

СПРАВОЧНИК
ПРОЕКТИРОВЩИКА
**ИНЖЕНЕРНЫХ
СООРУЖЕНИЙ**

Библиотека  проектировщика

«БУДИВЕЛЬНЫЙ»

В. Ш. КОЗЛОВ, В. Д. АЛЬШИЦ, А. И. АПТЕКМАН,
Ю. Т. БАБЧЕНКО, Э. М. ВОЛОВИК

СПРАВОЧНИК ПРОЕКТИРОВЩИКА **ИНЖЕНЕРНЫХ** **СООРУЖЕНИЙ**

Под редакцией канд. техн. наук Д. А. Коршунова

2-е издание, переработанное и дополненное



КИЕВ
«БУДИВЕЛЬНИК»
1988

ББК 38.2я2
С74

УДК 624+628 (035.5)

Рецензенты: И. С. Приходько, А. Г. Абызов
Редакция литературы по строительным конст-
рукциям, материалам и изделиям
Зав. редакцией А. А. Петрова

Справочник проектировщика инженерных сооружений /
С74 В. Ш. Козлов, В. Д. Альшиц, А. И. Аптекман и др.; Под
ред. Д. А. Коршунова. — 2-е изд., перераб. и доп. — К.:
Будивэльник, 1988. — с. 352 ил. — (Б-ка проектировщика).
ISBN 5-7705-0067-0.

Даны классификация, общие характеристики и габаритные схемы
инженерных сооружений. Помещены сведения о строительных мате-
риалах, типовых конструктивных решениях, а также нормативные
данные и методики расчета конструкций.

Переработан и дополнен в соответствии с действующими на 1 июня
1988 г. нормативными материалами.

Для инженерно-технических работников проектных и строитель-
ных организаций.

С $\frac{3202000000-060}{\text{М203(04)-88}}$ КУ-№ 3-447-88 ББК 38.2я2

ISBN 5-7705-0067-0

© Издательство «Будівельник», 1973
© Издательство «Будивэльник», 1988, с изме-
нениями

ПРЕДИСЛОВИЕ

Решениями XXVII съезда КПСС предусмотрены коренная перестройка капитального строительства и повышение его эффективности. Требуется поднять на новый индустриальный и организационный уровень весь строительный комплекс, сократить минимум в 2 раза инвестиционный цикл при реконструкции предприятий и возведении новых объектов. При этом капитальные вложения прежде всего должны направляться на реконструкцию и техническое перевооружение действующих предприятий. Вместе с тем строительство новых предприятий и ввод в действие новых объектов должны осуществляться в нормативные сроки.

Стоимость строительно-монтажных работ для возведения инженерных сооружений на площадках промышленных предприятий для различных отраслей промышленности колеблется от 30 до 50 % от общей стоимости строительно-монтажных работ. Такими же соотношениями характеризуются материалоемкость и трудоемкость возведения инженерных сооружений.

Работа промышленных предприятий требует надежной и бесперебойной эксплуатации инженерных сооружений, ремонт которых более затруднителен, чем ремонт зданий, и в ряде случаев необходима остановка производства.

Вследствие многообразия технологических требований инженерные сооружения плохо поддаются унификации и типизации, проектирование их весьма трудоемко и сложно. Для облегчения работы проектировщика в справочнике приведены таблицы и вспомогательные материалы.

Авторы стремились обобщить и систематизировать разработки по инженерным сооружениям, составить рекомендации по выбору наиболее прогрессивных решений и методов расчета.

На площадках промышленных предприятий возводятся следующие инженерные сооружения (перечень приведен в алфавитном порядке):

башни вытяжные, водонапорные, угольные; бункера; галерей пешеходные, транспортные; градирни; закрома; каналы кабельные, трубопроводные, технологические; коллекторы; колодцы опускные; копры шахтные, металлургические; опоры трубопроводов отдельно стоящие, опоры электросети; оснащение технологических аппаратов; площадки обслуживания; подвалы; резервуары для газа (в том числе газгольдеры) и жидкостей; силосы; стены подпорные; тоннели; трубы дымовые; фундаменты под оборудование; эстакады железнодорожные разгрузочные, крановые, трубопроводные; этажерки.

Классифицировать инженерные сооружения

можно: *по назначению* — для размещения стационарного оборудования (подвалы, фундаменты под оборудование, этажерки и др.), коммуникационные (каналы, коллекторы), теплотехнические (опоры отдельно стоящие, резервуары и др.), транспортные (галереи, тоннели, эстакады и др.), хранилища (резервуары, бункера, закрома и др.), разные; *по расположению* — подземные (закрома, подвалы фундаменты и др.), надземные (бункера, этажерки, эстакады и др.), высотные (башни, копры, силосы и др.); *по протяженности* компактные (башни, бункера, закрома и др.), протяженные (галереи, каналы, эстакады и др.); *по конструктивному решению* — пространственные (бункера, резервуары, силосы и др.), плитные (закрома, подвалы, стены подпорные и др.), каркасные (галереи, опоры трубопроводов, эстакады и др.); комбинированные (водонапорная башня с решетчатым стволом и т. п.); *по материалу* — железобетонные, стальные, деревянные, комбинированные; *по условиям эксплуатации* — сложные инженерно-геологические условия; агрессивная среда, нестационарные воздействия оборудования и температурные, опасность эксплуатации. При проектировании учитываются особенности, присущие каждой классификационной группе.

Группа сооружений	Перечень сооружений, входящих в группу
Подземные	Подпорные стены, подвалы, тоннели и каналы, опускные колодцы и др.
Емкостные: для жидкостей и газов	Резервуары для нефти и нефтепродуктов, газгольдеры, системы водоснабжения и канализации
для сыпучих материалов	Закрома, бункера, силосы и силосные корпуса, угольные башни коксохимзаводов
Надземные	Этажерки и площадки, открытые крановые эстакады, отдельно стоящие опоры и эстакады под технологические трубопроводы, галереи и эстакады, разгрузочные железнодорожные эстакады
Высотные	Градирни, башенные копры, дымовые трубы, вытяжные башни, водонапорные башни

В справочнике сооружения классифицируются в соответствии со СНиП 2.09.03-85 (см. таблицу). Рассматриваются сооружения межотраслевого применения, проекты которых разрабатываются институтами общестроительного профиля. Сооружения специального назначения, проектируемые специализированными институтами (вытяжные и угольные башни, башенные градирни, дымовые трубы, копры шахтные, опоры электросети, опускные колодцы, газгольдеры, резервуары для нефтепродуктов), в справочнике не рассматриваются. Не рассматриваются также сооружения, возводимые на просадочных и закарстованных грунтах, в районах вечной мерзлоты и в районах с расчетной сейсмичностью 7 баллов и более.

В связи с тем что вопросы проектирования фундаментов под оборудование приходится решать в проекте каждого промышленного предприятия, им посвящена отдельная глава в дополнение к сооружениям, рассматриваемым в СНиП 2.09.03-85 — основном нормативном документе по проектированию инженерных сооружений. По аналогичной причине в справочнике помещены материалы по емкостным сооружениям водоснабжения и канализации.

Широко использован многолетний опыт институтов-разработчиков типовых конструкций инженерных сооружений (ЦНИИпромзданий, Киевского Промстройпроекта, Харьковского ПромстройНИИпроекта, Ленинградского Промстройпроекта и др.).

Обозначения величин даны в соответствии с СТ СЭВ 1565—79 и действующими строительными нормами и правилами; при описании типовых серий — принятые в сериях. Перечень нормативных материалов, типовых проектов и серий помещен в конце книги.

Главы 1, 2 написаны В. Ш. Козловым и Э. М. Воловик; 3, 5, 7, 14 — В. Ш. Козловым; 4 — Э. М. Воловик; 6, 9 — В. Д. Альшицем; 8, 12 — Ю. Т. Бабченко; 10, 11 — Р. И. Аптеканом; 13 — Э. М. Воловик и В. Д. Альшицем.

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

1.1. Требования к инженерным сооружениям

Инженерные сооружения на промышленных площадках должны отвечать требованиям: технологии; надежности и долговечности сооружения; промышленных методов возведения, а также бесперебойной и безопасной эксплуатации сооружения; эстетическим и по созданию нормальных условий труда.

Технологические требования к объемно-планировочным и конструктивным решениям сооружений определяются в задании на строительное проектирование. Состав и объем задания технологов на проектирование строительной части различны для каждого вида инженерных сооружений и подробно указаны в последующих главах.

Надежность и долговечность сооружения на стадии проектирования определяются строительной частью проекта и обеспечиваются соблюдением требований норм на строительное проектирование, в том числе:

СНиП 2.09.03-85 «Сооружения промышленных предприятий»;

СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия»;

СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений»;

СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции»;

СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции»;

СНиП II-23-81* «Стальные конструкции».

При проектировании инженерных сооружений особое внимание уделяют полноте и качеству отчета об инженерно-геологических изысканиях, которые должны быть выполнены в соответствии с требованиями СНиП II-9-78 и СН 225-79 (неполноценные данные инженерных изысканий неоднократно являлись причиной аварий и разрушений зданий и сооружений).

Долговечность сооружений обеспечивается расчетом по второй группе предельных состояний, мероприятиями по антикоррозионной защите в соответствии со СНиП 2.03.11-85, а также надежной гидроизоляцией подземных частей сооружений, выполняемой по СН 301-65*. При этом выбор материалов и конструкций должен соответствовать требованиям технических правил по экономному расходованию основных строительных материалов ТП 101-81*.

При проектировании инженерных сооружений на данной площадке или в промузле, нерацionalmente создавать специальную номенклатуру

сборных железобетонных конструкций для каждого вида сооружений. Целесообразно применять конструкции, имеющиеся в номенклатуре изделий для производственных и общественных зданий или родственных инженерных сооружений с сохранением габаритных размеров и изменением армирования. Принципы применения материалов и конструкций изложены в п. 1.2 настоящей главы и более подробно в соответствующих главах справочника.

Требования по бесперебойности и безопасной эксплуатации обеспечиваются технологической и строительной частью проекта в соответствии со СНиП 2.01.02-85 и СНиП III-4-80.

Особые эстетические требования предъявляются к высотным сооружениям, которые существенно влияют на архитектурный облик предприятия и промышленного узла в целом. При удачном решении они служат архитектурным акцентом, улучшающим архитектурную композицию окружающей застройки.

Высотные сооружения, расположенные вблизи аэропортов и аэродромов, рассматривают как искусственные препятствия и проектируют с соблюдением требований НТП-2-73/МГА, регламентирующих их предельную высоту, раскраску и освещение в ночное время, и СН 305-77 по молннезащите.

В соответствии со СНиП II-92-76 «Вспомогательные здания и сооружения промышленных предприятий» для сооружений, расположенных вне зданий и требующих постоянного обслуживания, должны быть предусмотрены помещения бытовые и для обогрева работающих. Бытовые помещения разрешается располагать в бытовых корпусах близлежащих цехов, если расстояние до этих корпусов не превышает 300 м.

1.2. Общие положения проектирования

Инженерные сооружения проектируют на основе Единой модульной системы (ЕМС), представляющей собой совокупность правил координации размеров объемно-планировочных и конструктивных элементов зданий и сооружений на базе основного модуля 100 мм (1 М). Укрупненные модули, полученные умножением основного на целые коэффициенты, — 6000, 3000, 1500, 1200 мм, — обозначают соответственно 60М, 30М, 15М, 12М; дробные, полученные умножением основного на дробные коэффициенты, — 50, 20, 10 мм — 1/2М, 1/5М, 1/10М. Основные и дробные модули

применяют главным образом при назначении размеров поперечных сечений элементов; укрупненные — длины пролетов, расстояний между разбивочными осями и высотных размеров сооружений. Для назначения размеров сооружения используют модуль: в плане при размерах до 18 м — 60М, допустим 30М; до 12 м — 15М; по вертикали при высоте до 3,6 м — 3М; при большей — 12М и 6М.

Конструктивный размер элементов выполняют меньшим, чем их номинальный (модульный) с учетом зазора между торцами и боковыми гранями элементов или допусков на изготовление конструкций. Применение материалов и конструкций регламентируется ТП 101-81*.

Подземные инженерные сооружения возводят из сборного и реже монолитного железобетона. При индустриальных методах укладки бетона, если не требуется устройство высоких лесов и подмостей, целесообразно применять монолитный железобетон, конструкции из которого экономичны и в ряде случаев (например, при наличии грунтовых вод) более надежны в эксплуатации.

Фундаменты сооружений и под оборудование выполняют сборными, сборно-монолитными железобетонными и монолитными бетонными и железобетонными.

Емкостные сооружения водоснабжения и канализации, силосы (за исключением силосов для материалов, хранение которых недопустимо в железобетонных емкостях), закрома и резервуары для воды проектируют железобетонными из сборных, сборно-монолитных и монолитных конструкций.

Бункера выполняют железобетонными (сборными и монолитными), стальными, а также смешанными. Из стали их выполняют в случаях, когда по механическим, химическим или температурным воздействиям применение железобетона недопустимо. Кроме того, стальными могут быть висячие (параболические) бункера и воронки для всех типов бункеров. В бункерах смешанной конструкции призматическую или цилиндрическую часть проектируют из железобетона, сужающуюся — из стали.

В ряде надземных сооружений могут быть выделены три основных вида конструктивных элементов: фундаменты, опоры и пролетные строения.

Фундаменты выполняют преимущественно из монолитного железобетона.

Опоры и колонны проектируют, как правило, сборными железобетонными:

колонны открытых крановых эстакад высотой до 13 м включительно, при крановом оборудовании в виде мостовых кранов общего назначения грузоподъемностью до 32 т включительно;

отдельно стоящие опоры под технологические трубопроводы и колонны одноярусных эстакад под коммуникации различного назначения при высоте от планировочной отметки земли до 9 м включительно и при пролетах эстакад до 24 м включительно;

опоры транспортных, пешеходных и других галерей на горизонтальных участках при высоте опор и пролетах до 12 м.

При параметрах, превышающих указанные, опоры допускается выполнять из стальных конструкций.

Этажерки под технологическое оборудование применяют сборные железобетонные в случаях, когда могут быть использованы железобетонные элементы из номенклатуры каркасов многоэтажных зданий.

Пролетные строения пешеходных, транспортных и коммуникационных галерей при пролетах до 12 м выполняют железобетонными, при больших — стальными; крановых эстакад под краны тяжелого режима работы любой грузоподъемности и среднего грузоподъемностью более 32 т — стальными, до 32 т — стальными и железобетонными.

Указания и рекомендации по выбору материала и типа конструкций, а также требования, предъявляемые к материалам, приведены в соответствующих главах справочника для каждого вида инженерных сооружений. Если возможно применение различных материалов, выбор материала конструкций должен быть сделан на основании технико-экономического сравнения с учетом местных условий и возможностей строительных организаций.

Для индустриализации строительства инженерных сооружений необходима их унификация с разработкой на ее основе габаритных схем и типовых конструкций. Унификация инженерных сооружений — сложная задача, так как схемы и размеры их обуславливаются взаимосвязью технологических процессов и конструктивных решений.

В настоящее время имеются унифицированные параметры и габаритные схемы для большинства инженерных сооружений, разработанные ЦНИИпромзданий, на базе которых институтами Госстроя СССР выполнены типовые конструкции (серии) инженерных сооружений:

подпорные стены — Киевский Промстройпроект, ЦНИИпромзданий;
полвалы — Приднепровский Промстройпроект, ЦНИИпромзданий, Гипромет;
тоннели и каналы — Харьковский ПромстройНИИпроект;

емкостные сооружения водоснабжения и канализации — Союзводоканалпроект, Гипроводхоз;
фундаменты под оборудование — Фундаментпроект, ЦНИИпромзданий, Харьковский ПромстройНИИпроект;

открытые крановые эстакады — Киевский Промстройпроект, НИИСК;

транспортные и пешеходные галереи — Харьковский ПромстройНИИпроект;

отдельно стоящие опоры и эстакады пароматериалопроводов — Харьковский ПромстройНИИпроект;

этажерки и площадки — ЦНИИпромзданий;
бункера — Ленинградский Промстройпроект;
закрома — Харьковский ПромстройНИИпроект;

силосы — Ленинградский Промстройпроект;
водонапорные башни — ЦНИИЭП инженерного оборудования, Киевский Промстройпроект.

Типовая рабочая документация унифицированных стеновых панелей подземных сооружений (рис. 1.1), предназначенных для использования без изменения габаритных размеров в подпорных стенах, стенах подвалов, тоннелях и емкостных сооружениях водоснабжения и канализации, разрабатывается в ЦНИИпромзданий.

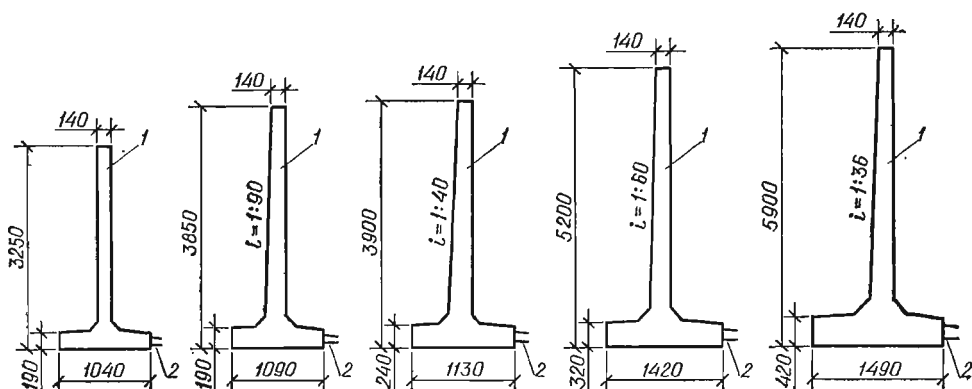


Рис. 1.1. Основные размеры унифицированных стеновых панелей подземных сооружений:

1 — сборный железобетонный элемент; 2 — арматурные выпуски для стыковки с фундаментной плитой.

При проектировании инженерных сооружений, для которых разработаны типовые конструкции, следует применять типовые решения.

Индивидуальное проектирование допускается в тех случаях, когда технологическим заданием при соответствующем обосновании предусматривается сооружение с параметрами (геометрические размеры, нагрузки), отличающимися от типовых.

Для подземных сооружений, рассчитываемых на давление грунта, основанием для индивидуального проектирования могут служить характеристики грунтовых условий, отличающиеся от принятых в типовых сериях, если они не позволяют подобрать типовое решение с учетом дополнительных поверочных расчетов и незначительных конструктивных доработок.

При индивидуальном проектировании следует: основные габаритные размеры и размеры сечений принимать в соответствии с ЕМС;

в максимальной степени использовать имеющиеся габаритные схемы;

стремиться к применению типовых конструкций, чтобы избежать создания нового парка форм.

При проектировании ряда сооружений на одной площадке или в пределах промышленного узла обязательно проведение общеплощадочной унификации.

Для разработки проекта инженерного сооружения до начала проектирования должны быть получены следующие исходные данные: технологическое задание; генеральный план (горизонтальная и вертикальная планировка) либо выкопировки из него с нанесением всех расположенных вблизи зданий, сооружений и коммуникаций; отчет об инженерно-геологических изысканиях с данными лабораторных испытаний грунтов; сведения о генподрядной и субподрядных строительных организациях, базе стройиндустрии и о применяемых в данном районе в соответствии с утвержденным Госстроем СССР территориальным каталогом сборных железобетонных конструкциях.

Для особо ответственных и высотных сооружений скважины (не менее трех) и шурфы для получения данных о грунтах выполняют на пятне сооружения, что должно быть оговорено в задании на производство инженерно-геологических изысканий.

Некоторые исходные данные, указания и рекомендации для проектирования, помещенные в справочнике, являются общими для ряда сооружений. К ним относятся характеристики грунтов, указания по взаимодействию сооружений с грунтом, данные о нагрузках от транспортных средств, о коэффициентах надежности по нагрузке, общие рекомендации по гидроизоляции подземных сооружений. Во избежание повторений они приведены в первой главе.

1.3. Характеристики грунтов и сыпучих материалов

Согласно СНиП 2.02.01-83 основными параметрами механических свойств грунтов, определяющими несущую способность оснований, их деформации и взаимодействие грунта с сооружением, служат прочностные и деформативные характеристики; угол внутреннего трения φ , удельное сцепление c , модуль деформации E , предел прочности на одноосное сжатие скального грунта $R_{сж}$, удельный вес грунта γ , коэффициент его пористости e и др.

Нормативные и расчетные характеристики грунтов в ненарушенном состоянии устанавливаются на основе статистической обработки результатов испытаний и должны быть приведены в отчете об инженерно-геологических изысканиях на площадке строительства.

При отсутствии опытных данных допускается принимать нормативный удельный вес грунта $\gamma_n = 18 \text{ кН/м}^3$.

Расчеты выполняют с использованием расчетных значений характеристик грунтов

$$X = X_n / \gamma_g, \quad (1.1)$$

где X_n — нормативное значение данной характеристики; γ_g — коэффициент надежности по грунту.

Расчетные значения характеристик грунтов φ , c и γ для расчетов по несущей способности обозначаются φ_1 , c_1 и γ_1 , по деформациям — φ_{11} , c_{11} и γ_{11} .

Нормативные значения φ_n , c_n и E допускается определять по табл. 1.1 и 1.2, расчетные находят по (1.1), при следующих значениях γ_g :

В расчетах по деформациям	1
» по несущей способности:	1,5
для удельного сцепления	1,1
для угла внутреннего трения песчаных грунтов	1,15
то же, пылевато-глинистых	1,15

При проектировании инженерных сооружений в ряде случаев приходится вести расчет на воздействие грунтов в нарушенном состоянии, например засыпки в пазухи стен и фундаментов, воздействующие на подпорные стены, подвалы, тоннели и т. д. Грунты засыпок должны быть уплотнены до 95 % от удельного веса грунта в ненарушенном состоянии, о чем делают соответствующие указания на чертежах. При выполнении

этого требования характеристики грунтов засыпки принимают по характеристикам тех же грунтов в ненарушенном состоянии, умножая их на 0,9 для φ и 0,5 для c , при этом расчетные значения удельного сцепления в нарушенных грунтах $c_1 \leq 7$ кПа, $c_{11} \leq 10$ кПа. Характеристики ряда сыпучих материалов приведены в табл. 1.3.

1.4. Нагрузки на подземные сооружения

В общем случае подземное сооружение загружено на уровне контакта подошвы фундамента с грунтом: весом грунта, боковым давлением, реактивным давлением по подошве, а также располо-

Т а б л и ц а 1.1. Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа (кгс/см²), угла внутреннего трения φ_n , град, и модуля деформации E , МПа (кгс/см²), песчаных грунтов четвертичных отложений (СНиП 2.02.01.-83)

Виды грунтов	Характеристика	Коэффициент пористости e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n	2 (0,02)	1 (0,01)	—	—
	φ_n	43	40	38	—
	E	50 (500)	40 (400)	30 (300)	—
Средней крупности	c_n	3 (0,03)	2 (0,02)	1 (0,01)	—
	φ_n	40	38	35	—
	E	50 (500)	40 (400)	30 (300)	—
Мелкие	c_n	6 (0,06)	4 (0,04)	2 (0,02)	—
	φ_n	38	36	32	28
	E	48 (480)	38 (380)	28 (280)	18 (180)
Пылеватые	c_n	8 (0,08)	6 (0,06)	4 (0,04)	2 (0,02)
	φ_n	36	34	30	26
	E	39 (390)	28 (280)	18 (180)	11 (110)

Т а б л и ц а 1.2. Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа (кгс/см²), и угла внутреннего трения φ_n , град, пылевато-глинистых нелессовых грунтов четвертичных отложений (СНиП 2.02.01.-83)

Виды грунтов	Пределы нормативных значений показателя текучести I_L (включительно)	Характеристика	Коэффициент пористости e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	До 0,25	c_n	21 (0,21)	17 (0,17)	15 (0,15)	13 (0,13)	—	—	—
		φ_n	30	29	27	24	—	—	—
	Более 0,25 до 0,75	c_n	19 (0,19)	15 (0,15)	13 (0,13)	11 (0,11)	9 (0,09)	—	—
		φ_n	28	26	24	21	18	—	—
Суглинки	До 0,25	c_n	47 (0,47)	37 (0,37)	31 (0,31)	25 (0,25)	22 (0,22)	19 (0,19)	—
		φ_n	26	25	24	23	22	20	—
	Более 0,25 до 0,5	c_n	39 (0,39)	34 (0,34)	28 (0,28)	23 (0,23)	18 (0,18)	15 (0,15)	—
		φ_n	24	23	22	21	19	17	—
	Более 0,5 до 0,75	c_n	—	—	25 (0,25)	20 (0,20)	16 (0,16)	14 (0,14)	12 (0,12)
		φ_n	—	—	19	18	16	14	12
Глины	До 0,25	c_n	—	81 (0,81)	68 (0,68)	64 (0,64)	47 (0,47)	41 (0,41)	36 (0,36)
		φ_n	—	21	20	19	18	16	14
	Более 0,25 до 0,5	c_n	—	—	57 (0,57)	50 (0,50)	43 (0,43)	37 (0,37)	32 (0,32)
		φ_n	—	—	18	17	16	14	11
	Более 0,5 до 0,75	c_n	—	—	45 (0,45)	41 (0,41)	36 (0,36)	33 (0,33)	32 (0,32)
		φ_n	—	—	15	14	12	10	7

Т а б л и ц а 1.3. Нормативные значения характеристик сыпучих материалов (Руководство по расчету и проектированию железобетонных, стальных и комбинированных бункеров / Лен. ПромстройНИИпроект.— М., 1983)

Сыпучий материал	Удельный вес γ_n , кН/м ³ (тс/м ³)	Угол внутреннего трения, град	Коэффициент внешнего трения f				
			Каменное и шлако-каменное литье, ситалл	Резина	Дерево	Сталь	Бетон
Агломерат (отсев)	16...25 (1,6...2,5)	45	0,38...0,45	0,43	0,54	0,45	—
Антрацит	10...14 (1...1,4)	35	0,36...0,55	—	0,5...0,6	0,4...0,8	0,45...0,68
Апатит порошкообразный	20 (2)	31...33	—	0,63	0,63	0,6	0,55
Гипс	16 (1,6)	30...39	—	0,7...0,82	—	0,61...0,78	0,45...0,55
Глина	16 (1,6)	40...45	—	—	—	—	—
Глинозем порошкообразный	10...12 (1...1,2)	28...29	—	0,46...0,48	0,45...0,53	0,42...0,54	0,5
Гравий	20 (2)	26...45	—	—	—	0,58...1	—
Гранит	22 (2,2)	—	—	0,86	0,47...0,52	0,4...0,42	—
Доломит	16...20 (1,6...2)	—	—	—	0,52...0,55	0,46...0,51	—
Зола	—	40...50	—	—	1	0,6...0,85	0,84...1
Известняк	16...20 (1,6...2)	29...51	0,33...0,65	0,87...0,77	0,39...0,89	0,3...1	—
Известь гашеная	7 (0,7)	—	—	—	—	0,35	0,55
Известь шламовая	8...11 (0,8...1,1)	—	—	—	—	0,6	—
Камень	13...20 (1,3...2)	20	—	—	0,46...0,6	0,58...0,84	0,84
Карбид кальция	—	20	—	—	—	0,3...0,55	0,5
Кварц	18 (1,8)	—	—	—	0,6	0,4...0,5	—
Кварцит	14...16 (1,4...1,6)	—	—	—	0,56	0,37...0,55	—
Клинкер	16 (1,6)	29...33	—	—	—	—	—
Кокс	5...6 (0,5...0,6)	2...51	0,38...0,42	0,5...0,7	0,6...1	0,47...0,53	0,84...1
Концентрат шихтового отделения аглофабрики	—	—	0,7...0,95	0,82	0,99	0,89	—
Криолит	12...13,5 (1,2...1,35)	28...48	—	0,6...0,65	0,59...0,68	0,55...0,95	—
Нефелиновый концентрат	15 (1,5)	31...40	—	0,6...0,65	0,58...0,6	0,3...0,68	0,5
Опилки древесные	2,5 (0,25)	31...56	—	0,51...0,65	—	0,39...0,83	—
Песок	16 (1,6)	30...40	—	0,46...0,56	—	0,32...0,8	0,58...0,84
Песчаник	—	—	—	—	0,49...0,6	0,3...0,59	—
Пыль угольная	7 (0,7)	—	—	—	—	0,32...0,77	0,64...0,73
Руда	18...35 (1,8...3,5)	30...41	—	—	—	0,57...0,84	—
Руда железная	20...26 (2...2,6)	35...37	0,54...0,65	0,65...1	0,7...0,8	0,5...1	—
Руда магнетитовая	—	—	—	—	0,47	0,46	0,52
Селитра	12 (1,2)	38...40	—	—	—	—	—
Скrap стальной	32...50 (3,2...5,0)	—	—	—	0,54...0,6	0,35...0,49	—
Сланец	11 (1,1)	—	—	—	—	0,35...0,58	—
Сода кальцинированная	6 (0,6)	35...45	—	0,44...0,68	0,48	0,3...0,7	0,5
Соль поваренная	—	30...50	—	0,68	—	0,49	—
Сульфат аммония	9 (0,9)	40	—	—	—	—	—
Уголь каменный	10...15 (1...1,5)	27...45	0,4...0,6	0,55...0,7	0,7...1	0,3...0,8	0,5...0,9
Фтористый алюминий	9...9,5 (0,9...0,95)	27...36	—	0,53...0,61	0,52...0,55	0,58...0,6	—
Цемент	16 (1,6)	27...40	—	0,64	0,3...0,4	0,6...0,65	0,58
Штыб угольный	—	34...44	—	—	0,4...0,74	—	—
Щебень	20 (2)	40...45	—	—	0,3...0,6	0,47...0,63	—

Примечания: 1. Коэффициент трения: антрацита по керамической плитке 0,43...0,6 и по кирпичу 0,48...0,7; апатита порошкообразного по керамической плитке 0,58; каменного угля по керамической плитке 0,4...0,65 и по кирпичу 0,52...1. 2. Прочерки обозначают отсутствие данных. 3. Угол трения $\varphi_t = \text{ctg } f$.

женными на поверхности нагрузками. Боковое давление грунта и нагрузки от транспортных средств определяются в соответствии с указаниями СНиП 2.09.03-85.

Боковое давление грунта на удерживающую конструкцию может быть активным и пассивным.

Активное определяется, исходя из предположения об образовании призмы обрушения — массива грунта, находящегося в состоянии предельного равновесия. Эта призма (рис. 1.2, а) ограничена тыльной гранью удерживающей конструкции, поверхностью засыпки и плоскостью

возможного скольжения, наклоненной к вертикали под углом

$$\Theta_0 = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}. \quad (1.2)$$

Полное горизонтальное активное давление грунта

$$P_h = P_{hy} + P_{hq} + P_{hw} - P_{hc} \quad (1.3)$$

должно приниматься положительным; его распространяют на всю высоту сооружения (см. рис. 1.2, г, д).

При этом давление:

от собственного веса грунта

$$\rho_{h\gamma} = \gamma h \lambda_h; \quad (1.4)$$

от нагрузки на поверхности грунта q

$$\rho_{hq} = q \lambda_h; \quad (1.5)$$

от дополнительного воздействия грунтовых вод при высоте их подъема на h_w от низа сооружения

$$\rho_{hw} = h_w [10 - \lambda_h (\gamma - \gamma_{sw})], \quad (1.6)$$

где удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma_{sw} = (\gamma_c - 10)/(1 + e); \quad (1.7)$$

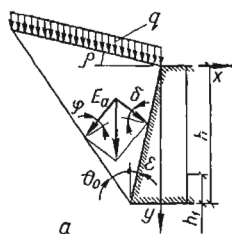
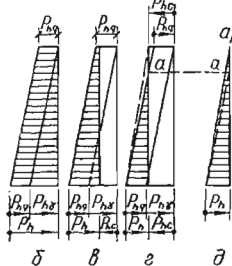


Рис. 1.2. Схема давления грунта:

а — на стену; б — при отсутствии сцепления $\sigma_{hc} = 0$; а — при $\rho_{hc} < \rho_{hq}$; а — при $\rho_{hc} > \rho_{hq}$; а — заменяющая (расчетная) эпюра (вершина суммарной эпюры из точки а переносится в a_1).



здесь γ_c — удельный вес скелета грунта, который в случае отсутствия опытных данных может быть принят равным 26,5 кН/м³; от сцепления c

$$\rho_{hc} = -ck_h, \quad (1.8)$$

где

$$k_h = \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\frac{\cos (\varepsilon + \delta)}{\cos \varepsilon \cos \delta} - \frac{\cos \varepsilon \cos \rho}{\cos (\varepsilon - \rho)} \lambda_h \right]. \quad (1.9)$$

Вертикальное давление

$$\rho_v = \rho_h \operatorname{tg} (\varepsilon + \delta). \quad (1.10)$$

В приведенных формулах λ_h — довольно сложная для вычисления функция от ε , ρ (см. рис. 1.2), углов внутреннего трения φ и трения грунта на контакте с материалом сооружения δ .

Для удобства пользования значения λ_h и k_h приведены соответственно в табл. 1.4, 1.5. При горизонтальной поверхности грунта, вертикальной поверхности сооружения и отсутствии трения грунта $\rho = \varepsilon = \delta = 0$

$$\lambda_h = \operatorname{tg}^2 \Theta_0 \quad (1.11)$$

и

$$k_h = 2 \operatorname{tg} \Theta_0. \quad (1.12)$$

Таблица 1.4. Значения коэффициента λ_h , углы, град (Руководство по проектированию подпорных стен и подвалов для промышленного и гражданского строительства / ЦНИИпромзданий.— М.; 1984)

Ф	ρ	δ = 0 и ε, равном					
		0	5	10	15	20	30
15	0	0,59	0,62	0,64	0,67	0,69	0,71
	10	0,70	0,74	0,77	0,81	0,84	0,88
	15	0,93	0,98	1,02	1,07	1,12	1,18
16	0	0,57	0,60	0,62	0,65	0,67	0,70
	10	0,67	0,71	0,74	0,78	0,81	0,85
	15	0,81	0,85	0,89	0,94	0,98	1,03
17	0	0,55	0,58	0,60	0,63	0,66	0,68
	10	0,65	0,68	0,72	0,75	0,79	0,83
	15	0,75	0,80	0,84	0,88	0,93	0,97
18	0	0,53	0,56	0,59	0,61	0,64	0,66
	10	0,62	0,66	0,69	0,73	0,77	0,80
	15	0,71	0,75	0,79	0,84	0,88	0,93
19	0	0,51	0,54	0,57	0,60	0,63	0,65
	10	0,59	0,63	0,67	0,71	0,74	0,78
	15	0,67	0,71	0,76	0,80	0,85	0,90
20	0	0,49	0,52	0,55	0,58	0,61	0,64
	10	0,57	0,61	0,64	0,68	0,72	0,76
	15	0,64	0,68	0,72	0,77	0,82	0,86
21	0	0,47	0,50	0,53	0,56	0,59	0,62
	10	0,55	0,58	0,62	0,66	0,70	0,74
	15	0,61	0,65	0,70	0,74	0,79	0,83
22	0	0,46	0,49	0,52	0,55	0,58	0,61
	10	0,52	0,56	0,60	0,64	0,68	0,72
	15	0,58	0,62	0,67	0,71	0,76	0,81
23	0	0,44	0,47	0,50	0,53	0,56	0,59
	10	0,50	0,54	0,58	0,62	0,66	0,70
	15	0,55	0,60	0,64	0,69	0,73	0,78
24	0	0,42	0,45	0,49	0,51	0,55	0,58
	10	0,48	0,52	0,56	0,60	0,64	0,68
	15	0,53	0,57	0,62	0,66	0,71	0,76
25	0	0,41	0,44	0,47	0,50	0,53	0,57
	10	0,46	0,50	0,54	0,58	0,62	0,66
	15	0,51	0,55	0,59	0,64	0,69	0,73
26	0	0,39	0,42	0,46	0,49	0,52	0,55
	10	0,44	0,48	0,52	0,56	0,60	0,65
	15	0,48	0,53	0,57	0,62	0,66	0,71
27	0	0,38	0,41	0,44	0,47	0,51	0,54
	10	0,43	0,46	0,50	0,55	0,59	0,63
	15	0,46	0,50	0,55	0,60	0,64	0,69
28	0	0,36	0,39	0,43	0,46	0,49	0,53
	10	0,41	0,45	0,49	0,53	0,57	0,61
	15	0,44	0,48	0,53	0,57	0,62	0,67
	0	0,35	0,38	0,41	0,45	0,48	0,51
	10	0,39	0,43	0,47	0,51	0,55	0,60
	15	0,42	0,46	0,50	0,54	0,58	0,62

Ф	ρ	$\delta = \bar{\delta}$ и ε , равном						
		0	5	10	15	20	25	30
29	15	0,42	0,46	0,51	0,55	0,60	0,65	0,71
	20	0,46	0,51	0,56	0,62	0,67	0,73	0,79
	25	0,54	0,59	0,65	0,71	0,78	0,85	0,93
	0	0,33	0,37	0,40	0,43	0,47	0,50	0,54
30	10	0,37	0,41	0,45	0,50	0,54	0,58	0,63
	15	0,40	0,44	0,49	0,54	0,58	0,64	0,69
	20	0,44	0,49	0,54	0,59	0,65	0,71	0,77
	25	0,50	0,56	0,62	0,68	0,74	0,82	0,89
31	30	0,72	0,79	0,87	0,96	1,06	1,16	1,28
	0	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46	0,49	0,53
	10	0,36	0,40	0,44	0,48	0,52	0,57	0,61
	15	0,38	0,43	0,47	0,52	0,57	0,62	0,67
32	20	0,42	0,47	0,52	0,57	0,62	0,68	0,74
	25	0,48	0,53	0,59	0,65	0,71	0,78	0,86
	30	0,61	0,67	0,74	0,82	0,90	1,00	1,10
	0	0,31	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48	0,51
33	10	0,34	0,38	0,42	0,46	0,51	0,55	0,60
	15	0,37	0,41	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65
	20	0,40	0,46	0,49	0,55	0,60	0,66	0,72
	25	0,45	0,50	0,56	0,62	0,68	0,75	0,82
34	30	0,55	0,61	0,68	0,75	0,83	0,92	1,01
	0	0,30	0,33	0,36	0,40	0,43	0,47	0,50
	10	0,33	0,37	0,41	0,45	0,49	0,54	0,58
	15	0,35	0,39	0,44	0,48	0,53	0,58	0,63
35	20	0,38	0,43	0,47	0,53	0,58	0,64	0,70
	25	0,42	0,47	0,53	0,59	0,65	0,72	0,79
	30	0,50	0,56	0,63	0,70	0,78	0,86	0,95
	0	0,28	0,32	0,35	0,38	0,42	0,45	0,49
36	10	0,31	0,35	0,39	0,43	0,48	0,52	0,56
	15	0,33	0,38	0,42	0,46	0,51	0,56	0,62
	20	0,36	0,41	0,46	0,51	0,56	0,62	0,68
	25	0,40	0,45	0,51	0,56	0,63	0,69	0,76
37	30	0,47	0,53	0,59	0,66	0,73	0,81	0,90
	0	0,27	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48
	10	0,30	0,37	0,38	0,42	0,46	0,51	0,56
	15	0,32	0,36	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
38	20	0,34	0,39	0,44	0,49	0,54	0,60	0,66
	25	0,38	0,43	0,48	0,54	0,60	0,67	0,74
	30	0,44	0,49	0,56	0,62	0,70	0,78	0,86
	0	0,26	0,29	0,33	0,36	0,40	0,43	0,47
39	10	0,29	0,32	0,36	0,41	0,45	0,49	0,54
	15	0,30	0,34	0,39	0,43	0,48	0,53	0,59
	20	0,33	0,37	0,42	0,47	0,52	0,58	0,64
	25	0,36	0,41	0,46	0,52	0,58	0,64	0,71
40	30	0,41	0,46	0,53	0,59	0,66	0,74	0,82
	0	0,25	0,28	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46
	10	0,27	0,31	0,35	0,39	0,44	0,48	0,53
	15	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,52	0,57
41	20	0,31	0,35	0,40	0,45	0,50	0,56	0,62
	25	0,34	0,39	0,44	0,50	0,56	0,62	0,68
	30	0,38	0,44	0,50	0,56	0,63	0,71	0,79
	0	0,24	0,27	0,30	0,34	0,37	0,41	0,45
42	10	0,26	0,30	0,34	0,38	0,42	0,47	0,52
	15	0,28	0,32	0,36	0,40	0,45	0,50	0,56
	20	0,30	0,34	0,39	0,43	0,49	0,55	0,61
	25	0,32	0,37	0,42	0,48	0,54	0,60	0,67
43	30	0,36	0,41	0,47	0,53	0,60	0,68	0,76
	0	0,23	0,26	0,29	0,33	0,37	0,41	0,45
	10	0,25	0,29	0,33	0,37	0,41	0,45	0,50
	15	0,26	0,30	0,35	0,39	0,44	0,49	0,54
44	20	0,28	0,32	0,37	0,42	0,47	0,53	0,59
	25	0,30	0,35	0,40	0,46	0,52	0,58	0,65
	30	0,34	0,39	0,45	0,51	0,58	0,65	0,73
	0	0,22	0,25	0,28	0,32	0,35	0,39	0,43
45	10	0,24	0,27	0,31	0,35	0,40	0,44	0,49
	15	0,25	0,29	0,33	0,38	0,42	0,47	0,52
	20	0,27	0,31	0,35	0,40	0,45	0,51	0,57
	25	0,29	0,33	0,38	0,44	0,50	0,56	0,62
46	30	0,32	0,37	0,43	0,49	0,55	0,62	0,70
	0	0,22	0,25	0,28	0,32	0,35	0,39	0,43
	10	0,24	0,27	0,31	0,35	0,40	0,44	0,49
	15	0,25	0,29	0,33	0,38	0,42	0,47	0,52
47	20	0,27	0,31	0,35	0,40	0,45	0,51	0,57
	25	0,29	0,33	0,38	0,44	0,50	0,56	0,62
	30	0,32	0,37	0,43	0,49	0,55	0,62	0,70
	0	0,22	0,25	0,28	0,32	0,35	0,39	0,43
48	10	0,24	0,27	0,31	0,35	0,40	0,44	0,49
	15	0,25	0,29	0,33	0,38	0,42	0,47	0,52
	20	0,27	0,31	0,35	0,40	0,45	0,51	0,57
	25	0,29	0,33	0,38	0,44	0,50	0,56	0,62
49	30	0,32	0,37	0,43	0,49	0,55	0,62	0,70
	0	0,22	0,25	0,28	0,32	0,35	0,39	0,43
	10	0,24	0,27	0,31	0,35	0,40	0,44	0,49
	15	0,25	0,29	0,33	0,38	0,42	0,47	0,52
50	20	0,27	0,31	0,35	0,40	0,45	0,51	0,57
	25	0,29	0,33	0,38	0,44	0,50	0,56	0,62
	30	0,32	0,37	0,43	0,49	0,55	0,62	0,70
	0	0,22	0,25	0,28	0,32	0,35	0,39	0,43

Ф	ρ	$\delta = 0$ и ε , равном						
		с	б	10	15	20	25	30
39	0	0,23	0,26	0,29	0,33	0,36	0,40	0,44
	10	0,25	0,29	0,33	0,37	0,41	0,45	0,50
	15	0,26	0,30	0,35	0,39	0,44	0,49	0,54
	20	0,28	0,32	0,37	0,42	0,47	0,53	0,59
40	25	0,30	0,35	0,40	0,46	0,52	0,58	0,65
	30	0,34	0,39	0,45	0,51	0,58	0,65	0,73
	35	0,40	0,46	0,53	0,60	0,68	0,77	0,87
	0	0,22	0,25	0,28	0,32	0,35	0,39	0,43
41	10	0,24	0,27	0,31	0,35	0,40	0,44	0,49
	15	0,25	0,29	0,33	0,38	0,42	0,47	0,52
	20	0,27	0,31	0,35	0,40	0,45	0,51	0,57
	25	0,29	0,33	0,38	0,44	0,50	0,56	0,62
42	30	0,32	0,37	0,43	0,49	0,55	0,62	0,70
	35	0,37	0,43	0,49	0,57	0,64	0,73	0,82
	40	0,59	0,68	0,77	0,88	1,00	1,14	1,29

Ψ	ρ	$\delta = \frac{\Phi}{2}$ и ε , равном						
		0	5	10	15	20	25	30
15	0	0,54	0,56	0,58	0,60	0,62	0,64	0,65
	10	0,66	0,70	0,73	0,76	0,79	0,82	0,85
	15	0,93	0,98	1,02	1,07	1,12	1,18	1,24
16	0	0,52	0,54	0,56	0,58	0,60	0,62	0,64
	10	0,63	0,66	0,70	0,73	0,76	0,79	0,82
	15	0,78	0,82	0,86	0,91	0,95	0,99	1,04
17	0	0,50	0,52	0,54	0,56	0,58	0,60	0,62
	10	0,60	0,63	0,67	0,70	0,73	0,76	0,79
	15	0,72	0,76	0,80	0,84	0,88	0,93	0,97
18	0	0,48	0,50	0,53	0,55	0,57	0,59	0,60
	10	0,57	0,61	0,64	0,67	0,70	0,73	0,76
	15	0,67	0,71	0,75	0,79	0,83	0,88	0,92
19	0	0,46	0,48	0,51	0,53	0,55	0,57	0,59
	10	0,55	0,58	0,61	0,64	0,68	0,71	0,74
	15	0,63	0,67	0,71	0,75	0,79	0,83	0,88
20	0	0,44	0,47	0,49	0,51	0,53	0,55	0,57
	10	0,52	0,56	0,59	0,62	0,65	0,68	0,71
	15	0,60	0,64	0,68	0,71	0,76	0,80	0,84
21	20	0,88	0,94	1,00	1,06	1,13	1,21	1,29
	0	0,42	0,45	0,47	0,50	0,52	0,54	0,55
	10	0,50	0,53	0,57	0,60	0,63	0,66	0,69
22	15	0,57	0,61	0,64	0,68	0,72	0,76	0,80
	20	0,72	0,77	0,82	0,88	0,93	0,99	1,05
	0	0,41	0,43	0,46	0,48	0,50	0,52	0,54
23	10	0,48	0,51	0,54	0,57	0,61	0,64	0,67
	15	0,54	0,58	0,61	0,65	0,69	0,73	0,77
	20	0,66	0,70	0,75	0,80	0,86	0,91	0,97
24	0	0,39	0,42	0,44	0,46	0,49	0,51	0,52
	10	0,46	0,49	0,52	0,55	0,59	0,62	0,65
	15	0,51	0,55	0,59	0,62	0,66	0,70	0,74
25	20	0,61	0,66	0,70	0,75	0,80	0,86	0,91
	0	0,37	0,40	0,42	0,45	0,47	0,49	0,51
	10	0,44	0,47	0,50	0,53	0,56	0,60	0,63
26	15	0,49	0,52	0,56	0,60	0,64	0,68	0,72
	20	0,57	0,61	0,66	0,71	0,76	0,81	0,86
	0	0,36	0,39	0,41	0,43	0,46	0,48	0,50
27	10	0,42	0,45	0,48	0,51	0,54	0,58	0,61
	15	0,46	0,50	0,54	0,57	0,61	0,65	0,69
	20	0,53	0,58	0,62	0,67	0,72	0,77	0,82

Продолжение табл. 1.4

Ф	о	$\delta = \frac{\Phi}{2}$ и г. равно						
		0	5	10	15	20	25	30
26	25	0,82	0,89	0,96	1,04	1,12	1,22	1,32
	0	0,34	0,37	0,40	0,42	0,44	0,46	0,48
	10	0,40	0,43	0,46	0,50	0,53	0,56	0,59
	15	0,44	0,48	0,51	0,55	0,59	0,63	0,67
	20	0,50	0,55	0,59	0,64	0,68	0,73	0,78
27	25	0,65	0,71	0,77	0,83	0,90	0,97	1,05
	0	0,33	0,36	0,38	0,41	0,43	0,45	0,47
	10	0,38	0,41	0,45	0,48	0,51	0,54	0,57
	15	0,42	0,45	0,49	0,53	0,57	0,60	0,64
	20	0,47	0,52	0,56	0,61	0,65	0,70	0,75
28	25	0,59	0,64	0,70	0,76	0,82	0,89	0,96
	0	0,32	0,34	0,37	0,39	0,42	0,44	0,46
	10	0,36	0,40	0,43	0,46	0,49	0,52	0,55
	15	0,40	0,43	0,47	0,51	0,55	0,58	0,62
	20	0,45	0,49	0,53	0,58	0,62	0,67	0,72
29	25	0,54	0,60	0,65	0,71	0,76	0,83	0,89
	0	0,30	0,33	0,36	0,38	0,40	0,42	0,44
	10	0,35	0,38	0,41	0,44	0,47	0,51	0,53
	15	0,38	0,41	0,45	0,49	0,52	0,56	0,60
	20	0,42	0,47	0,51	0,55	0,60	0,64	0,69
30	25	0,50	0,55	0,61	0,66	0,72	0,78	0,84
	0	0,29	0,32	0,34	0,37	0,39	0,41	0,43
	10	0,33	0,36	0,40	0,43	0,46	0,49	0,52
	15	0,36	0,40	0,43	0,47	0,51	0,54	0,58
	20	0,40	0,44	0,48	0,53	0,57	0,62	0,66
31	25	0,47	0,52	0,57	0,62	0,68	0,73	0,79
	30	0,75	0,83	0,91	1,00	1,10	1,21	1,33
	0	0,28	0,31	0,33	0,36	0,38	0,40	0,42
	10	0,32	0,35	0,38	0,41	0,44	0,47	0,50
	15	0,34	0,38	0,42	0,45	0,49	0,52	0,56
32	20	0,38	0,42	0,46	0,50	0,55	0,59	0,64
	25	0,44	0,49	0,54	0,59	0,64	0,70	0,75
	30	0,58	0,65	0,72	0,78	0,86	0,94	1,04
	0	0,27	0,29	0,32	0,34	0,37	0,39	0,41
	10	0,30	0,33	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49
33	15	0,33	0,36	0,40	0,43	0,47	0,51	0,54
	20	0,36	0,40	0,44	0,48	0,53	0,57	0,61
	25	0,41	0,46	0,51	0,56	0,61	0,66	0,72
	30	0,52	0,58	0,64	0,71	0,78	0,85	0,94
	0	0,26	0,28	0,31	0,33	0,36	0,38	0,40
34	10	0,29	0,32	0,35	0,38	0,41	0,44	0,47
	15	0,31	0,35	0,38	0,42	0,45	0,49	0,52
	20	0,34	0,38	0,42	0,46	0,50	0,55	0,59
	25	0,39	0,43	0,48	0,53	0,58	0,63	0,69
	30	0,47	0,53	0,59	0,65	0,72	0,79	0,86
35	0	0,24	0,27	0,30	0,32	0,34	0,37	0,38
	10	0,28	0,31	0,34	0,37	0,40	0,43	0,46
	15	0,30	0,33	0,37	0,40	0,44	0,47	0,51
	20	0,32	0,36	0,40	0,44	0,48	0,53	0,57
	25	0,36	0,41	0,45	0,50	0,55	0,60	0,66
36	30	0,44	0,49	0,55	0,61	0,67	0,74	0,81
	0	0,23	0,26	0,29	0,31	0,33	0,35	0,37
	10	0,26	0,29	0,32	0,36	0,39	0,41	0,44
	15	0,28	0,32	0,35	0,39	0,42	0,45	0,49
	20	0,31	0,35	0,38	0,42	0,46	0,50	0,55
37	25	0,34	0,39	0,43	0,48	0,53	0,58	0,63
	30	0,40	0,46	0,51	0,57	0,63	0,69	0,76
	0	0,22	0,25	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36
	10	0,25	0,28	0,31	0,34	0,37	0,40	0,43
	15	0,27	0,30	0,33	0,36	0,39	0,42	0,45
38	20	0,28	0,31	0,35	0,39	0,43	0,48	0,53
	25	0,30	0,35	0,39	0,43	0,48	0,53	0,58
	30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,56	0,62	0,68
	35	0,45	0,51	0,58	0,65	0,73	0,81	0,90
	0	0,21	0,23	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34
39	10	0,23	0,26	0,29	0,32	0,35	0,38	0,40
	15	0,24	0,28	0,31	0,34	0,37	0,41	0,44
	20	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,45	0,49
	25	0,29	0,33	0,37	0,41	0,46	0,51	0,55
	30	0,33	0,37	0,42	0,48	0,53	0,59	0,65
40	35	0,40	0,46	0,53	0,59	0,66	0,74	0,82
	0	0,20	0,22	0,25	0,27	0,29	0,31	0,33
	10	0,22	0,25	0,28	0,31	0,34	0,36	0,39
	15	0,23	0,26	0,30	0,33	0,36	0,40	0,43
	20	0,25	0,28	0,32	0,36	0,40	0,43	0,47
41	25	0,27	0,31	0,35	0,40	0,44	0,48	0,53
	30	0,31	0,35	0,40	0,45	0,50	0,56	0,62
	35	0,37	0,43	0,49	0,55	0,62	0,69	0,77
	0	0,19	0,21	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32
	10	0,21	0,24	0,26	0,29	0,32	0,35	0,38
42	15	0,22	0,25	0,28	0,32	0,35	0,38	0,41
	20	0,24	0,27	0,31	0,34	0,38	0,42	0,46
	25	0,26	0,30	0,34	0,38	0,42	0,47	0,51
	30	0,29	0,33	0,38	0,43	0,48	0,53	0,59
	35	0,34	0,39	0,45	0,51	0,57	0,64	0,72
43	40	0,59	0,68	0,77	0,88	1,00	1,14	1,29

Продолжение табл. 1.4

Ф	р	$\delta = \frac{\Phi}{2}$ и г. равно						
		0	5	10	15	20	25	30
36	20	0,29	0,33	0,37	0,41	0,45	0,49	0,53
	25	0,32	0,37	0,41	0,46	0,50	0,55	0,60
	30	0,38	0,43	0,48	0,53	0,59	0,65	0,72
	35	0,51	0,58	0,65	0,73	0,81	0,90	1,00
	0	0,21	0,24	0,27	0,29	0,31	0,33	0,35
37	10	0,24	0,27	0,30	0,33	0,36	0,39	0,42
	15	0,26	0,29	0,32	0,36	0,42	0,43	0,46
	20	0,28	0,31	0,35	0,39	0,43	0,48	0,51
	25	0,30	0,35	0,39	0,43	0,48	0,53	0,58
	30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,56	0,62	0,68
38	35	0,45	0,51	0,58	0,65	0,73	0,81	0,90
	0	0,21	0,23	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34
	10	0,23	0,26	0,29	0,32	0,35	0,38	0,40
	15	0,24	0,28	0,31	0,34	0,37	0,41	0,44
	20	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,45	0,49
39	25	0,29	0,33	0,37	0,41	0,46	0,51	0,55
	30	0,33	0,37	0,42	0,48	0,53	0,59	0,65
	35	0,40	0,46	0,53	0,59	0,66	0,74	0,82
	0	0,20	0,22	0,25	0,27	0,29	0,31	0,33
	10	0,22	0,25	0,28	0,31	0,34	0,36	0,39
40	15	0,23	0,26	0,30	0,33	0,36	0,40	0,43
	20	0,25	0,28	0,32	0,36	0,40	0,43	0,47
	25	0,27	0,31	0,35	0,40	0,44	0,48	0,53
	30	0,31	0,35	0,40	0,45	0,50	0,56	0,62
	35	0,37	0,43	0,49	0,55	0,62	0,69	0,77
41	0	0,19	0,21	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32
	10	0,21	0,24	0,26	0,29	0,32	0,35	0,38
	15	0,22	0,25	0,28	0,32	0,35	0,38	0,41
	20	0,24	0,27	0,31	0,34	0,38	0,42	0,46
	25	0,26	0,30	0,34	0,38	0,42	0,47	0,51
42	30	0,29	0,33	0,38	0,43	0,48	0,53	0,59
	35	0,34	0,39	0,45	0,51	0,57	0,64	0,72
	40	0,59	0,68	0,77	0,88	1,00	1,14	1,29

Ф	ρ	δ = φ и ε, равно							
		0	5	10	15	20	25	30	35
15	0	0,50	0,52	0,54	0,55	0,57	0,58	0,58	0,59
	10	0,63	0,66	0,69	0,71	0,74	0,76	0,79	0,81
	15	0,93	0,98	1,02	1,07	1,12	1,18	1,24	1,32
16	0	0,48	0,50	0,52	0,53	0,54	0,56	0,56	0,57
	10	0,60	0,62	0,65	0,68	0,71	0,73	0,75	0,77
	15	0,76	0,80	0,84	0,88	0,92	0,96	1,01	1,05
17	0	0,46	0,48	0,50	0,51	0,52	0,54	0,54	0,55
	10	0,57	0,60	0,62	0,65	0,67	0,70	0,72	0,74
	15	0,70	0,73	0,77	0,81	0,84	0,88	0,92	0,96
18	0	0,44	0,46	0,48	0,49	0,51	0,52	0,52	0,53
	10	0,54	0,57	0,59	0,62	0,64	0,67	0,69	0,71
	15	0,65	0,68	0,72	0,75	0,79	0,82	0,86	0,90
19	0	0,42	0,44	0,46	0,47	0,49	0,50	0,51	0,51
	10	0,51	0,54	0,57	0,59	0,62	0,64	0,66	0,68
	15	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74	0,78	0,81	0,84
20	0	0,40	0,42	0,44	0,46	0,47	0,48	0,49	0,49
	10	0,49	0,51	0,54	0,57	0,59	0,61	0,63	0,65
	15	0,57	0,60	0,63	0,67	0,70	0,73	0,77	0,80
21	0	0,38	0,40	0,42	0,44	0,45	0,46	0,47	0,47
	10	0,46	0,49	0,52	0,54	0,57	0,59	0,61	0,62
	15	0,53	0,57	0,60	0,63	0,67	0,70	0,72	0,75
22	0	0,37	0,39	0,41	0,42	0,44	0,45	0,45	0,46
	10	0,44	0,47	0,49	0,52	0,54	0,56	0,58	0,60
	15	0,50	0,54	0,57	0,60	0,63	0,66	0,69	0,72
	20	0,63	0,68	0,72	0,77	0,81	0,86	0,91	0,96

Продолжение табл. 1.4

Ф	ρ	δ = φ и ε, равном							
		0	5	10	15	20	25	30	35
23	0	0,35	0,37	0,39	0,41	0,42	0,43	0,44	0,44
	10	0,42	0,45	0,47	0,50	0,52	0,54	0,56	0,57
	15	0,48	0,51	0,54	0,57	0,60	0,63	0,66	0,68
	20	0,58	0,62	0,67	0,71	0,75	0,79	0,84	0,88
	25	0,34	0,36	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,42
24	0	0,40	0,43	0,45	0,48	0,50	0,52	0,54	0,55
	10	0,45	0,48	0,51	0,54	0,57	0,60	0,63	0,65
	15	0,45	0,48	0,51	0,54	0,57	0,60	0,63	0,65
	20	0,54	0,58	0,62	0,66	0,70	0,74	0,78	0,82
	25	0,32	0,34	0,36	0,38	0,39	0,40	0,41	0,41
25	0	0,38	0,41	0,43	0,46	0,48	0,50	0,51	0,52
	10	0,42	0,46	0,49	0,52	0,55	0,57	0,60	0,62
	15	0,50	0,54	0,58	0,62	0,66	0,70	0,73	0,77
	20	0,50	0,54	0,58	0,62	0,66	0,70	0,73	0,77
	25	0,82	0,89	0,96	1,04	1,12	1,22	1,32	1,45
26	0	0,31	0,33	0,35	0,36	0,38	0,39	0,39	0,39
	10	0,36	0,39	0,41	0,44	0,46	0,48	0,49	0,50
	15	0,40	0,43	0,46	0,49	0,52	0,55	0,57	0,57
	20	0,47	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72
	25	0,63	0,69	0,74	0,80	0,86	0,92	0,99	1,06
27	0	0,29	0,31	0,33	0,35	0,36	0,37	0,38	0,37
	10	0,34	0,37	0,40	0,42	0,44	0,46	0,47	0,48
	15	0,38	0,41	0,44	0,47	0,50	0,52	0,54	0,56
	20	0,44	0,48	0,51	0,55	0,59	0,62	0,65	0,68
	25	0,56	0,61	0,66	0,72	0,77	0,83	0,88	0,94
28	0	0,28	0,30	0,32	0,33	0,35	0,36	0,36	0,36
	10	0,33	0,35	0,38	0,40	0,42	0,44	0,45	0,46
	15	0,36	0,39	0,42	0,45	0,47	0,50	0,52	0,53
	20	0,41	0,45	0,49	0,52	0,55	0,59	0,62	0,64
	25	0,51	0,56	0,61	0,66	0,71	0,75	0,80	0,85
29	0	0,27	0,29	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,34
	10	0,31	0,34	0,36	0,38	0,40	0,42	0,43	0,44
	15	0,34	0,37	0,40	0,43	0,45	0,48	0,48	0,51
	20	0,39	0,42	0,46	0,49	0,53	0,56	0,58	0,61
	25	0,47	0,52	0,56	0,61	0,65	0,70	0,74	0,78
30	0	0,26	0,28	0,29	0,31	0,32	0,33	0,33	0,33
	10	0,30	0,32	0,35	0,37	0,39	0,40	0,41	0,42
	15	0,33	0,35	0,38	0,41	0,43	0,46	0,47	0,48
	20	0,37	0,40	0,44	0,47	0,50	0,53	0,55	0,57
	25	0,44	0,48	0,52	0,57	0,61	0,65	0,69	0,73
31	0	0,25	0,27	0,28	0,30	0,31	0,32	0,32	0,32
	10	0,28	0,31	0,33	0,35	0,37	0,39	0,40	0,40
	15	0,31	0,34	0,37	0,39	0,41	0,43	0,45	0,46
	20	0,35	0,38	0,41	0,44	0,47	0,50	0,52	0,54
	25	0,41	0,45	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68
32	0	0,23	0,25	0,27	0,29	0,30	0,31	0,31	0,30
	10	0,27	0,29	0,32	0,34	0,36	0,37	0,38	0,38
	15	0,29	0,32	0,35	0,37	0,40	0,42	0,43	0,44
	20	0,33	0,36	0,39	0,42	0,45	0,48	0,50	0,51
	25	0,38	0,42	0,46	0,50	0,54	0,57	0,61	0,63
33	0	0,22	0,24	0,26	0,27	0,29	0,29	0,29	0,29
	10	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36
	15	0,28	0,31	0,33	0,36	0,38	0,40	0,41	0,41
	20	0,31	0,34	0,37	0,40	0,43	0,45	0,47	0,48
	25	0,35	0,39	0,43	0,47	0,50	0,54	0,57	0,59
34	0	0,21	0,23	0,25	0,26	0,28	0,28	0,28	0,27
	10	0,24	0,27	0,29	0,31	0,33	0,34	0,35	0,34
	15	0,26	0,29	0,32	0,34	0,36	0,38	0,39	0,39
	20	0,29	0,32	0,35	0,38	0,41	0,43	0,45	0,46
	25	0,33	0,37	0,41	0,44	0,48	0,51	0,53	0,55
35	0	0,20	0,22	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27	0,26
	10	0,23	0,26	0,28	0,30	0,31	0,33	0,33	0,33
	15	0,25	0,28	0,30	0,32	0,35	0,36	0,37	0,37
	20	0,28	0,31	0,33	0,36	0,39	0,41	0,43	0,43
	25	0,31	0,35	0,38	0,42	0,45	0,48	0,50	0,52
36	0	0,19	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,26	0,25
	10	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,31	0,32	0,31
	15	0,24	0,26	0,29	0,31	0,33	0,34	0,35	0,35
	20	0,26	0,29	0,32	0,34	0,37	0,39	0,40	0,41
	25	0,29	0,33	0,36	0,39	0,42	0,45	0,47	0,49

Продолжение табл. 1.4

Ф	ρ	δ = φ и ε, равном							
		0	5	10	15	20	25	30	35
37	0	0,19	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,25	0,24
	10	0,21	0,23	0,25	0,27	0,29	0,30	0,30	0,29
	15	0,23	0,25	0,27	0,30	0,31	0,33	0,34	0,33
	20	0,25	0,27	0,30	0,33	0,35	0,37	0,38	0,38
	25	0,27	0,31	0,34	0,37	0,40	0,43	0,45	0,45
38	0	0,18	0,20	0,21	0,22	0,23	0,24	0,24	0,22
	10	0,20	0,22	0,24	0,26	0,27	0,28	0,29	0,28
	15	0,21	0,24	0,26	0,28	0,30	0,31	0,32	0,31
	20	0,23	0,26	0,29	0,31	0,33	0,35	0,36	0,36
	25	0,26	0,29	0,32	0,35	0,38	0,40	0,42	0,42
39	0	0,17	0,18	0,20	0,21	0,22	0,23	0,22	0,21
	10	0,19	0,21	0,23	0,25	0,26	0,27	0,27	0,26
	15	0,20	0,23	0,25	0,27	0,29	0,30	0,30	0,30
	20	0,22	0,25	0,27	0,30	0,32	0,33	0,34	0,34
	25	0,24	0,27	0,30	0,33	0,36	0,38	0,39	0,40
40	0	0,16	0,18	0,19	0,21	0,21	0,22	0,21	0,20
	10	0,18	0,20	0,22	0,24	0,25	0,26	0,26	0,25
	15	0,19	0,21	0,24	0,26	0,27	0,28	0,29	0,28
	20	0,21	0,23	0,26	0,28	0,30	0,32	0,32	0,32
	25	0,23	0,26	0,29	0,32	0,34	0,36	0,37	0,37

Таблица 1.5. Значение коэффициента k_p , углы, град (Руководство по проектированию подпорных стен и подвалов для промышленного и гражданского строительства / ЦНИИпромзданий.— М., 1984)

Ф	ρ	δ = 0 и ε, равном							
		0	5	10	15	20	25	30	
15	0	1,53	1,42	1,34	1,23	1,16	1,08	0,97	
	10	1,12	1,01	0,94	0,84	0,79	0,70	0,65	
	15	0,26	0,16	0,10	0,01	0	0	0	
	20	1,50	1,39	1,32	1,22	1,15	1,05	0,96	
	25	1,14	1,05	0,98	0,89	0,83	0,75	0,67	
16	0	0,66	0,59	0,52	0,43	0,37	0,30	0,23	
	10	1,47	1,37	1,30	1,21	1,12	1,04	0,95	
	15	1,15	1,08	1,00	0,92	0,84	0,77	0,69	
	20	0,82	0,71	0,65	0,58	0,50	0,45	0,35	
	25	1,45	1,35	1,28	1,20	1,10	1,03	0,94	
17	0	1,17	1,09	1,02	0,93	0,86	0,80	0,72	
	10	0,89	0,82	0,76	0,66	0,61	0,54	0,46	
	15	1,42	1,34	1,25	1,18	1,08	1,02	0,93	
	20	1,18	1,10	1,03	0,94	0,88	0,81	0,74	
	25	0,96	0,89	0,80	0,74	0,65	0,58	0,51	
18	0	1,40	1,32	1,24	1,16	1,07	1,00	0,92	
	10	1,19	1,11	1,04	0,95	0,89	0,82	0,76	
	15	0,99	0,89	0,86	0,77	0,69	0,65	0,56	
	20	0,33	0,24	0,16	0,09	0	0	0	
	25	1,38	1,30	1,22	1,14	1,06	0,99	0,91	
19	0	1,19	1,12	1,04	0,96	0,89	0,82	0,76	
	10	1,02	0,92	0,88	0,81	0,73	0,68	0,60	
	15	0,65	0,58	0,52	0,44	0,37	0,31	0,24	
	20	1,35	1,27	1,19	1,12	1,04	0,97	0,89	
	25	1,19	1,11	1,03	0,96	0,89	0,83	0,77	
20	0	1,04	0,95	0,89	0,84	0,76	0,70	0,63	
	10	0,77	0,70	0,64	0,56	0,48	0,42	0,40	

Продолжение табл. 1.5

Ф	ρ	δ = 0 и ε, равном						
		0	5	10	15	20	25	30
23	0	1,32	1,25	1,18	1,11	1,03	0,96	0,88
	10	1,18	1,10	1,03	0,96	0,89	0,83	0,77
	15	1,06	0,98	0,91	0,84	0,78	0,72	0,66
	20	0,85	0,78	0,69	0,64	0,56	0,50	0,45
	0	1,30	1,23	1,15	1,10	1,01	0,94	0,87
24	10	1,17	1,10	1,03	0,96	0,89	0,83	0,76
	15	1,05	0,99	0,92	0,85	0,79	0,73	0,67
	20	0,88	0,81	0,75	0,69	0,62	0,56	0,50
	0	1,27	1,20	1,14	1,07	1,01	0,92	0,86
	10	1,16	1,09	1,02	0,96	0,89	0,84	0,76
25	15	1,05	1,00	0,94	0,86	0,79	0,75	0,68
	20	0,92	0,86	0,79	0,72	0,67	0,60	0,53
	25	0,39	0,31	0,24	0,16	0,03	0	0
	0	1,72	1,60	1,48	1,36	1,24	1,11	1,02
	10	1,27	1,11	1,00	0,89	0,78	0,67	0,57
15	15	0,26	0,11	0,01	0	0	0	0
	0	1,67	1,56	1,45	1,33	1,22	1,10	0,98
	10	1,29	1,15	1,03	0,93	0,82	0,71	0,61
	15	0,77	0,65	0,54	0,40	0,29	0,19	0,06
	0	1,63	1,53	1,42	1,31	1,19	1,08	0,96
17	10	1,31	1,18	1,05	0,95	0,85	0,75	0,65
	15	0,91	0,80	0,68	0,58	0,46	0,34	0,24
	0	1,60	1,50	1,37	1,27	1,16	1,05	0,94
	10	1,32	1,19	1,08	0,98	0,87	0,77	0,67
	15	1,01	0,89	0,79	0,70	0,57	0,44	0,34
18	0	1,57	1,47	1,34	1,23	1,13	1,02	0,92
	10	1,32	1,19	1,10	1,00	0,87	0,78	0,68
	15	1,07	0,96	0,85	0,75	0,63	0,54	0,41
	0	1,54	1,43	1,32	1,20	1,11	1,00	0,90
	10	1,32	1,19	1,09	0,99	0,89	0,79	0,70
19	15	1,10	0,99	0,89	0,80	0,66	0,57	0,47
	20	0,33	0,20	0,08	0	0	0	0
	0	1,51	1,39	1,29	1,17	1,07	0,98	0,88
	10	1,30	1,20	1,08	0,99	0,88	0,79	0,70
	15	1,12	1,01	0,93	0,83	0,72	0,62	0,52
21	20	0,73	0,62	0,51	0,39	0,29	0,17	0,07
	0	1,46	1,34	1,26	1,16	1,05	0,96	0,86
	10	1,29	1,19	1,08	0,99	0,88	0,79	0,69
	15	1,14	1,03	0,94	0,85	0,74	0,65	0,55
	20	0,84	0,75	0,65	0,54	0,42	0,33	0,21
22	0	1,43	1,32	1,23	1,14	1,03	0,94	0,85
	10	1,27	1,18	1,08	0,99	0,88	0,78	0,69
	15	1,15	1,05	0,95	0,86	0,76	0,67	0,57
	20	0,92	0,81	0,72	0,62	0,51	0,40	0,31
	0	1,41	1,30	1,21	1,11	1,01	0,92	0,83
24	10	1,26	1,17	1,07	0,98	0,88	0,78	0,69
	15	1,15	1,06	0,96	0,87	0,77	0,68	0,58
	20	0,97	0,88	0,77	0,66	0,56	0,47	0,37
	0	1,37	1,27	1,18	1,10	0,98	0,89	0,80
	10	1,24	1,15	1,06	0,97	0,88	0,77	0,68
25	15	1,16	1,06	0,95	0,88	0,78	0,69	0,59
	20	1,01	0,90	0,81	0,71	0,61	0,51	0,42
	25	0,39	0,27	0,16	0,04	0	0	0

Продолжение табл. 1.5

Ф	ρ	δ = φ и ε, равном							
		0	5	10	15	20	25	30	35
17	0	1,76	1,61	1,44	1,33	1,20	1,04	0,93	0,77
	10	1,41	1,25	1,13	0,97	0,83	0,69	0,56	0,42
	15	0,98	0,85	0,69	0,53	0,40	0,25	0,09	0
	0	1,72	1,57	1,41	1,30	1,14	1,01	0,90	0,75
	10	1,42	1,26	1,13	0,99	0,86	0,70	0,58	0,43
18	15	1,08	0,95	0,78	0,66	0,49	0,36	0,21	0,05
	0	1,69	1,54	1,39	1,26	1,12	0,99	0,86	0,73
	10	1,42	1,27	1,13	1,00	0,85	0,72	0,59	0,45
	15	1,16	1,00	0,87	0,71	0,58	0,43	0,29	0,15
	0	1,65	1,51	1,36	1,22	1,09	0,96	0,82	0,70
20	10	1,42	1,28	1,13	0,99	0,85	0,73	0,60	0,46
	15	1,18	1,05	0,92	0,76	0,63	0,50	0,33	0,20
	20	0,33	0,16	0	0	0	0	0	0
	0	1,62	1,47	1,33	1,19	1,06	0,94	0,80	0,67
	10	1,42	1,26	1,12	0,99	0,85	0,73	0,59	0,47
21	15	1,22	1,07	0,94	0,80	0,65	0,52	0,40	0,26
	20	0,78	0,62	0,47	0,34	0,17	0,02	0	0
	0	1,56	1,42	1,29	1,17	1,03	0,90	0,77	0,64
	10	1,39	1,24	1,12	0,98	0,85	0,73	0,59	0,46
	15	1,24	1,08	0,95	0,82	0,69	0,56	0,42	0,28
22	20	0,92	0,76	0,62	0,47	0,34	0,19	0,04	0
	0	1,53	1,39	1,25	1,13	1,00	0,88	0,74	0,62
	10	1,36	1,22	1,10	0,96	0,84	0,71	0,58	0,46
	15	1,24	1,09	0,96	0,84	0,70	0,57	0,43	0,30
	20	0,99	0,85	0,69	0,56	0,43	0,30	0,14	0
24	0	1,48	1,35	1,22	1,10	0,98	0,85	0,73	0,60
	10	1,35	1,21	1,08	0,95	0,82	0,70	0,58	0,45
	15	1,24	1,10	0,98	0,85	0,71	0,58	0,44	0,32
	20	1,03	0,90	0,76	0,62	0,49	0,36	0,22	0,08
	0	1,45	1,33	1,20	1,06	0,94	0,82	0,60	0,57
25	10	1,33	1,19	1,07	0,93	0,81	0,69	0,58	0,45
	15	1,24	1,09	0,98	0,84	0,70	0,59	0,46	0,33
	20	1,07	0,94	0,80	0,66	0,53	0,40	0,28	0,13
	25	0,39	0,23	0,07	0	0	0	0	0

Пассивное горизонтальное давление грунта при $\rho = \varepsilon = \delta = 0$ и глубине h_1

$$p_{hr} = \gamma h_1 \lambda_{hr} + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} (\lambda_{hr} - 1), \quad (1.13)$$

где

$$\lambda_{hr} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (1.14)$$

предельные значения которого указаны в расчетах соответствующих сооружений.

При наличии на поверхности грунта в пределах призмы обрушения нагрузки q , равномерно распределенной по полосе шириной b параллельно сооружению (рис. 1.3), давление от нее в грунте следует распределять под углом Θ_0 до пересечения с поверхностью сооружения на глубине

$$y_a = a / \operatorname{tg} \Theta_0 \quad (1.15)$$

и принимать его равномерно распределенным на ширине $b_y = b + 2a$.

При этом интенсивность давления: вертикального

$$p_v = qb/b_y; \quad (1.16)$$

горизонтального

$$p_h = p_v \lambda_h. \quad (1.17)$$

Нагрузки от транспортных средств могут передаваться непосредственно на сооружение или через грунт. Их принимают по СНиП 2.05.03-84 от подвижного состава железных дорог (нагрузка СК); автотранспортных средств (нагрузка АК); одной четырехосной колесной машины весом

785 кН (80 т) — нагрузка НК-80; одной машины на гусеничном ходу весом 588 кН (60 т) — нагрузка НГ-60.

Эквивалентную нагрузку СК (рис. 1.4) на уровне низа шпал принимают в виде сплошной полосы шириной 2,7 м (по ширине шпалы) интенсивностью

$$q_1 = CK/2,7, \quad (1.18)$$

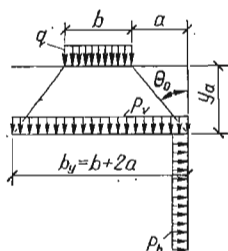


Рис. 1.3. Схема распределения давления от полосовой нагрузки.

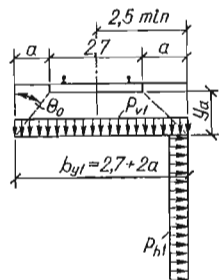


Рис. 1.4. Схема распределения давления от подвижного состава железных дорог.

где C — коэффициент, принимаемый 1,5 — для расчета подземных конструкций сооружений промышленных предприятий и по СНиП 2.05.03-84 — для расчета пролетных строений эстакад, путепроводов и мостов; K — класс нагрузки, принимаемый для инженерных сооружений промышленных предприятий равным 136 кН (14 т) на 1 м пути. При соответствующем обосновании допускается снижение этой нагрузки до $K = 98$ кН (10 т).
Нагрузка от автотранспортных средств состоит

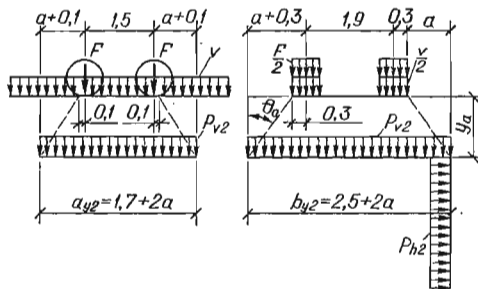


Рис. 1.5. Схема давления от автомобильной нагрузки АК при движении ее вдоль сооружения.

из двух полос АК (рис. 1.5), каждая из которых включает одну двухосную тележку с осевой нагрузкой F , равной 9,81 кН (К тс), и равномерно распределенную нагрузку интенсивностью (на обе колеи) — 0,98 К кН/м (0,10 т/м).

Для сооружений на основных магистральных дорогах нагрузку следует принимать полосовую класса К-11 (К-11 т) или от одиночной машины НК-80 (рис. 1.6); на внутрихозяйственных дорогах — полосовую класса К-8 ($K = 8$ т) или от одиночной гусеничной машины НГ-60 (рис. 1.7).

При колесной или гусеничной нагрузке, распределенной на ограниченной длине, интенсив-

ность вертикального давления на глубине y

$$p_v = F/(a_y b_y). \quad (1.19)$$

При движении транспорта параллельно сооружению нормативные значения вертикального давления на глубине y_a :

от подвижного состава железных дорог класса СК (см. рис. 1.4)

$$p_v = 1,5K/(2,7 + 2a); \quad (1.20)$$

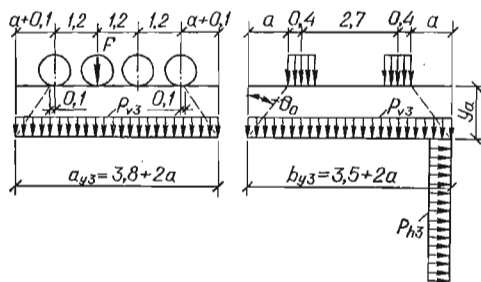


Рис. 1.6. Схема давления от колесной нагрузки НК-80 при движении ее вдоль сооружения.

от автотранспортных средств класса АК (см. рис. 1.5)

$$p_v = 0,98K/(2,5 + 2a) + 19,62K/[(2,5 + 2a)(1,7 + 2a)]; \quad (1.21)$$

от колесной нагрузки НК-80 (см. рис. 1.6)

$$p_v = 785/[(3,8 + 2a)(3,5 + 2a)]; \quad (1.22)$$

от гусеничной нагрузки НГ-60 (см. рис. 1.7)

$$p_v = 588/[(5,0 + 2a)(3,2 + 2a)]. \quad (1.23)$$

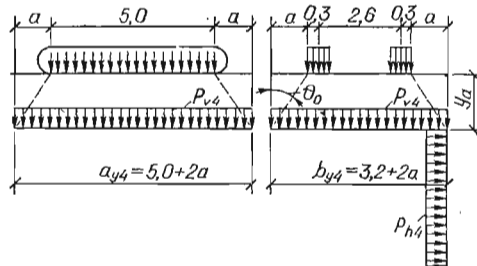


Рис. 1.7. Схема давления от гусеничной нагрузки НГ-60 при движении ее вдоль сооружения.

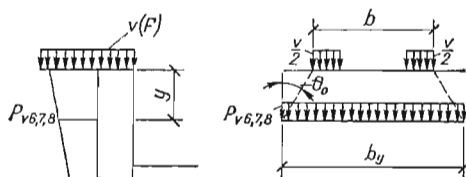


Рис. 1.8. Схема давления от нагрузок АК, НК-80 и НГ-60 при движении их поперек сооружения.

При движении транспорта поперек сооружения нормативные значения вертикального давления на глубине y :

от подвижного состава железных дорог

$$p_{v5} = 103/(1,35 + \operatorname{tg} \Theta_0 y); \quad (1.24)$$

от автомобильной нагрузки АК (рис. 1.8)

$$p_{v6} = 28/(1 + 0,8 \operatorname{tg} \Theta_0 y); \quad (1.25)$$

от колесной нагрузки НК-80

$$p_{v7} = 44/(1 + 0,55 \operatorname{tg} \Theta_0 y); \quad (1.26)$$

от гусеничной нагрузки НТ-60

$$p_{v8} = 34/(1 + 0,6 \operatorname{tg} \Theta_0 y). \quad (1.27)$$

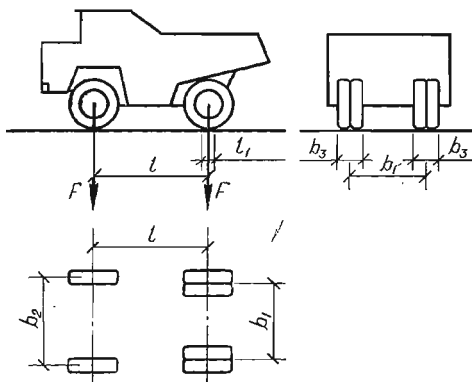


Рис. 1.9. Схема нормативных нагрузок от автомобилей БелАЗ грузоподъемностью 30, 45 и 75 т.

При этом интенсивность вертикального давления от транспортных средств определяют на глубине не менее: $y_a = 0,8$ м — для нагрузок НК-80 и НГ-60; $y_a = 0,6$ м — для нагрузки АК. Горизонтальное давление от нагрузок принимают по (1.17).

Нормативную вертикальную нагрузку от подвижного состава на автомобильных дорогах промышленных предприятий, где предусмотрено движение автомобилей особо большой грузоподъемности и на которые распространяются ограничения весовых и габаритных параметров авто-

Таблица 1.6. Параметры и характеристики автомобилей класса АБ (СНиП 2.05.03-84)

Параметр	АБ-51	АБ-74	АБ-151
Нагрузка на ось груженого автомобиля, кН:			
заднюю F_1	333	490	990
переднюю F_2	167	235	490
Расстояние между осями (база) автомобиля l , м	3,5	4,2	4,5
Ширина колеи, м:			
задних колес b_1	2,4	2,5	3,75
передних b_2	2,8	2,8	4,1
Размер площадки соприкосновения задних колес с покрытием проезжей части, м:			
по длине l_1	0,40	0,45	0,80
по ширине b_3	1,1	1,30	1,65
Диаметр колеса, м	1,5	1,8	2,5

транспортных средств общего назначения, следует принимать в виде колонн двухосных автомобилей класса АБ с параметрами, приведенными в табл. 1.6 и на рис. 1.9.

При отсутствии в задании данных о нагрузках от транспортных средств на поверхности земли

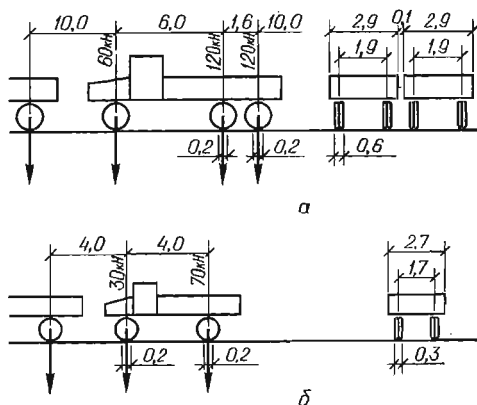


Рис. 1.10. Схемы нагрузок:

а — от автопогрузчиков грузоподъемностью 5,3 и 1,5 т; б — от электрокаров грузоподъемностью 5 и 2 т.

для сооружений, расположенных вне зданий, принимают условную нормативную равномерную распределенную нагрузку интенсивностью 10 кПа, превышающую нагрузки от автопогрузчиков и электрокаров (рис. 1.10 и табл. 1.7, 1.8).

Для сооружений, расположенных в зданиях и под открытыми складами, вертикальные нагрузки от оборудования, складываемых материалов и транспортных средств указываются в технологическом задании.

Схемы нагрузок от автомашин Н-30 и Н-10, а также внутрицеховых транспортных средств, предусмотренных при разработке типовых кон-

Таблица 1.7. Параметры и характеристика погрузчиков

Параметр	Автопогрузчики		Аккумуляторные 0,2; 0,4
	40003	4000М	
Грузоподъемность, кг	5000	3000	1500
Нагрузка на переднюю ось F_1 , кН (кгс)	102,5	73,65	35
Нагрузка на заднюю ось F_2 , кН (кгс)	12,3	7,35	7
База колес l_1 , мм	2200	1750	1120
Общая длина l , мм			
с вилами	5010	4575	2970
с ковшем	5565	4900	—
Ширина по крыльям b , мм	2330	2240	1000
Колея колес передних b_1 , мм	1740	1650	815
То же задних b_2 , мм	1415	1415	810

Примечание. След колес 200×300 мм, где 200 мм — размер вдоль движения.

Таблица 1.8. Параметры и характеристики электрокар (Руководство по проектированию коммуникационных тоннелей и каналов/ ЦНИИпромзданий. — М., 1979)

Параметр	ЭТ-501	ЭК-2
Грузоподъемность, кг	5000	2000
Вес, кН	2200	1500
Нагрузка на ось F_1 , кН	3600	1750
База колес l_1 , мм	1850	1525
Общая длина l , мм	3400	2785
Ширина b , мм	1650	1140
Колея передних колес b_1 , мм	—	790
Колея задних колес b_2 , мм	—	720

Примечание. След колес допускается принимать 70×80 мм, где 70 мм — размер вдоль движения.

струкций каналов и тоннелей, приведены на рис. 1.11.

Вертикальные нагрузки на перекрытия от транспортных средств определяют от каждого колеса или каждой полосы, с учетом распределения в пределах толщины перекрытия или дорожного покрытия под углом 45° , в пределах грунтовой засыпки, толщину которой рекомендуется принимать не менее 0,6 м, под углом 30° (рис. 1.12).

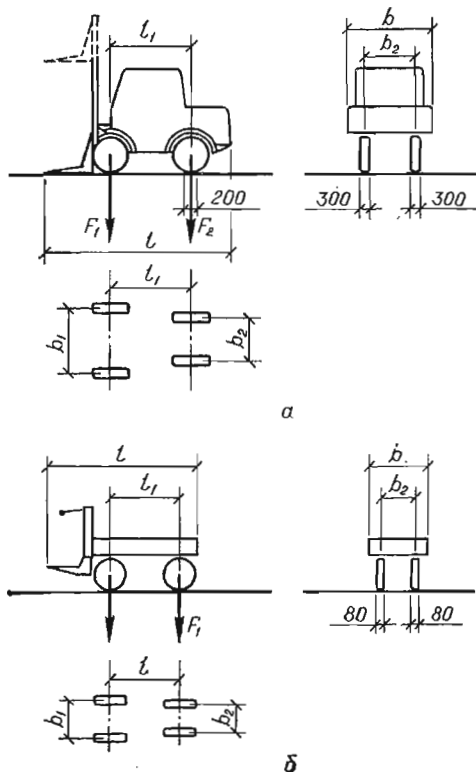


Рис. 1.11. Схемы нагрузок от автомашин: а — Н-30; б — Н-10.

Рис. 1.12. Схема распределения нагрузок от транспортных средств:

1 — дорожное покрытие или пол; 2 — грунтовая засыпка; 3 — перекрытие.

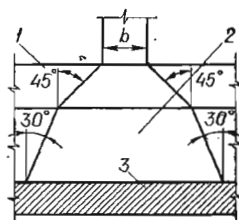


Таблица 1.9. Коэффициенты надежности по нагрузке (для основных нагрузок) (СНиП 2.01.07-85)

Вид нагрузки	При влиянии нагрузок на работу конструкции	
	ухудшающим	улучшающим
Вес конструкций:		
металлических	1,05	0,95
бетонных, железобетонных, каменных, армокаменных, деревянных	1,1	0,9
бетонных со средней плотностью 1600 кг/м^3 и менее	1,2	1,2
Все изоляционные, выравнивающие и отделочные слои выполняемые:		
в заводских условиях	1,2	0,9
на строительной площадке	1,3	0,9
Вес грунта:		
в природном залегании	1,1	0,9
уплотненного в засыпках	1,2	0,9
Давление грунта от веса насыпи на опоры мостов и эстакад	1,4	0,7
Вес стационарного оборудования	1,05	0,9
Вес заполнения оборудования (в том числе резервуаров, других емкостей и трубопроводов):		
жидкостями	1,0	Не учитывается
суспензиями, шламами, сыпучими	1,1	То же
Нагрузка от:		
погрузчиков и электрокаров (с грузом)	1,2	»
подвижного состава железных дорог (СК), вертикальное воздействие	1,3	»
то же, горизонтальное	1,2	»
автотранспортных средств (АК)	1,2	»
машин НК-80 и НГ-60	1,0	»
Крановые нагрузки (общее воздействие)	1,1	»
Снеговые нагрузки	1,4	»
Ветровые	1,3	»
Строительные нагрузки от веса:		
вспомогательных устройств	1,1	0,9
складируемых строительных материалов и конструкций	1,3	0,7

1.5. Коэффициенты надежности

Расчетные нагрузки определяют как произведение нормативных значений нагрузок на коэффициенты надежности по нагрузке γ_f (табл. 1.9, 1.10).

При проектировании конструкций степень ответственности сооружений следует учитывать коэффициентом надежности по назначению γ_n .

Таблица 1.10. Коэффициенты надежности по назначению (СНиП 2.01.07-85)

Класс ответственности зданий и сооружений	γ_n

Класс I. Основные здания и сооружения

объектов, имеющих особо важное народнохозяйственное и (или) социальное значение, такие как: главные корпуса ТЭС, АЭС, центральные узлы доменных печей, дымовые трубы высотой более 200 м, телевизионные башни, сооружения магистральной первичной сети ЕАСС, резервуары для нефти и нефтепродуктов вместимостью более 10 тыс. м³, крытые спортивные сооружения с трибунами, здания театров, цирков, крытых рынков, учебных заведений, детских дошкольных учреждений, больниц, родильных домов, музеев, государственных архивов и т. п.

Класс II. Здания и сооружения объектов, имеющих важное народнохозяйственное и (или) социальное значение (объекты промышленного, сельскохозяйственного, жилищно-гражданского назначения и связи, не вошедшие в I и III классы).

Класс III. Здания и сооружения объектов, имеющих ограниченное народнохозяйственное и (или) социальное значение, такие как: склады без процессов сортировки и упаковки для хранения сельскохозяйственных продуктов, удобрений, химикатов, угля, торфа и др., теплицы, парники одноэтажные жилые дома, опоры проводной связи, опоры освещения населенных пунктов, ограды, временные здания и сооружения и т. п.

Примечание. Для временных зданий и сооружений со сроком службы до 5 лет допускается принимать $\gamma_n = 0,8$.

на который умножают расчетные значения нагрузок, усилий, иных воздействий или делают предельные значения несущей способности, расчетные значения сопротивлений, предельные значения деформаций и раскрытия трещин. Коэффициенты γ_f и γ_n приведены в табл. 1.9 и 1.10.

Вместо умножения расчетных нагрузок на коэффициент γ_n допускается делить на этот коэффициент предельные значения несущей способности, расчетные значения сопротивлений, предельные значения деформаций, раскрытия трещин.

1.6. Гидроизоляция подземных сооружений

Как показал опыт эксплуатации подземных сооружений, подверженных воздействию напорных грунтовых вод, наиболее надежным средством для обеспечения их нормальной работы является пластовый и пристенный дренаж (с устройством в необходимых случаях станции перекачки) или цементация либо силикатизация грунта, окружающего сооружение. Однако эти средства дорогие и не всегда возможно их выполнение. В практике строительства подземных сооружений распространено устройство гидроизоляции, проектируемой в соответствии с СН 301-65*.

Прежде всего устанавливают категорию изолируемого помещения по степени его допускаемого увлажнения. Подземные помещения разделены на три категории сухости:

I — конструкции с сухой поверхностью, где допускаются лишь отдельные сырые пятна, общей площадью не более 1 % всей поверхности;

II — конструкции с поверхностью, на которой допускаются влажные участки (без выделения капельной влаги) общей площадью не более 20 % общей поверхности.

III — конструкции с поверхностью, на которой допускаются отдельные влажные участки с выделением капельной влаги (кроме поверхности потолков) общей площадью не более 20 % площади всей поверхности.

Категория сухости помещений должна быть оговорена в задании на проектирование.

Затем выбирают тип гидроизоляции, которая может быть металлической, пластмассовой (окрасочная и листовая), литой асфальтовой, асфальтовой из холодных (эмульсионных) мастик, штукатурной асфальтовой из горячих мастик и растворов, цементной, оклеечной битумной, окрасочной битумной.

При выборе типа гидроизоляции учитывают трещиностойкость конструкций, которые разделены на три группы:

I — трещиностойкие (без расчетного раскрытия трещин); II — с ограничением расчетного раскрытия трещин в пределах 0,05...0,1 мм; III — раскрытие трещин не ограничено расчетом.

При выборе типа гидроизоляции учитывают химический состав грунтовых вод (степень их агрессивности по отношению к цементам и бетонам), а также наличие блуждающих токов, защиту от которых проектируют в соответствии со СНиП 2.03.11-85.

В сооружениях, находящихся под постоянным воздействием сдвигающих сил, учитывают, что асфальтовые, битумные и некоторые пластмассовые гидроизоляции отличаются ползучестью, в связи с чем их можно применять при отсутствии растягивающих и сдвигающих нагрузок и при обжатии, не превышающем 500 кПа, для полиизобутиленовых листов 300 кПа.

Перечисленные в табл. 1.11 типы гидроизоляции, за исключением окрасочной (битумной и пластмассовой) и торкрет-штукатурки, выдерживают гидростатический напор в 30 м (окрасочная битумная — 2, пластмассовая — 5, торкрет-штукатурка — 20 м), для металлической — высота на-

Таблица 1.11. Рекомендации по выбору типа гидроизоляции при наличии гидростатического напора (· — рекомендуемые или допускаемые типы гидроизоляции) (СН 301-65*)

Наименование сооружений	Наименование элемента конструкции	Категория сухости	Тип гидроизоляции																	
			металлическая	цементная торкрет-штукатурка	асфальто- вая (ли- тая и го- рячая штукатур- ная)	асфаль- товая холод- ная	битум- ная оклееч- ная	битум- ная окра- соч- ная?	пластмассовая листовая	пласт- массо- вая окра- сочная										
											Группа трещиностойкости конструкций									
											I, III	II (до 0,05 мм)	I	II (до 0,01 мм)	I	II (до 0,01 мм)	I, III	II	I (до 0,01 мм)	I
Подвалы, тоннели, каналы, прямки, коллекторы, подземные камеры и т. п.	Подошва	I	.	—	—	—	—	.	—	.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		II	—	—	—	—	—	.	—	.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		III	—	—	—	—	—	.	—	.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Стены	I	.	—	—	.4	.4	.	—	.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		II	—	.2	.3	.3	.4	.	—	.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		III	—	.3	.3	.3	.	—	.	—	.	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Перекрытия	I	.	—	—	—	—	.	—	.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		II	—	.2	.2	.2	—	.	.	.	.	.	—	—	—	—	—	—	—	—
		III	—	.2	.2	.2	.	—	.	.	.	.	—	—	—	—	—	—	—	—
Водонаполненные соору- жения (резервуа- ры, бассейны, лотки, отстойники и т. п.)	Днища	—	.1	.5	.6	.	—	.	—	.	—	.6	.6	.	—	.	—	.	—	
		Стены	—	.1	6	.6	.6	.	—	.	—	.	.6	.6	.	—	.	—	.	—
			Перекрытия	—	.1	.3	.5	.	—	.	—	.	—	.6	.6	.	—	.	—	.

Примечания: 1. При необходимости полной гарантии от утечки жидкости из емкости или притока грунтовых вод в емкость. 2. Торкретирование следует предусматривать на несущей конструкции с наружной и внутренней стороны с устройством по наружному слою торкрет-бетона окрасочной гидроизоляции. 3. Торкретирование выполняют по несущей конструкции с наружной стороны с устройством окрасочной гидроизоляции по наружному слою торкрет-бетона. 4. Только литая за опалубкой. 5. Кроме круглых резервуаров, работающих на растяжение. 6. При возможности периодического ремонта и осмотра. 7. Битумная окрасочная гидроизоляция не рекомендуется для конструкций сооружений III группы трещиностойкости.

пора не ограничивается. При отсутствии грунтовых вод подземные сооружения рекомендуется защищать от поверхностных и случайных вод

окрасочной изоляцией из двух слоев горячего битума. Конструктивные решения гидроизоляции приведены в СН 301-65*.

2. ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

2.1. Общие сведения

Подпорные стены используют в промышленном, гражданском и сельскохозяйственном строительстве преимущественно для ограждения:

откосов насыпей и выемок внутриплощадочных и подъездных железнодорожных путей и автомобильных дорог, при невозможности выполнения откосов с требуемыми уклонами;

terrас, располагаемых по генеральному плану в различных уровнях;

отдельных приподнятых или заглубленных по требованиям технологии участков, располагаемых внутри и вне зданий;

специальных сооружений — рамп, складов инертных и других сыпучих материалов, бункерных эстакад и рудных дворов металлургических заводов и т. д.;

котлованов в процессе строительства, при невозможности их выполнения с требуемыми откосами (редко).

Технологическое задание на разработку проекта подпорной стены включает следующие данные: назначение подпорной стены (для удержания грунта или другого сыпучего материала); высота подпора; наклон поверхности засыпки; нагрузки на горизонтальной поверхности засыпки с верхней стороны стены и на грунт с нижней стороны стены (транспортные нагрузки, складированные материалы и т. д.), при наклонной поверхности засыпки (стена на косогоре) дополнительные нагрузки на ней не учитываются; прочие нагрузки, воздействующие на подпорную стену (например, опирание на стену конструкций других зданий и сооружений).

Если стена используется для удержания сыпучих материалов (не грунтов), то требуются их характеристики.

Кроме технологического задания, должны быть выданы исходные данные, оговоренные в п. 1.2 главы 1, в том числе полная характеристика грунтовых условий.

2.2. Проектные решения

Габаритные схемы подпорных стен характеризуются одним параметром — высотой подпора грунта h_1 (рис. 2.1), минимальное значение кото-

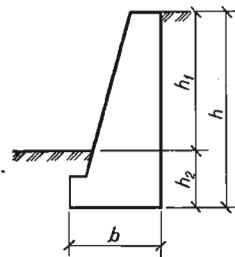


Рис. 2.1. Основные размеры подпорных стен.

рого 1200 мм (для рамп). Размер до 6 м применяется кратным 600 мм, выше 6 — кратным 1200.

По конструктивному решению подпорные стены разделяют на гравитационные (жесткие) и гибкие. Гравитационные подразделяются на массивные и тонкостенные. В массивных устойчивость стены при расчете на сдвиг обеспечивается ее массой. В тонкостенных в работу на сдвиг тем или иным способом включается масса удерживаемого грунта.

В промышленном строительстве применяют главным образом гравитационные тонкостенные подпорные конструкции. Более материалоемкие и трудоемкие в возведении массивные стены используют при соответствующем технико-экономическом обосновании (невозможность получения сборного железобетона, наличие местных материалов и т. д.).

Стена с двумя вертикальными гранями (рис. 2.2, а) наиболее проста в строительстве, но наименее экономична. Наклон передней или тыльной грани стены (рис. 2.2, б, в) позволяет уменьшить ее сечение в верхней части, что соответствует характеру изменения эпюры изгибающих моментов. Стена с двумя наклонными в сторону засыпки гранями (рис. 2.2, г), кроме того, способствует уменьшению учитываемой в расчете интенсивности активного давления грунта, но она наиболее сложна в производстве и требует дополнительной проверки устойчивости в период строительства (при отсутствии засыпки).

Наиболее целесообразная конструкция массивной стены приведена на рис. 2.2, д. Ступенчатая тыльная грань стены не усложняет производство строительных работ, уменьшает сечение верхней части; устойчивость положения обеспечивается весом стены и грунта на ее уступах. Она может быть выполнена из сборных бетонных фундаментных блоков, имеющихся во всех строительных организациях. Блоки укладывают в различных комбинациях — перпендикулярно и параллельно лицевой грани стены, добиваясь экономной конфигурации поперечного сечения стены.

Массивные стены с разгрузочными площадками (рис. 2.2, е) применяют не рекомендуют. Габаритные размеры их определяют работой на сдвиг, на которую разгрузочная площадка влияет мало.

При высоте подпора грунта до 4,8 м включительно гравитационные тонкостенные конструкции применяют преимущественно уголкового типа серии 3.002.1-1, состоящие из двух плит — лицевой и фундаментной, жестко связанных между собой (рис. 2.3, а).

При высоте подпора грунта более 4,8 м экономичны контрфорсные стены, в которых лицевая плита работает на горизонтальные нагрузки как опертая по трем сторонам — на фундаментную плиту и на контрфорсы (рис. 2.3, б) или по балочной схеме (рис. 2.3, в); при этом лицевая плита

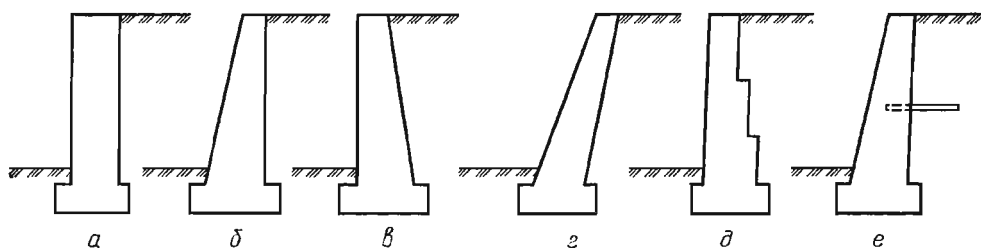


Рис. 2.2. Варианты решения массивных подпорных стен.

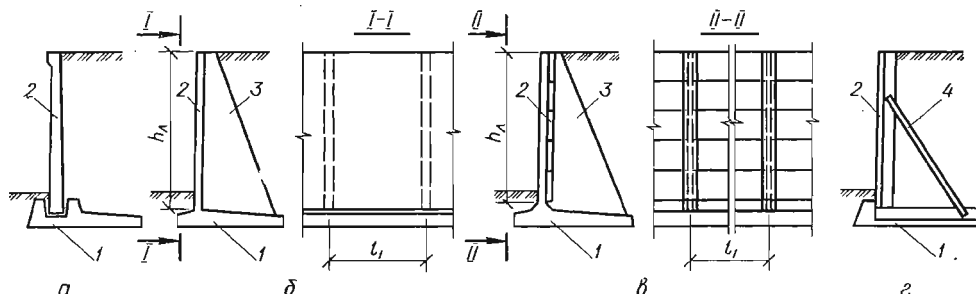


Рис. 2.3. Варианты решения тонкостенных подпорных стен:

1, 2 — плита соответственно фундаментная и лицевая; 3 — контрфорс; 4 — анкерная тяга.

может быть выполнена из горизонтальных элементов. Габаритные размеры стен уголкового и контрфорсного типов определяются расчетом на устойчивость против сдвига. Фундаментная плита и контрфорсы могут быть выполнены из монолитного железобетона, лицевая поверхность подпорной стены — из горизонтальных сборных элементов, используемых в других инженерных сооружениях (при необходимости с усиленным армированием).

Рациональна конструкция стены уголкового типа с наклонными анкерными тягами (рис. 2.3, г), в которой габаритные размеры сохраняются такими же, как в обычных уголковых стенах, но расход материалов резко сокращается из-за уменьшения внутренних усилий в элементах стены. Стены с наклонными анкерными тягами широко применяются в гидротехническом строительстве для причальных набережных высотой 15 м и более.

Для $h_1 = 5,4$ и 6 м разработаны сборные конструкции подпорных стен с наклонными анкерными тягами (см. рис. 2.3, г). Шарнирный стык лицевой и фундаментной плит технологичнее шелевого.

Разновидностью уголковых подпорных стен является стена с петлевым стыком лицевой и фундаментной плит (рис. 2.4).

Подшва фундамента подпорной стены в поперечном направлении может быть горизонтальной либо с уклоном до 1 : 8 в сторону засыпки, который несколько улучшает условия работы стены на сдвиг, но усложняет производство строительных работ. Поэтому в типовой серии 3.002.1-1 в поперечном направлении предусмотрена горизонтальная подшва подпорных стен; в продольном направлении — горизонтальная или с уклоном не более 2 %, при большем она выполняется ступенчатой.

При наличии в основании стены слабых грунтов с расчетным сопротивлением 10...15 кПа либо глинистых и пучинистых грунтов рекомендуется их заменять песчаной подушкой высотой не менее 600 мм (при глинистых грунтах определяется из условия заложения подушки ниже глубины промерзания). Под фундаментом подпорной стены

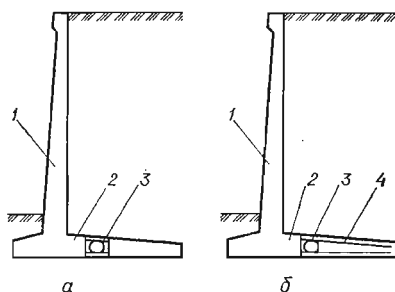


Рис. 2.4. Уголковая подпорная стена с петлевым стыком:

а — из двух сборных элементов; б — из сборной лицевой и монолитной фундаментной плиты; 1, 2 — сборная плита, соответственно лицевая и фундаментная; 3 — петлевой стык; 4 — монолитная фундаментная плита.

выполняется бетонная или щебенчатая подготовка. Обратную засыпку пазух допускается производить местным грунтом с послойным трамбованием и уплотнением его до 95 % удельного веса грунта в ненарушенном состоянии.

Не допускается использовать для засыпки тяжелые и пластичные глины, а также грунты, содержащие органические включения более 5 % по весу. Оптимальны для засыпки дренирующие грунты — песчаные, гравелистые.

Гибкие стены, состоящие из линейных или плоскостных элементов, заземляются в грунте и работают на изгиб под воздействием активного давления грунта в пределах высоты подпора и до точки заземления в грунте. Их выполняют в виде стальных или железобетонных шпунтовых рядов, буронабивных свай, расположенных на некотором расстоянии одна от другой, а также конструкций типа «стена в грунте». Применяют стены из шпунтовых рядов как временные сооружения,

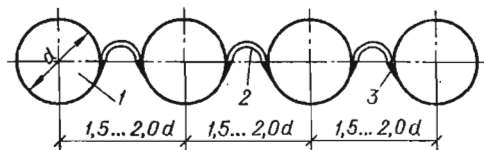


Рис. 2.5. Пример решения наружного ограждения подпорной стены из буронабивных свай:

1 — свая; 2 — асбестоцементная труба; 3 — цементный раствор.

например для ограждения котлованов. В отдельных случаях (при реконструкции предприятий, при стесненной застройке, когда отсутствует требуемое расстояние до существующих зданий для устройства тыльной консоли фундаментной плиты и т. д.) подпорные стены, заземленные в грунте, используют в качестве постоянных сооружений.

При $h_1 = 5...18$ м используют конструкции типа «стена в грунте», проектируемые по СН 477-75 и возводимые из монолитного (РСН 316-79, Госстрой СССР) или сборного (РСН 272-82, Госстрой СССР) железобетона. Их выполняют толщиной 0,5...3 м. В каждом отдельном случае целесообразность применения конструкций должна быть технико-экономически обоснована.

Подпорные стены из буронабивных свай диаметром 600, 800, 1000 и 1200 мм длиной 30 м, расположенных в один или два ряда с расстоянием между сваями в ряду (в свету) от 0,5 до 1 диаметра сваи, применяют при $h_1 = 10$ м и более, а при строительстве в стесненных условиях — при меньших высотах. Конструкция стены из буронабивных свай позволяет выполнять котлованы под различные сооружения, непосредственно примыкающие к существующим зданиям. После окончания работ лицевую поверхность стены закрывают ограждением из любых местных материалов или из слоя цементной штукатурки по арматурной сетке. В этом случае в арматурном каркасе сваи предусматривают закладные элементы. Устройство ограждения по рис. 2.5 требует минимальных затрат материалов и создает оригинальное архитектурное решение.

Типовые конструкции подпорных стен типа «стена в грунте» и из буронабивных свай не разрабатаны.

Массивные подпорные стены возводят из кирпича, бута, бутобетона, монолитного бетона, сборных бетонных блоков. Для кирпичной кладки используют хорошо обожженный красный кирпич марки не ниже 100 на цементном растворе марки не ниже 25, при очень влажных грунтах — не ниже 50 (применение силикатного кирпича не допускается), для бутовой — камень не ниже марки 150 на цементном растворе марки не ниже

50, для бутобетона — такой же камень на бетоне класса В7,5. Бетонные конструкции выполняют из бетона классов В10...В15; монолитные железобетонные тонкостенные конструкции — В10...В15; сборные — В15...В30.

Для подпорных стен, располагаемых вне зданий и подвергаемых попеременному замораживанию и оттаиванию, должен быть оговорен класс бетона по морозостойкости. При расчетной температуре от -5 до -20°C включительно — минимальный класс по морозостойкости $F 50$; ниже -20 до -40°C включительно — $F 75$; ниже -40°C — $F 150$.

Для буронабивных свай и конструкций типа «стена в грунте» применяется монолитный бетон тех же классов с дополнительными требованиями по его консистенции и удобоукладываемости.

Арматурная сталь для железобетонных конструкций подпорных стен: в качестве рабочей — стержневая горячекатанная периодического профиля классов А-II и А-III, в качестве распределительной и конструктивной — класса А-I или арматурная проволока гладкая класса В-I.

Взамен арматуры классов А-II и А-III рекомендуется использовать арматуру классов АtIIc и АtIVc; при агрессивной среде — АtIIck и АtIVck.

Арматурные изделия применяют в виде сварных сеток по ГОСТ 23279—85.

Для анкерных тяг рекомендуется арматурная сталь класса АIII либо прокатная полосовая марка ВСтЗкп2—1 и ВСтЗпсб либо 10Г2С1; толщина полосовой стали не менее 6 мм.

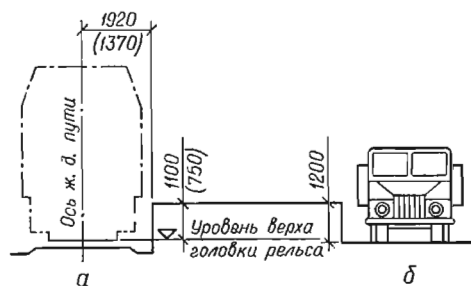


Рис. 2.6. Габариты прибиения и высота рампы для дорог:

а — железных (размеры в скобках для дорог узкой колеи); б — автомобильных.

При использовании подпорных стен для ограждения насыпей и выемок, а также для грузовых рампы выдерживают следующие требования.

Расстояние от оси железнодорожного пути до наружной грани рампы должно быть для нормальной колеи 1920 мм, узкой — 1370 мм (рис. 2.6); высота рампы, считая от головки рельса, для нормальной колеи 1100 мм и узкой 750 мм (в данном случае применяют типовую подпорную стену с высотой подпора грунта 1200 мм и соответственно заглубляют ее в грунт); высота рампы для автомобильных дорог 1200 мм, считая от уровня проезжей части.

При расположении подпорных стен на прямых участках вдоль железнодорожного пути минимальное расстояние от оси пути нормальной колеи до наружной грани стены не менее с верховой

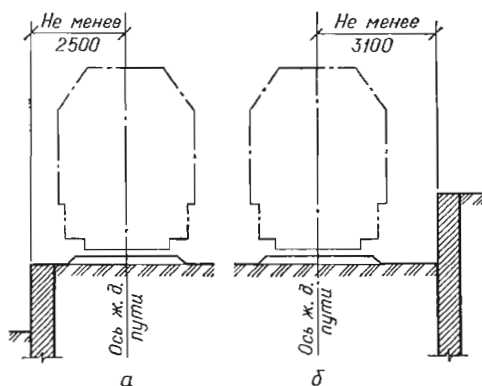


Рис. 2.7. Габариты приближения железнодорожного пути нормальной колеи при расположении: а — с верхней стороны стены; б — с нижней.

стороны 2500, с низовой 3100 мм (рис. 2.7). При расположении подпорных стен на кривых это расстояние увеличивается на 0,1 м при радиусе кривой 1200...1800 м, на 0,2 м при радиусе кривой 1000...700 м и на 0,3 м — при радиусе 600 м и менее.

При движении с верхней стороны подпорной стены автотранспорта поверху стены должен быть выполнен колесотбойный брус, возвышающийся над отметкой планировки не менее 250 мм. Для прохода людей вдоль стены предусматривают тротуары, с верхней стороны — перильное ограждение высотой не менее 1 м. Конструкции подпорных стен на всю высоту разделяются температурно-осадочными швами.

Расстояние между температурно-усадочными швами при расположении стен вне зданий (без выполнения расчета на температурные воздействия) не более, м

Для монолитных каменных, бутобетонных и бетонных конструкций	10
То же, при наличии конструктивного армирования	20
Для монолитных и сборно-монолитных железобетонных конструкций	25
Для сборных железобетонных конструкций	30

Если основание стены сложено неоднородными грунтами, расстояние между швами уменьшают с тем, чтобы каждый отсек опирался на однородный грунт. Ширина швов принимается равной 30 мм, в монолитных конструкциях прокладывается просмоленная доска. Тильную поверхность стен при отсутствии агрессивной среды защищают обмазочной гидроизоляцией из двух слоев горячего битума. При агрессивной среде предусматривают антикоррозионную защиту в соответствии с требованиями СНиП 2.03.11-85.

С тыльной стороны стен, расположенных вне зданий, устраивают дренаж в соответствии с рис. 2.8, в лицевых плитах — отверстия для выпуска собираемой дренажным коллектором грунтовой воды (отверстия диаметром 50 мм через 6 м по длине стены). Продольный уклон дренажного коллектора в пределах 4...6 ‰. На косогорных

участках кроме того, предусматривают нагорную канаву (кювет).

Во избежание попадания атмосферных вод, стекающих с поверхности засыпки на лицевую поверхность стены рекомендуется в монолитных стенах по верху выполнять карниз (козырек) со слезником, в сборных — устанавливать карнизный блок либо предусматривать соответствующий выступ в лицевой плите.

Если применение типовой или экспериментальной конструкции невозможно, то разрабатывают индивидуальный проект в таком порядке:

устанавливают желательный и наиболее рациональный тип подпорной стены;

для гравитационных стен предварительно назначают габаритные размеры (общие габаритные размеры подпорной стены определяются расчетом на устойчивость к сдвигу, выполняющему расчеты на устойчивость против сдвига, выполнение его возможно при наличии всех габаритных размеров проектируемого сооружения);

определяют усилия, действующие на стену, — сдвигающие — от активного давления грунта с учетом временных нагрузок на призме обрушения, удерживающие — от массы стены и грунта, пассивное давление грунта;

производят проверку стены на устойчивость положения против сдвига, выполняют расчеты основания стены по деформативности и по несущей способности;

определяют усилия в элементах стены и производят расчет сечений элементов стены по первой и второй группам предельных состояний;

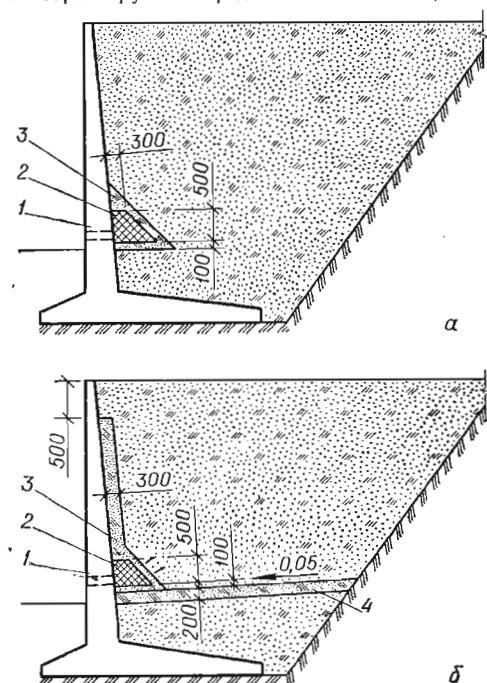


Рис. 2.8. Устройство дренажа при грунтах засыпки:

а — песчаных; б — глинистых; 1 — дренажные отверстия диаметром 50 мм; 2 — щебень или гравий крупностью 3...25 мм; 3 — песок средней крупности; 4 — слой жирной глины 200 мм.

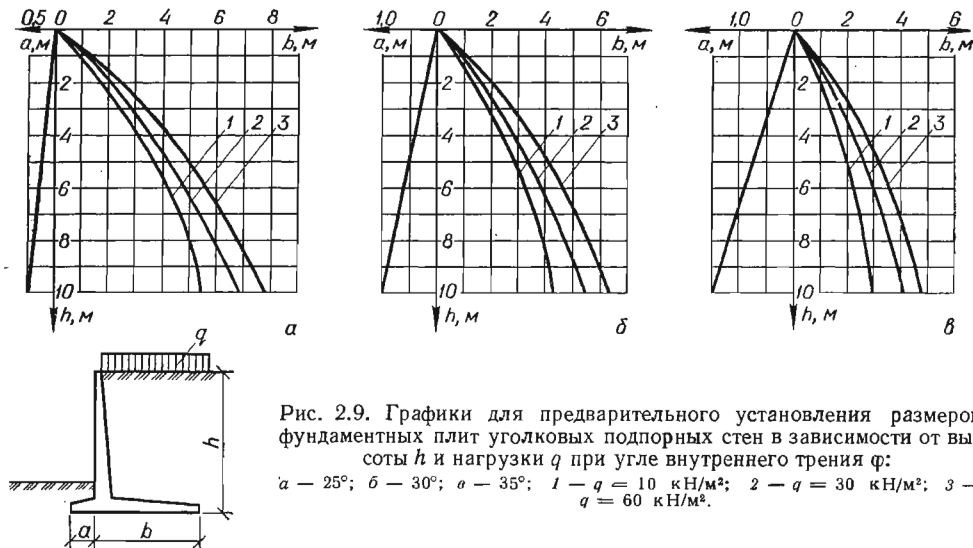


Рис. 2.9. Графики для предварительного установления размеров фундаментных плит уголковых подпорных стен в зависимости от высоты h и нагрузки q при угле внутреннего трения φ :

$\alpha - 25^\circ$; $\delta - 30^\circ$; $\sigma - 35^\circ$; 1 — $q = 10$ кН/м²; 2 — $q = 30$ кН/м²; 3 — $q = 60$ кН/м².

разрабатывают конструктивные чертежи стены.

Предварительные размеры массивных стен: ширина сечения в нижней части стены принимается равной $0,30 \dots 0,35h$; ширина подошвы $b = 0,5 \dots 0,7h$.

Предварительные размеры уголковых подпорных стен могут быть назначены по графикам, приведенным на рис. 2.9.

Минимальные размеры сечений стен, мм

Каменные и бутобетонные	600
Бетонные	400
Железобетонные	100

Линейные размеры элементов (вынос консолей, высота и т. д.) рекомендуется назначать кратными 300 мм. Минимальную глубину заложения фундаментов h_2 принимают при скальных грунтах 300, при нескальных — 600 мм.

2.3. Расчет

На подпорную стену действуют:

активное горизонтальное и вертикальное давление грунта, давление, передаваемое грунтом засыпки от временных нагрузок на поверхности призмы обрушения; удерживающее пассивное давление грунта; вертикальные нагрузки от собственного веса стены, конструкций, опирающихся на стену (при наличии их), веса грунта.

Интенсивность нагрузок определяют в соответствии с указаниями п. 1.4 гл. 1.

При расчете массивных стен активное давление грунта считается приложенным к тыльной поверхности стены (рис. 2.10, а). Трение грунта по стене не учитывается. При расчете уголковых и контрфорсных стен активное давление на стену определяется из условия образования клиновидной призмы обрушения. При достаточно длинной консоли фундаментной плиты (рис. 2.10, б) клиновидная призма обрушения принимается симметричной; при меньшей длине консоли плоскость

призмы обрушения пересекает заднюю грань стены. При $y < 0,25h$ расчет производится как для симметричной призмы обрушения; при $y \geq 0,25h$ рассчитывается отдельно вертикальная часть стены и нижняя наклонная (рис. 2.10, в).

Расчет уголковой подпорной стены производится как для стены с наклонной тыльной гранью под углом $\Theta_0 = 45 - \frac{\varphi}{2}$ к вертикали, при учете угла трения грунта по грунту φ .

Горизонтальная составляющая активного давления:

от грунта

$$E_{ha\gamma} = \frac{1}{2} p_{h\gamma} h; \quad (2.1)$$

от нагрузки q на поверхности засыпки

$$E_{haq} = p_{hq} h; \quad (2.2)$$

уменьшение давления в связных грунтах за счет сцепления при $p_{hc} \leq p_{hq}$

$$E_{hac} = ck_h h. \quad (2.3)$$

Суммарная горизонтальная составляющая активного давления:

при $p_{hc} \leq p_{hq}$

$$E_{ha} = E_{ha\gamma} + E_{haq} - E_{hac}; \quad (2.4)$$

при $p_{hc} > p_{hq}$

$$E_{ha} = \frac{1}{2} (p_{h\gamma} + p_{hq} - p_{hc}) h. \quad (2.5)$$

Вертикальная составляющая активного давления

$$E_{va} = E_{ha} \operatorname{tg}(\vartheta + \delta). \quad (2.6)$$

Обозначения те же, что в формулах (1.3)...(1.10). Точки приложения сил $E_{ha\gamma}$ и E_{ha} по (2.5) на-

Пассивный отпор грунта учитывается до глубины пересечения вертикальной плоскости, проведенной через переднюю грань подошвы, с предполагаемой плоскостью скольжения под углом β (см. рис. 2.10); расчет выполняется для $\beta_1 = 0$ — плоский сдвиг; $\beta_2 = 0,5\varphi_1$ и $\beta_3 = \varphi_1$ — глубинный сдвиг.

При расчете на плоский сдвиг (2.8) принимают значения $\varphi_1 \leq 30^\circ$, $c_1 \leq 5$ кПа, коэффициент $\lambda_{hr} = 1$; при этом пассивное давление (отпор) грунта

$$E_{hr} = \frac{1}{2} \gamma h_1^2 \quad (2.9)$$

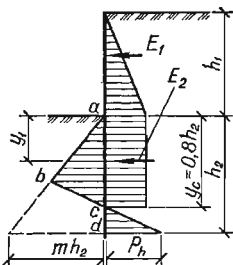


Рис. 2.11. Расчетная схема защемленной в грунте подпорной стены.

и приложено на расстоянии $h_1/3$ от подошвы фундамента.

При расчете на глубинный сдвиг характеристики грунтов принимают как для грунтов с ненарушенной структурой, без ограничения значения коэффициента λ_{hr} ; отпор грунта

$$E_{hr} = \frac{1}{2} \gamma h_{г.л}^2 \lambda_{hr} + \frac{c_1 h_{г.л}}{2 \operatorname{tg} \varphi} (\lambda_{hr} - 1). \quad (2.10)$$

При скальных грунтах удерживающая сила

$$F_{sr} = F_{vf} + E_{hr}, \quad (2.11)$$

где f — коэффициент трения подошвы фундамента по скальному грунту, принимаемый по данным испытаний, но не более $f \leq 0,65$.

Требования расчета по деформациям грунта считаются выполненными, если среднее давление на грунт под подошвой фундамента не превышает расчетного сопротивления грунта основания R , определяемого в соответствии с главой СНиП 2.02.01-83, а краевое давление не превышает $1,2R$; допускается отрыв подошвы фундамента на длине не более $\frac{b}{4}$.

Расчет устойчивости грунта основания под подошвой стены производится из условия

$$F_v \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} N_u, \quad (2.12)$$

где N_u — вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания, определенная по СНиП 2.02.01-83.

При скальном основании (на 1 м по длине стены)

$$N_u = R_c (b - 2e), \quad (2.13)$$

где R_c предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов по инженерно-геологическим изысканиям; e — эксцентриситет равнодействующей всех вертикальных сил относительно оси, проведенной через центр тяжести подошвы фундамента; при этом допускается $e \leq \frac{b}{3}$.

Для расчетов обычно достаточно проверки основания по деформациям; проверка устойчивости основания требуется для особо ответственных сооружений, для стен, размещаемых на косогорах и при слабых грунтах.

Расчет подпорной стены, осуществляемой методом «стена в грунте», производят по аналогии с расчетом шпунтовых ограждений.

Расчетная схема сооружения в эксплуатационной стадии приведена на рис. 2.11.

В пределах высоты подпора стена испытывает горизонтальное активное давление: от грунта $E_{ha\gamma}$, увеличивающееся по мере заглубления по прямолинейному закону; и постоянное по высоте от нагрузки на призме обрушения E_{haq} , при связных грунтах вычитается E_{hac} (см. формулы (2.1)... (2.3)).

Ниже точки a увеличение активного давления не происходит, так как оно уравнивается соответствующим давлением с низовой стороны и нижняя часть эпюры активного давления приобретает прямоугольный вид. Одновременно на стену начинает действовать пассивное давление (отпор) грунта с низовой стороны. Под влиянием этих сил происходит поворот стены относительно некоторой точки c , ниже которой активное давление перестает действовать на стену, а пассивное действует на нее с противоположной, верховой стороны.

При статическом расчете стены определяют максимальный изгибающий момент в опасном сечении, находящемся ниже поверхности грунта с низовой стороны стены, и заглубление стены в грунт.

Сечение, в котором изгибающий момент максимальный, находят из условия, что в нем поперечная сила (первая производная от момента) равна нулю. Положение его может быть найдено решением квадратного уравнения:

$$E_{ha\gamma} + E_{haq} + y_1 (\gamma \lambda h_1 + q \lambda_n) - \frac{y_1^2}{2} \gamma \lambda_{hr} = 0. \quad (2.14)$$

Буквенные обозначения в (2.14) приняты в соответствии с формулами (1.14), (2.1), (2.2) и табл. 1.4; y_1 — расстояние по вертикали от поверхности грунта с низовой стороны до расчетного сечения.

После получения значения y_1 определяют изгибающий момент для консоли высотой $h_1 + y_1$ и сечение.

Требуемое заглубление стены в грунт h_2 находят методом последовательных приближений из условия $p_h \leq R$; при этом положение точки c принимают на расстоянии $y_c = 0,8h_2$:

$$R = \gamma (h_1 + h_2) \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) - \gamma h_2 \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (2.15)$$

$$p_h = \frac{(mh_2^2 - 2E_1 - E_2)^2}{mh_2^3 - 6E_1 \left(\frac{1}{3} h_1 + h_2 \right) - 6E_1 \left(h_2 - \frac{y_c}{2} \right) - mh_2}. \quad (2.16)$$

В формуле 2.16 не учтена нагрузка q на призме обрушения (см. рис. 2.11). При наличии на поверхности засыпки временной равномерно распределенной нагрузки q , вместо h_1 следует принимать $h_1 + \Delta h = h_1 + \frac{q}{\gamma}$;

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma h_1^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

$$E_2 = \gamma h_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) 0,8 h_2;$$

$$m = \gamma \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \right.$$

$$\left. - \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]; \quad y_c = 0,8 h_2. \quad (2.17)$$

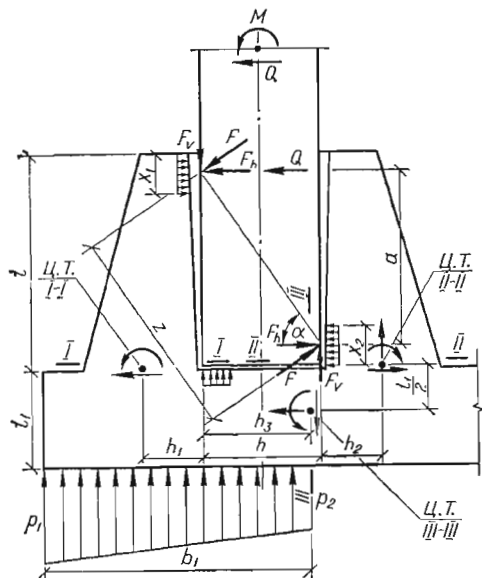


Рис. 2.12. Расчетная схема щелевого стыка.

Если $p_h > R$, то предварительно принятое значение h_2 следует увеличить. Также подлежат увеличению h_2 , если знаменатель в формуле (2.16) отрицательный. Расчет производится на 1 м по длине стены.

В лицевых плитах уголкового стен горизонтальные составляющие активного давления грунта от собственного веса и нагрузки на призме обрушения вычисляют при $\delta = 0$ и $\varepsilon = 0$, т. е. определяют интенсивность давления так же, как на массивную стену.

В сборных уголкового подпорных стенах с щелевым стыком усилия находят в лицевой плите на уровне защемления ее в пазе фундаментной плиты и на половине высоты, в фундаментной — по граням уширенного участка и на половине длины задней консоли.

Щелевой стык в конструкции сборной уголкового подпорной стены, обеспечивающий защемление лицевой плиты в фундаментной, требует расчета (рис. 2.12), производимого в следующей последовательности:

задают высоту стакана l и, принимая $a = 0,9l$, определяют плечо внутренней пары сил $z = \frac{a}{\sin \alpha}$ и соответствующие усилия $P = \frac{M}{z}$, где M — расчетное значение изгибающего момента в защемлении лицевой плиты; определяют горизонтальные и вертикальные составляющие внутренней пары сил

$$F_h = F \sin \alpha; \quad F_v = F \cos \alpha;$$

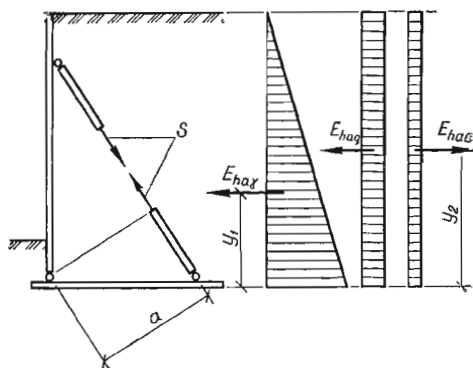


Рис. 2.13. Расчетная схема подпорной стены с анкерной тягой.

находят высоту верхней (x_1) и нижней (x_2) сжатой зон:

$$x_1 = \frac{Q + F_h}{bR_b}; \quad x_2 = \frac{F_h}{bR_b},$$

где b — ширина паза, вводимая в расчет; R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию; проверяют фактический размер $a = l - \frac{x_1 + x_2}{2}$; если найденное значение a отличается от предварительно назначенного более чем на 10 %, расчет выполняется повторно.

Внутренние усилия, на которые выполняют расчет сечений:

$$\text{I—I } Q_{1-1} = F_h + Q;$$

$$M_{1-1} = (F_h + Q) \left(a + \frac{x_2}{2} \right) - F_v h_1;$$

$$\text{II—II } Q_{11-11} = F_h;$$

$$M_{2-2} = F_h \frac{x_2}{2} - F_v h_2; \quad N_{11-11} = F_v.$$

Таблица 2.1. Заглубление подошвы фундаментных плит относительно поверхности грунта с низовой стороны стены, м, по серии 3.002.1-1

Варианты заглубления подошвы	Высота подпора грунта, м						
	1,2	1,8	2,4	3,0	3,6	4,2	4,8
1	0,55	0,55	0,85	0,85	1,00	1,00	1,00
2	0,85	0,85	0,95	0,95	1,05	1,05	1,05
3	—	—	1,05	1,15	1,15	1,15	1,15

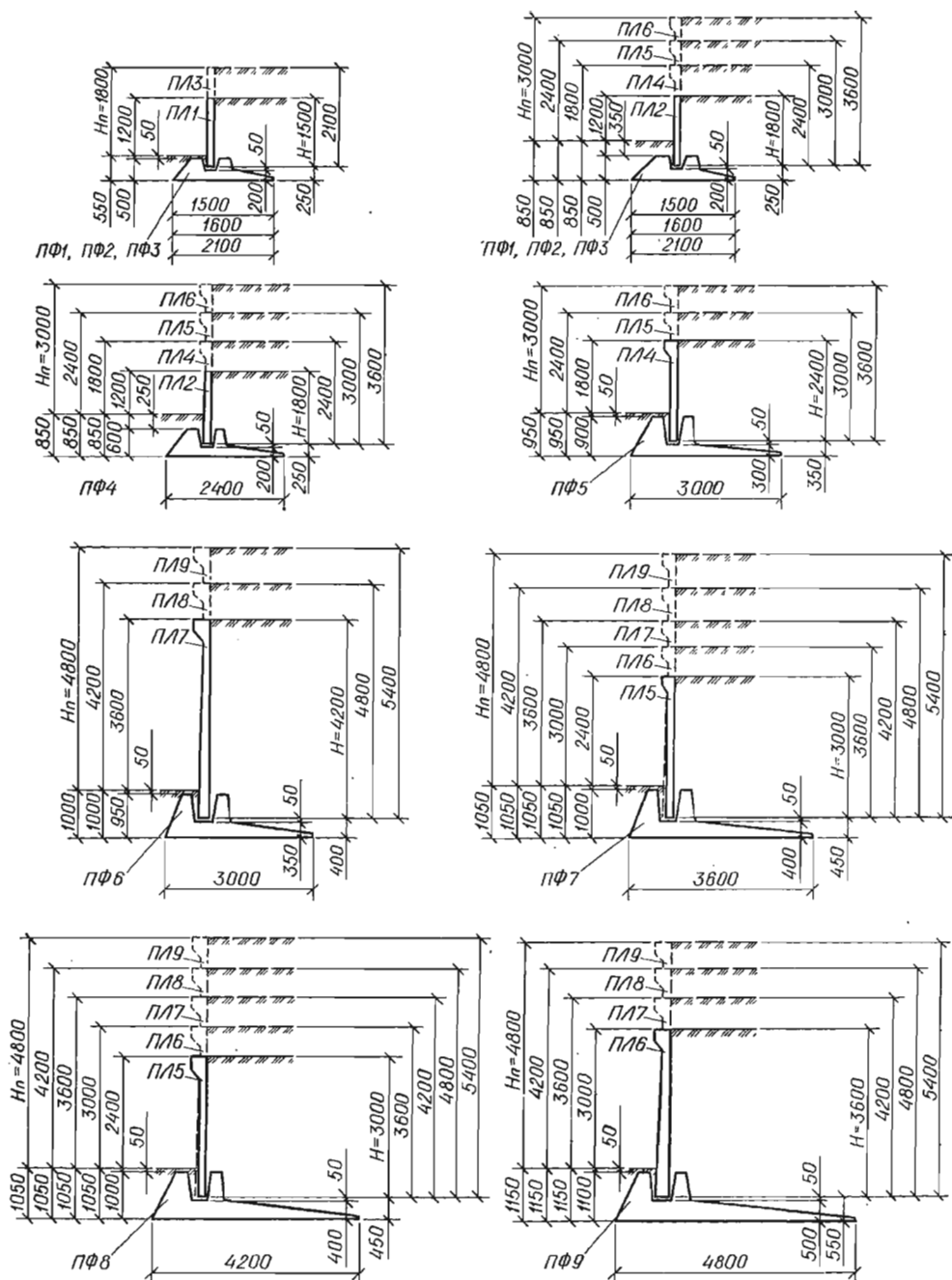


Рис. 2.14. Габаритные схемы подпорных стен по серии 3.002.1-1.

$$\text{III—III } Q_{\text{III—III}} = F_v - 0,5b(p_1 + p_2);$$

$$N_{\text{III—III}} = Fh + Q;$$

$$M_{\text{III—III}} = (Fh + Q)(a + x_2/2) + \\ + l_1/2) + F_v h_3 - b_1^2/3(p_1 + p_2/2).$$

Буквенные обозначения, размеры и вывод формул ясны из рис. 2.12.

Расчет сечения I—I производится как для изгибаемого элемента, сечений II—II и III—III как для внецентренно растянутых элементов.

В стенах с наклонными анкерными тягами га-

Т а б л и ц а 2.2. Ключи для подбора элементов подпорных стен по серии 3.002.1-1

Высота, подпора, м	Нормативные значения Ф, град с, кПа (тс/м²)	Типоразмеры плит при расчетных нагрузках q на поверхности грунта кПа (тс/м²)							
		10 (1,0)		30 (3,0)		60 (6,0)		0	
		Лицевые	Фундаментные	Лицевые	Фундаментные	Лицевые	Фундаментные	Лицевые	Фундаментные
1,2	$\frac{40}{0}$	ПЛ1-1 ПЛ2-1	ПФ1-1	ПЛ1-1 ПЛ2-2	ПФ1-1	ПЛ1-2 ПЛ2-4	ПФ1-2	ПЛ1-1 ПЛ2-1	ПФ1-1
	$\frac{38}{0}$	ПЛ1-1 ПЛ2-1	ПФ1-1	ПЛ1-1 ПЛ2-2	ПФ1-1 ПФ1-2	ПЛ1-2 ПЛ2-4	ПФ1-2 ПФ1-3	ПЛ1-1 ПЛ2-1	ПФ1-1
	$\frac{36}{0}$	ПЛ1-1 ПЛ2-1	ПФ1-1	ПЛ1-1 ПЛ2-2	ПФ1-1 ПФ1-2	ПЛ1-3 ПЛ2-5	ПФ1-2 ПФ1-3	ПЛ1-1 ПЛ2-1	ПФ1-1
	$\frac{32}{0}$	ПЛ1-1 ПЛ2-1	ПФ1-1	ПЛ1-1 ПЛ2-3	ПФ1-1 ПФ1-2	ПЛ1-3 ПЛ2-6	ПФ3-2 ПФ2-3	ПЛ1-1 ПЛ2-1	ПФ1-1
	$\frac{29}{11 (1,1)}$	ПЛ1-1 ПЛ2-1	ПФ1-1	ПЛ1-1 ПЛ2-2	ПФ2-1	ПЛ1-2 ПЛ2-4	ПФ3-2 ПФ3-2	ПЛ1-1 ПЛ2-1	ПФ1-1
	$\frac{26}{21 (2,1)}$	ПЛ1-1 ПЛ2-1	ПФ1-1	ПЛ1-1 ПЛ2-1	ПФ1-1 ПФ2-1	ПЛ2-3	ПФ4-2	ПЛ1-1 ПЛ2-1	ПФ1-1
1,8	$\frac{40}{0}$	ПЛ3-1 ПЛ4-2	ПФ1-1 ПФ1-2	ПЛ3-3 ПЛ4-3	ПФ1-2 ПФ1-3	ПЛ3-5 ПЛ4-7	ПФ1-4 ПФ2-6	ПЛ3-1 ПЛ4-1	ПФ1-1
	$\frac{38}{0}$	ПЛ3-1 ПЛ4-2	ПФ1-1 ПФ1-2	ПЛ3-3 ПЛ4-3	ПФ1-2 ПФ1-3	ПЛ3-5 ПЛ4-7	ПФ2-4 ПФ2-6	ПЛ3-1 ПЛ4-1	ПФ1-1
	$\frac{36}{0}$	ПЛ3-1 ПЛ4-2	ПФ1-1 ПФ1-2	ПЛ3-3 ПЛ4-3	ПФ1-2 ПФ1-3	ПЛ3-6 ПЛ4-8	ПФ2-4 ПФ3-4	ПЛ3-1 ПЛ4-1	ПФ1-1
	$\frac{32}{0}$	ПЛ3-2 ПЛ4-2	ПФ1-1 ПФ1-2	ПЛ3-4 ПЛ4-4	ПФ3-2 ПФ3-3	ПЛ4-8	ПФ4-3	ПЛ3-1 ПЛ4-2	ПФ1-1
	$\frac{29}{11 (1,1)}$	ПЛ3-1 ПЛ4-1	ПФ1-2 ПФ1-1	ПЛ3-3 ПЛ4-3	ПФ3-2 ПФ3-3	ПЛ4-6	ПФ5-3	ПЛ3-1 ПЛ4-1	ПФ1-2 ПФ1-1
	$\frac{26}{21 (2,1)}$	ПЛ3-1 ПЛ4-1	ПФ1-1	ПЛ3-2 ПЛ4-2	ПФ3-1 ПФ4-2	ПЛ4-5	ПФ5-3	ПЛ3-1 ПЛ4-1	ПФ1-1
2,4	$\frac{40}{0}$	ПЛ5-3	ПФ1-3	ПЛ5-6	ПФ2-6	ПЛ5-9	ПФ4-5	ПЛ5-2	ПФ1-2
	$\frac{38}{0}$	ПЛ5-3	ПФ1-3	ПЛ5-6	ПФ2-6	ПЛ5-9	ПФ4-5	ПЛ5-2	ПФ1-2
	$\frac{36}{0}$	ПЛ5-4	ПФ1-4	ПЛ5-7	ПФ3-4	ПЛ5-10	ПФ4-6	ПЛ5-3	ПФ1-2
	$\frac{32}{0}$	ПЛ5-4	ПФ3-3	ПЛ5-7	ПФ4-4	ПЛ5-11	ПФ5-6	ПЛ5-3	ПФ3-2
	$\frac{29}{11 (1,1)}$	ПЛ5-2	ПФ3-2	ПЛ5-4	ПФ5-3	ПЛ5-10	ПФ7-3	ПЛ5-2	ПФ3-2
	$\frac{26}{21 (2,1)}$	ПЛ5-2	ПФ3-1	ПЛ5-4	ПФ5-2	ПЛ5-9	ПФ8-2	ПЛ5-1	ПФ4-1
3,0	$\frac{40}{0}$	ПЛ6-5	ПФ2-5	ПЛ6-10	ПФ3-5	ПЛ6-13	ПФ4-8	ПЛ6-3	ПФ1-4
	$\frac{38}{0}$	ПЛ6-5	ПФ2-5	ПЛ6-9	ПФ4-5	ПЛ6-13	ПФ5-7	ПЛ6-4	ПФ2-5
	$\frac{36}{0}$	ПЛ6-6	ПФ3-4	ПЛ6-10	ПФ4-6	ПЛ6-13	ПФ5-7	ПЛ6-4	ПФ2-5

Высота подпора, м	Нормативные значения Ф, град с, кПа (тс/м ²)	Типоразмеры плит при расчетных нагрузках q на поверхности грунта кПа (тс/м ²)							
		10 (1,0)		30 (3,0)		60 (6,0)		0	
		Лицевые	Фундаментные	Лицевые	Фундаментные	Лицевые	Фундаментные	Лицевые	Фундаментные
3,6	$\frac{32}{0}$	ПЛ6-6	ПФ4-3	ПЛ6-10	ПФ5-6	ПЛ6-14	ПФ7-5	ПЛ6-4	ПФ5-3
	$\frac{29}{11 (1,1)}$	ПЛ6-3	ПФ5-3	ПЛ6-9	ПФ7-2	ПЛ6-14	ПФ9-2	ПЛ6-2	ПФ5-2
	$\frac{26}{21 (2,1)}$	ПЛ6-2	ПФ5-1	ПЛ6-6	ПФ7-1	ПЛ6-13	ПФ9-1	ПЛ6-1	ПФ5-1
	$\frac{40}{0}$	ПЛ7-4	ПФ6-1	ПЛ7-8	ПФ6-3	ПЛ7-12	ПФ6-5	ПЛ7-5	ПФ6-1
	$\frac{38}{0}$	ПЛ7-4	ПФ6-2	ПЛ7-8	ПФ6-3	ПЛ7-12	ПФ6-5	ПЛ7-3	ПФ6-1
	$\frac{36}{0}$	ПЛ7-5	ПФ6-2	ПЛ7-9	ПФ6-3	ПЛ7-13	ПФ6-7	ПЛ7-3	ПФ6-2
	$\frac{32}{0}$	ПЛ7-6	ПФ6-2	ПЛ7-11	ПФ7-4	ПЛ7-13	ПФ8-5	ПЛ7-5	ПФ7-3
	$\frac{29}{11 (1,1)}$	ПЛ7-2	ПФ7-1	ПЛ7-9	ПФ8-3	—	—	ПЛ7-2	ПФ7-1
	$\frac{26}{21 (2,1)}$	ПЛ7-1	ПФ7-1	ПЛ7-7	ПФ8-2	—	—	ПЛ7-1	ПФ7-1
	$\frac{40}{0}$	ПЛ8-4	ПФ6-2	ПЛ8-9	ПФ6-4	ПЛ8-13	ПФ6-8	ПЛ8-3	ПФ6-2
4,2	$\frac{38}{0}$	ПЛ8-4	ПФ6-3	ПЛ8-9	ПФ6-5	ПЛ8-14	ПФ7-7	ПЛ8-3	ПФ6-2
	$\frac{36}{0}$	ПЛ8-5	ПФ6-3	ПЛ8-10	ПФ6-5	ПЛ8-15	ПФ7-8	ПЛ8-4	ПФ6-3
	$\frac{32}{0}$	ПЛ8-6	ПФ7-4	ПЛ8-12	ПФ7-6	ПЛ8-16	ПФ9-3	ПЛ8-5	ПФ7-4
	$\frac{29}{0}$	ПЛ8-3	ПФ8-2	ПЛ8-10	ПФ9-3	—	—	ПЛ8-2	ПФ8-1
	$\frac{26}{0}$	ПЛ8-1	ПФ7-2	—	—	—	—	ПЛ8-1	ПФ8-1
	$\frac{40}{0}$	ПЛ9-3	ПФ6-4	ПЛ9-7	ПФ6-8	ПЛ9-10	ПФ7-8	ПЛ9-2	ПФ6-4
4,8	$\frac{38}{0}$	ПЛ9-4	ПФ6-4	ПЛ9-8	ПФ7-7	ПЛ9-11	ПФ7-9	ПЛ9-3	ПФ6-4
	$\frac{36}{0}$	ПЛ9-4	ПФ6-5	ПЛ9-9	ПФ7-8	ПЛ9-12	ПФ8-7	ПЛ9-3	ПФ7-5
	$\frac{32}{0}$	ПЛ9-5	ПФ8-4	ПЛ9-10	ПФ9-3	—	—	ПЛ9-4	ПФ8-4
	$\frac{29}{0}$	ПЛ9-3	ПФ9-2	—	—	—	—	—	—
	$\frac{26}{0}$	ПЛ9-1	ПФ9-1	—	—	—	—	—	—
	$\frac{40}{0}$	ПЛ9-3	ПФ6-4	ПЛ9-7	ПФ6-8	ПЛ9-10	ПФ7-8	ПЛ9-2	ПФ6-4

Примечания: 1. Расчетная нагрузка на поверхности $q = 0$ предусматривается только при наклонной поверхности засыпки. 2. Для связных грунтов указано также значение c . 3. Не приведены данные для нагрузок на поверхности грунта 20 и 40 кПа.

баритные размеры определяются как для обычных стен уголкового типа, отличается расчет нахождением внутренних усилий в элементах стены.

Расчетная схема стены с наклонной анкерной тягой представлена на рис. 2.13. Для железобетонных элементов точки примыкания тяг рассматривают как опору. Исходя из условия, что момент в шарнире — в месте сопряжения лицевой плиты с фундаментной — равен нулю, определяется растягивающее усилие в анкерной тяге

$$S = \frac{E_{ha\gamma}y_1 + E_{ha\gamma}y_2 - E_{ha\gamma}y_2}{a} \cdot l. \quad (2.18)$$

Буквенные обозначения, принятые в формуле (2.18) ясны из рис. 2.13 и предыдущих формул; пассивное давление грунта в запас прочности не учитывается; l — расстояние между тягами.

Учитывая возможное зависание грунта над анкерной тягой, при подборе сечения тяги и ее крепления дополнительно вводится коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,5$ (при расчете железобетонных сечений этот коэффициент не учитывается).

При расчете стенок с анкерными тягами следует рассматривать различные комбинации загрузки призмы обрушения, вызывающие в каждом отдельном случае наибольшие усилия в лицевой плите, в тяге и в фундаментной плите.

Таблица 2.3. Расход стали на плиты серии 3.002.1-1

Марка элемента	Расход стали, кг	Марка элемента	Расход стали, кг	Марка элемента	Расход стали, кг	Марка элемента	Расход стали, кг
<i>Лицевые плиты</i>		ПЛ6-4	139,1	ПЛ8-15	584,3	ПФ4-6	206,0
ПЛ1-1	41,9	ПЛ6-5	141,2	ПЛ8-16	644,5	ПФ4-7	220,3
ПЛ1-2	47,9	ПЛ6-6	152,6	ПЛ9-1	224,9	ПФ4-8	252,0
ПЛ1-3	58,9	ПЛ6-7	159,2	ПЛ9-2	251,9	ПФ5-1	155,2
ПЛ2-1	48,1	ПЛ6-8	170,6	ПЛ9-3	278,5	ПФ5-2	167,0
ПЛ2-2	55,6	ПЛ6-9	196,4	ПЛ9-4	301,4	ПФ5-3	179,0
ПЛ2-3	59,1	ПЛ6-10	204,8	ПЛ9-5	349,9	ПФ5-4	197,0
ПЛ2-4	61,9	ПЛ6-11	228,4	ПЛ9-6	387,4	ПФ5-5	215,5
ПЛ2-5	66,6	ПЛ6-12	265,7	ПЛ9-7	406,2	ПФ5-6	243,7
ПЛ3-1	54,6	ПЛ6-13	293,7	ПЛ9-8	456,6	ПФ5-7	273,3
ПЛ3-2	62,1	ПЛ6-14	326,3	ПЛ9-9	514,6	ПФ6-1	89,3
ПЛ3-3	65,6	ПЛ7-1	145,5	ПЛ9-10	550,8	ПФ6-2	108,9
ПЛ3-4	68,4	ПЛ7-2	159,5	ПЛ9-11	583,6	ПФ6-3	128,6
ПЛ3-5	75,9	ПЛ7-3	172,9	ПЛ9-12	625,6	ПФ6-4	146,7
ПЛ3-6	80,1	ПЛ7-4	176,0	<i>Фундаментные плиты</i>		ПФ6-5	160,2
ПЛ4-1	63,8	ПЛ7-5	189,4	ПФ1-1	76,3	ПФ6-6	167,9
ПЛ4-2	78,6	ПЛ7-6	196,5	ПФ1-2	85,3	ПФ6-7	185,7
ПЛ4-3	82,8	ПЛ7-7	208,9	ПФ1-3	88,1	ПФ6-8	198,2
ПЛ4-4	93,3	ПЛ7-8	238,4	ПФ1-4	97,1	ПФ7-1	122,6
ПЛ4-5	98,9	ПЛ7-9	248,2	ПФ2-1	85,9	ПФ7-2	134,2
ПЛ4-6	107,5	ПЛ7-10	259,4	ПФ2-2	96,3	ПФ7-3	157,6
ПЛ4-7	118,0	ПЛ7-11	275,2	ПФ2-3	100,5	ПФ7-4	173,9
ПЛ4-8	125,0	ПЛ7-12	324,8	ПФ2-4	104,7	ПФ7-5	196,3
ПЛ5-1	80,9	ПЛ7-13	445,1	ПФ2-5	112,2	ПФ7-6	223,1
ПЛ5-2	95,7	ПЛ8-1	180,9	ПФ2-6	126,8	ПФ7-7	260,7
ПЛ5-3	99,9	ПЛ8-2	194,3	ПФ2-7	134,3	ПФ7-8	283,7
ПЛ5-4	121,7	ПЛ8-3	225,4	ПФ3-1	93,5	ПФ7-9	324,0
ПЛ5-5	133,1	ПЛ8-4	236,3	ПФ3-2	105,3	ПФ8-1	132,5
ПЛ5-6	148,1	ПЛ8-5	262,9	ПФ3-3	109,5	ПФ8-2	158,5
ПЛ5-7	166,3	ПЛ8-6	283,6	ПФ3-4	139,7	ПФ8-3	172,1
ПЛ5-8	203,2	ПЛ8-7	297,6	ПФ3-5	161,1	ПФ8-4	225,5
ПЛ5-9	226,8	ПЛ8-8	316,4	ПФ3-6	182,8	ПФ8-5	250,9
ПЛ5-10	245,0	ПЛ8-9	327,6	ПФ4-1	108,2	ПФ8-6	284,9
ПЛ5-11	244,8	ПЛ8-10	371,6	ПФ4-2	120,0	ПФ8-7	361,2
ПЛ6-1	98,9	ПЛ8-11	404,6	ПФ4-3	154,5	ПФ9-1	179,6
ПЛ6-2	116,5	ПЛ8-12	437,4	ПФ4-4	172,3	ПФ9-2	201,1
ПЛ6-3	122,1	ПЛ8-13	505,8	ПФ4-5	189,5	ПФ9-3	331,9
		ПЛ8-14	534,5				

2.4. Унифицированные конструкции

Типовые конструкции угловых подпорных стен по серии 3.002.1-1 предназначены для применения в следующих условиях*:

в грунтах в ненарушенном состоянии песчаных с $\varphi = 32, 36, 38$ и 40° , супесей с $\varphi = 29^\circ$ и $c = 1,1$, а также суглинках с $\varphi = 26^\circ$ и $c = 2,1$ при $\gamma = 1,8$ тс/м³; для засыпки приняты те же грунты, но с нарушенным сложением и соответственно измененными характеристиками;

при расчетных нагрузках на призме обрушения (при горизонтальной поверхности) $q = 1, 2, 3, 4$ и 6 тс/м². Нагрузки от колесного, гусеничного и железнодорожного транспорта приводятся к одной из этих эквивалентных распределенных нагрузок. При наклонной поверхности засыпки угол ее наклона принят равным $0,5\varphi$ и временная нагрузка на ней не учитывается ($q = 0$);

* Обозначения и система единиц приняты в серии. В скобках $\langle \rangle$ даны обозначения, используемые в других параграфах.

высота $\langle h_1 \rangle$ подпора грунта $H_n = 1, 2, \dots, 4,8$ м кратна 600 мм.

Заглубление фундаментной плиты принято различным в зависимости от высоты подпора грунта и конструкции самой плиты (табл. 2.1).

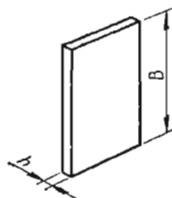
Подпорная стена состоит из двух сборных элементов — лицевой (ПЛ) и фундаментной (ПФ) плит, которые соединяются между собой на монтаже шевелевым стыком.

Габаритные схемы подпорных стен приведены на рис. 2.14. В серии принят следующий принцип маркировки конструкций: буквенный индекс обозначает тип конструкции, следующий за ним цифровой индекс характеризует типоразмер, а последний — несущую способность элемента данного типоразмера (табл. 2.2).

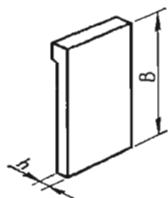
Общий вид, габаритные размеры плит и их характеристики приведены в табл. 2.3...2.5. Плиты армированы сварными сетками по ГОСТ 23279—84 (рис. 2.15 и 2.16). Щелевой стык замоноличивается бетоном класса не ниже В15.

Таблица 2.4. Номенклатура лицевых плит типовых подпорных стен по серии 3.002.1-1

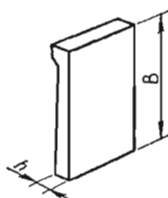
Эскиз изделия	Марка изделия	Основные размеры, мм		Расход бетона, м ³	Масса, т
		B	h		



ПЛ-1	1500	130	0,6	1,5
ПЛ-2	1800	130	0,7	1,8
ПЛ-3	2100	140	0,9	2,2



ПЛ-4	2400	140	1,1	2,8
ПЛ-5	3000	140	1,35	3,4



ПЛ-6	3600	180	1,93	4,8
ПЛ-7	4200	230	2,53	6,3
ПЛ-8	4800	240	2,92	7,3
ПЛ-9	5400	300	3,74	9,4

Примечания: 1. Плиты из бетона класса В25 (М300). 2. Длина лицевых плит 2980 мм.

Экспериментальные конструкции по серии 2876-Э-77 для угловых подпорных стен с анкерными тягами разработаны для следующих условий применения (грунт ненарушенной структуры):

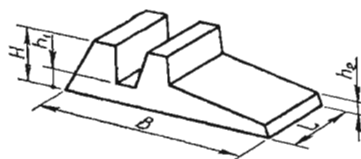
	Песок	Глина
Расчетное значение φ , град	36;	26
Нормативное γ , тс/м ³	1,6;	1,7
Расчетное c , тс/м ²	—	1,4

расчетные нагрузки на призме обрушения (при горизонтальной поверхности) $q = 1, 2, 3, 5$ и 8 тс/м². При наклонной поверхности засыпки (ее уклон $1 : 2$, но не более угла φ) полезная нагрузка не учитывается;

высота $\langle h_1 \rangle$ подпора грунта $H = 4,8, 5,4$ и 6 м. Поскольку первая из этих высот вошла в типовую серию, применение экспериментальных конструкций для нее не рекомендовано.

Подпорная стена (рис. 2.17) состоит из лицевой и фундаментной сборных железобетонных плит, стальной анкерной тяги (ТС), в необходимых случаях включает монолитную анкерную плиту

Таблица 2.5. Номенклатура фундаментных плит по серии 3.002.1-1



Марка изделия	Основные размеры мм					Расход бетона, м ³	Масса, т
	B	L	H	h ₁	h ₂		

ПФ1	1500	2980	500	200	100	1,15	2,9
ПФ2	1800	2980	500	200	100	1,42	3,6
ПФ3	2100	2980	500	200	100	1,61	4,0
ПФ4	2400	2980	600	200	100	1,94	4,9
ПФ5	3000	2980	900	300	100	3,21	8,0
ПФ6	3000	1480	950	350	120	1,76	4,4
ПФ7	3600	1480	1000	400	120	2,17	5,4
ПФ8	4200	1480	1000	400	120	2,44	6,1
ПФ9	4800	1480	1100	500	120	3,09	7,7

Примечание. Плиты из бетона класса В25.

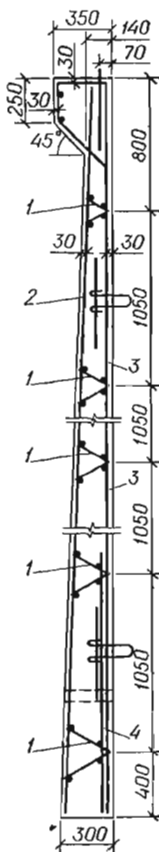


Рис. 2.15. Пример конструктивного решения лицевой плиты:

1 — фиксаторы сеток; 2 — противоусадочная сетка; 3 — рабочая сетка; 4 — стержни усиления в нижней части.

Таблица 2.6. Ключ для подбора марки подпорных стен по серии 2876-Э-77

Вид и характеристика грунта	Временная длительная нагрузка на призме обрушения q , тс/м ²	Марка при высоте подпора H , м		Вид и характеристика грунта	Временная длительная нагрузка на призме обрушения q , тс/м ²	Марка при высоте подпора H , м	
		5,4	6			5,4	6
Пески $\varphi = 36^\circ$ $\gamma = 1,6$ тс/м ³	0 1 2 3 5 8	СТ-19 СТ-20 СТ-21 СТ-22 СТ-23 СТ-24	СТ-25 СТ-26 СТ-27 СТ-28 СТ-29 СТ-30	Глина $\varphi = 19^\circ$ $\gamma = 1,7$ тс/м ³ $C_1 = 1,4$ тс/м ² $c_2 = 0,7$ тс/м ²	0 1 2 3 5 8	СТ-52 СТ-53 СТ-54	СТ-58 СТ-59 СТ-60
Песок $\varphi = 26^\circ$ $\gamma = 1,7$ тс/м ³	0 1 2	СТ-49 СТ-50 СТ-51	СТ-55 СТ-56 СТ-57		0 1 2 3 5 8	СТ-79 СТ-80 СТ-81 СТ-82 СТ-83 СТ-84	СТ-85 СТ-86 СТ-87 СТ-88 СТ-89 СТ-90

Примечание. c , c_2 — удельное сцепление грунта основания и засыпки.

Таблица 2.7. Ключ для подбора элементов подпорных стен по серии 2876-3-77 и расход материалов

Марка стены	Марки конструктивных элементов плиты				Расход материалов на 1,5 м стены						
	лицевые	фундаментные	анкерные	анкерные тяги	Железобетон, м ³		Сталь, кг				
					сборный	монолитный	арматурная		прокат	итого	анкерные тяги
							AI	AIII			
СТ-19	ПЛ4-7	ПФ6-2	—	ТС-3-586	5,34	—	92,3	355,7	71,0	519,0	110,4
СТ-20	ПЛ4-1	ПФ2-4	—	ТС-2-430	4,38	—	82,7	222,5	62,8	368,0	67,6
СТ-21	ПЛ4-3	ПФ3-3	—	ТС-4-472	4,68	—	85,1	248,5	69,0	402,6	106,8
СТ-22	ПЛ4-3	ПФ3-5	—	ТС-4-472	4,68	—	85,1	259,1	78,0	422,2	106,8
СТ-23	ПЛ4-5	ПФ4-5	—	ТС-5-507	4,91	—	87,4	317,4	80,0	484,8	143,4
СТ-24	ПЛ4-8	ПФ4-6	—	ТС-6-506	4,91	—	87,4	369,7	96,4	553,5	167,0
СТ-25	ПЛ5-7	ПФ6-10	АП-1	ТС-5-586	5,56	0,14	104,4	416,8	80,0	601,2	166,0
СТ-26	ПЛ5-1	ПФ2-4	—	ТС-4-430	4,6	—	86,8	246,8	62,8	396,4	97,2
СТ-27	ПЛ5-4	ПФ3-5	—	ТС-4-472	4,9	—	89,2	281,9	78,0	449,1	106,8
СТ-28	ПЛ5-4	ПФ3-5	—	ТС-5-472	4,9	—	89,2	281,9	78,0	449,1	133,4
СТ-29	ПЛ5-5	ПФ4-5	—	ТС-5-507	5,13	—	91,5	356,1	80,0	527,6	143,4
СТ-30	ПЛ5-9	ПФ5-5	—	ТС-7-545	5,34	—	93,9	425,9	96,4	616,2	205,4
СТ-49	ПЛ4-7	ПФ6-10	АП-3	ТС-5-586	5,34	0,4	108,1	393,2	80,0	581,3	166,0
СТ-50	ПЛ4-2	ПФ4-3	—	ТС-3-507	4,91	—	87,4	264,3	62,0	413,7	95,6
СТ-51	ПЛ4-6	ПФ6-3	—	ТС-4-586	5,34	—	92,3	330,6	80,0	502,9	132,6
СТ-52	ПЛ4-6	ПФ6-3	—	ТС-5-586	5,34	—	92,3	330,6	80,0	502,9	166,0
СТ-53	ПЛ4-9	ПФ6-13	АП-3	ТС-6-585	5,34	0,4	108,1	434,2	88,2	630,5	193,0
СТ-54	ПЛ4-10	ПФ6-16	АП-5	ТС-8-590	5,34	0,68	115,9	534,8	142,8	793,5	259,4
СТ-55	ПЛ5-7	ПФ6-13	АП-4	ТС-6-585	5,56	0,54	116,0	470,0	80,0	666,4	193,0
СТ-56	ПЛ5-3	ПФ5-4	—	ТС-4-546	5,34	—	93,9	335,8	62,0	491,7	123,4
СТ-57	ПЛ5-6	ПФ6-4	—	ТС-5-586	5,56	—	96,4	389,2	80,0	565,6	166,0
СТ-58	ПЛ5-6	ПФ6-11	АП-1	ТС-6-585	5,56	0,14	104,4	403,6	80,0	588,0	193,0
СТ-59	ПЛ5-9	ПФ6-14	АП-3	ТС-7-586	5,56	0,4	112,2	472,8	96,4	681,4	220,8
СТ-60	ПЛ5-11	ПФ6-17	АП-6	ТС-10-590	5,56	0,8	123,8	706,4	141,6	971,8	324,2
СТ-79	ПЛ4-7	ПФ6-10	АП-5	ТС-4-586	5,34	0,68	115,9	422,2	80,0	618,1	132,6
СТ-80	ПЛ4-4	ПФ5-1	—	ТС-2-546	5,19	—	89,8	267,4	56,8	414,0	85,8
СТ-81	ПЛ4-6	ПФ6-11	АП-2	ТС-4-586	5,34	0,27	104,1	371,5	80,0	555,6	132,6
СТ-82	ПЛ4-6	ПФ6-11	АП-3	ТС-5-586	5,34	0,4	108,1	378,1	80,0	566,2	166,0
СТ-83	ПЛ4-9	ПФ6-14	АП-4	ТС-6-585	5,34	0,54	60,2	446,7	96,4	603,3	193,0
СТ-84	ПЛ4-10	ПФ6-17	АП-7	ТС-9-590	5,34	0,95	123,7	626,5	141,6	891,8	296,4
СТ-85	ПЛ5-8	ПФ6-13	АП-6	ТС-5-586	5,56	0,8	123,8	524,5	80,0	728,3	166,0
СТ-86	ПЛ5-2	ПФ6-2	—	ТС-2-586	5,56	—	96,4	319,2	62,0	477,6	92,0
СТ-87	ПЛ5-6	ПФ6-13	АП-3	ТС-5-586	5,56	0,4	112,2	434,7	80,0	626,9	166,0
СТ-88	ПЛ5-6	ПФ6-13	АП-4	ТС-6-585	5,56	0,54	116,0	447,2	80,0	643,2	193,0
СТ-89	ПЛ5-10	ПФ6-16	АП-5	ТС-8-590	5,56	0,68	120,0	537,9	124,0	781,9	259,4
СТ-90	ПЛ5-11	ПФ6-17	АП-8	ТС-11-590	5,56	1,1	131,6	755,0	141,6	1028,2	370,6

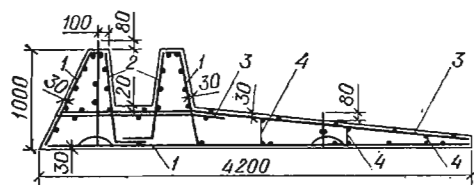


Рис. 2.16. Пример конструктивного решения фундаментной плиты:

1 — противоусадочная сетка; 2 — сетки щелевого стыка; 3 — рабочая сетка; 4 — фиксаторы сеток.

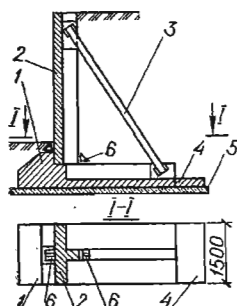


Рис. 2.17. Конструкция подпорной стены с анкерными тягами по серии 2876-Э-77:

1 — плита фундаментная; 2 — плита лицевая; 3 — тяга стальная анкерная; 4 — анкерная плита монолитная; 5 — щебеночная подготовка; 6 — монтажный соединительный элемент.

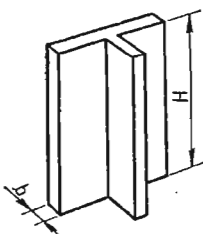
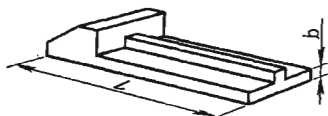


Таблица 2.8. Номенклатура лицевых плит экспериментальных подпорных стен по серии 2876-Э-77

Марка элемента	H	b	Объем бетона, м³	Масса элемента, т	Расход стали, кг
	мм				
ПЛ4-1					203,3
ПЛ4-2					222,3
ПЛ4-3					230,6
ПЛ4-4					230,8
ПЛ4-5	6400	150	2,33	5,83	268,8
ПЛ4-6					268,8
ПЛ4-7					293,9
ПЛ4-8					315,2
ПЛ4-9					315,2
ПЛ4-10					394,0
ПЛ5-1					231,7
ПЛ5-2					252,5
ПЛ5-3					254,7
ПЛ5-4					257,5
ПЛ5-5					311,6
ПЛ5-6	7000	150	2,55	6,40	311,6
ПЛ5-7					334,8
ПЛ5-8					337,4
ПЛ5-9					357,9
ПЛ5-10					392,4
ПА5-11					492,1

Таблица 2.9. Номенклатура фундаментных плит экспериментальных подпорных стен по серии 2876-Э-77



Марка элемента	L	b	Объем бетона, м³	Масса элемента, т	Расход стали, кг
	мм				
ПФ1-1					122,4
ПФ1-2	3000	120	1,84	4,60	131,5
ПФ1-3					131,5
ПФ2-1					137,4
ПФ2-2	3600	120	2,05	5,13	147,7
ПФ2-3					147,7
ПФ2-4					156,9
ПФ3-1					155,3
ПФ3-2					164,2
ПФ3-3	4200	150	2,35	5,88	164,2
ПФ3-4					183,8
ПФ3-5					183,8
ПФ3-6					190,3
ПФ4-1					173,2
ПФ4-2					183,6
ПФ4-3					183,6
ПФ4-4	4800	150	2,58	6,45	204,8
ПФ4-5					208,2
ПФ4-6					220,5
ПФ5-1					185,4
ПФ5-2					188,0
ПФ5-3	5400	150	2,79	6,97	199,7
ПФ5-4					229,2
ПФ5-5					250,5
ПФ6-1					204,3
ПФ6-2					217,3
ПФ6-3					225,3
ПФ6-4					246,2
ПФ6-5					216,5
ПФ6-6					230,1
ПФ6-7					229,5
ПФ6-8					235,4
ПФ6-9	9000	150	3,01	7,52	243,1
ПФ6-10					248,4
ПФ6-11					258,4
ПФ6-12					262,8
ПФ6-13					276,3
ПФ6-14					284,5
ПФ6-15					291,6
ПФ6-16					313,7
ПФ6-17					365,1

(АП). Цифровая индексация элементов аналогична принятой в серии 3.002.1-1.

Лицевые и фундаментные плиты запроектированы таврового сечения с одним вертикальным ребром, к которому крепятся анкерные тяги. Исходя из этого решения все элементы приняты номинальной шириной 1,5 м. Для восприятия ниж-

ней горизонтальной опорной реакции фундаментная плита запроектирована с выступом, в который упирается лицевая плита. В процессе монтажа (до установки анкерных тяг) лицевая плита удерживается в вертикальном положении с помощью приварки двух соединительных элементов из уголка 100к8 (элементы МС-1).

Анкерные тяги приняты в виде двух полос из прокатной стали, приваренных с двух сторон к закладным элементам в вертикальных гранях ребер лицевой и фундаментной плиты. Полосы устанавливаются таким образом, чтобы оказывать минимальное сопротивление зависающего на них грунта.

Лицевые плиты запроектированы одного типоразмера для каждой высоты подпора грунта; фундаментные — длиной 3; 3,6; 4,2; 4,8; 5,4 и 6 м. Так как эти размеры в ряде случаев недостаточны для обеспечения устойчивости положения стен на сдвиг, предусмотрены дополнительные анкерные плиты из монолитного железобетона, шарнирно примыкающие к фундаментным плитам и устанавливаемые в необходимых случаях.

Марка подпорной стены подбирается по табл. 2.6. Каждой марке соответствует определенный набор элементов и расход материалов (табл. 2.7). Класс бетона для сборных элементов — В25, для монолитных — В15. Анкерные тяги из Ст.3. Номенклатура плит приведена в табл. 2.8 и 2.9.

Защита анкерных тяг от коррозии:

на участках между вертикальной гранью ребер лицевой плиты и горизонтальной гранью ребер фундаментной плиты — с помощью оплетки тяг липкой полимерной лентой в два слоя (первый поверх клеевой или битумной грунтовки, нанесенной на очищенную поверхность тяг); рекомендуют ленты типа ПИЛ по МРТУ 6-05-1046-67 (при температуре окружающего воздуха не ниже $+5^{\circ}\text{C}$) и ПВХ-СЛ по ТУ 51-1-93-67 (до -12°C);

в пределах примыкания к ребрам (а также изоляция закладных элементов в ребрах и соединительных элементов в стыке лицевых и фундаментных плит) — в виде двух слоев битумной резиновой эмали, наносимой поверх слоя грунтовки.

3. ПОДВАЛЫ

3.1. Общие сведения

Подвалы — сооружения, заглубленные ниже уровня пола или поверхности планировки грунта и располагаемые под зданиями (встроенные) или вне зданий (отдельно стоящие).

Подвалы используются:

для размещения и обслуживания оборудования, которое по технологическим требованиям должно, быть расположено ниже уровня пола здания или отметки планировки земли (например, подвалы машинных залов электростанций);

для размещения и обслуживания емкостей, в которые жидкости должны поступать самотеком (например, масло-эмульсионные подвалы в прокатных цехах); для размещения насосных станций и станций перекачки стоков, вентиляционных камер и машинных залов кондиционеров, складов производств, требующих стабильного температурно-влажностного режима, отсутствия вибрации, пыли и т. д., электрооборудования и кабелей (кабельные подвалы).

Поскольку стоимость подвальных помещений значительно превышает стоимость помещений того же назначения, расположенных на отметке $\pm 0,000$ или на площадках, проектировать их следует в тех случаях, когда это обосновано требованиями технологии либо размещение помещений в подвалах вызвано отсутствием других площадей.

Унифицированные габаритные схемы подвалов приведены в табл. 3.1.

Требования по проектированию подвалов изложены в СНиП 2.09. 03-85.

Подвалы проектируют одноэтажными. По технологическим требованиям допускается устройст-

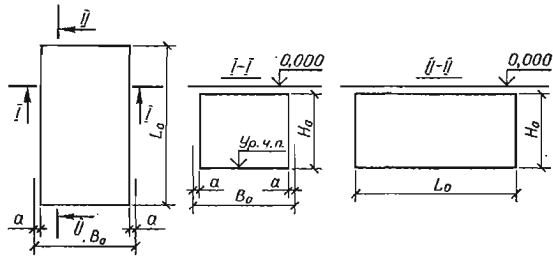
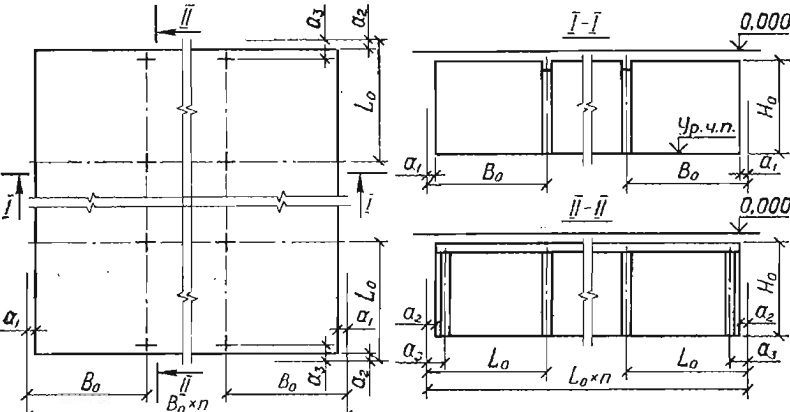
во подвалов с техническим этажом для кабельных разводок; в обоснованных случаях с большим числом кабельных этажей. Высота технического этажа для кабельных разводок в подвалах должна приниматься не менее 2,4 м.

В однопролетных подвалах длина пролета 6, допускается 7,5 м, если это обусловливается технологическими требованиями. Многопролетные подвалы проектируют с сетками колонн 6×6 и 6×9 м и высотой от пола до низа плит перекрытия, кратной 0,6, но не менее 3 м. Высоту (в чистоте) проходов в подвалах следует назначать не менее 2 м.

При компоновке подвалов необходимо предусматривать мероприятия по эвакуации обслуживающего персонала и учитывать требования противопожарной безопасности в соответствии с указаниями СНиП 2.01.02-85, СНиП 2.09.02-85 и СНиП II-92-76 с учетом требований, оговоренных ниже.

Эвакуационный выход из подвала допускается проектировать в помещения с производствами категорий Г и Д, расположенные на первом этаже. При площади подвала не более 300 м^2 допускается предусматривать один эвакуационный выход, при площади от 300 до 1000 м^2 — не менее двух. Лестницы проектируют шириной не менее 0,7 м с уклоном не более 1 : 1; тамбуры перед лестницами и лестницы в подвале ограждают негорючими перегородками с пределом огнестойкости не менее 0,75 ч. При размещении в одном помещении первого этажа производств категорий В, Г и Д эвакуационные выходы из подвала располагают на участках помещений с производствами Г и Д. Из подвалов с производствами категорий Д эвакуационные лестницы допускается выполнять

Т а б л и ц а 3.1. Габаритные схемы подвалов, мм

Схемы подвалов	H_0	L_0	B_0
Однопролетные 	От 3000 и болеекратно модулю 6М	3000 и болеекратно модулю 15М	6000 7500
Многопролетные 		6000 9000	6000

Примечание. H_0 — модульная высота помещения от уровня пола подвала до низа ребер плит перекрытия; L_0 — длина подвала или модульные шаги колонн; B_0 — ширина подвала или модульные шаги колонн по поперечным осям; a , a_1 и a_2 — определяются по конструктивному решению подвала в пределах 0...400 мм; a_3 — принимается в пределах 600...1200 мм.

открытыми стальными с уклоном не более 1 : 1 и шириной не менее 0,7 м.

Двери выходов из кабельных подвалов (кабельных этажей подвалов) и между отсеками должны быть противопожарными, открываться по направлению ближайшего выхода и иметь устройство для самозакрывания. Притворы дверей уплотняют.

Эвакуационные выходы из маслоподвалов и кабельных этажей подвалов проектируют через обособленные лестничные клетки с выходом непосредственно наружу. Допускается использование общей лестничной клетки, ведущей к надземным этажам; при этом для подвальных помещений должен быть устроен обособленный выход из лестничной клетки на уровне первого этажа наружу, отделенный от остальной части лестничной клетки на высоту одного этажа глухой противопожарной перегородкой с пределом огнестойкости не менее 1 ч. Общая лестничная клетка из разных подвалов допускается также при наличии тамбуров в каждом подвале.

При невозможности устройства выходов непосредственно наружу допускается их устраивать

в помещения с категориями производств Г или Д, расположенные на первом этаже здания. В этом случае возможны выходы из подвалов через лестницы, ведущие на первый этаж здания с ограждением их противопожарными перегородками. Двери в перегородках должны быть самозакрывающимися с уплотненными притворами. Если в уровне пола первого этажа здания устраивается открытый проем, в подвале предусматривают тамбур. Проем для лестницы ограждают перилами.

В маслоподвалах, подвалах объемом более 500 м³ с производствами категории В или складами сгораемых, а также нескороаемых материалов в сгораемой упаковке и в кабельных подвалах объемом более 100 м³ необходимо предусматривать устройство автоматических средств пожаротушения. В подвалах меньшего объема необходимо предусматривать автоматическую пожарную сигнализацию.

При примыкании подвала с производствами категории В или складом сгораемых, а также нескороаемых материалов в деревянных ящиках или деревянных контейнерах к наружной стене в ней предусматривают окна шириной 0,75 м и

высотой 1,2 м. Суммарную площадь окон и дымовых вытяжных шахт принимают не менее 0,2 % площади пола помещения. В подвалах площадью более 1000 м² проектируют не менее двух окон. Дымовые вытяжные шахты можно использовать в качестве вытяжных вентиляционных шахт.

Допускается размещение насосных станций (отсеки) с производствами категорий А, Б и В, заглубленных ниже планировочных отметок земли более чем на 1 м и площадью не более 400 м². Выходы из этих помещений:

один эвакуационный через лестничную клетку, изолированную от помещений, при площади пола не более 54 м²; два эвакуационных, расположенных в противоположных сторонах помещения, при площади пола более 54 м²; второй допускается по вертикальной лестнице, расположенной в шахте, изолированной от помещений с производствами категорий А, Б и В. При отсутствии постоянных рабочих мест в помещениях площадью не более 108 м² допускается проектировать один эвакуационный выход.

Выходы из подвалов размещают вне зоны работы подъемно-транспортного оборудования. У открытых выходов предусматривают ограждения высотой не менее 0,9 м.

Не допускается устройство выходов в пределах участков, характеризуемых повышенными уровнями и концентрациями вредных факторов, участков разливы жидкого металла и хранения жидкого или расплавленного металла, а также в зоны возможного падения мелких осколков, искр.

При наличии грунтовых вод подвальные помещения должны быть изолированы (см. п. 1.4). Основной мерой защиты служит пластовый дренаж под всей поверхностью подвала и пристенный по периметру стен с устройством при необходимости станций перекачки. Для защиты от случайных и атмосферных вод (при отсутствии грунтовых) стены подвала покрывают двумя слоями горячего битума по холодной битумной грунтовке.

Полы подвальных помещений проектируют в соответствии с требованиями главы СНиП П-В.8-71 с уклоном 0,0015...0,0020 к трапам (прямкам) канализации с обособленной системой отвода воды; соединение прямиков сливной и другими типами канализации запрещается. Устройство порогов у выходов из подвалов и перепадов в уровне пола не допускается, за исключением маслоподвалов, где на выходах устраивают пороги высотой 300 мм со ступенями или пандусами.

Для уменьшения влияния нагрузок от транспортных средств и тяжелого оборудования, устанавливаемого на первом этаже (распределение этих нагрузок на большую площадь), рекомендуется верх перекрытия подвалов заглублять на 600...900 мм ниже уровня пола первого этажа (если по технологическим или другим условиям не требуется большее). Заглубление позволяет также располагать над перекрытием инженерные коммуникации. Рекомендации по заглублению верхнего перекрытия подвалов ниже уровня пола не относятся к подвалам, решаемым в конструкциях каркасов многоэтажных зданий.

В перекрытиях подвалов могут быть прямоугоньные монтажные и эксплуатационные прое-

мы, перекрываемые съемными плитами соответственно в уровнях верха конструкции подвала с таким же пределом огнестойкости как и у перекрытия и отметки чистого пола цеха.

В подвалах большой протяженности предусматривают температурно-усадочные швы, расстояние между которыми согласно СНиП 2.09.03-85 не должны превышать при монолитных конструкциях 60, при сборных и сборно-монолитных 120 м.

Задание на проектирование подвалов входит в состав общего задания на проектирование здания, под которым они расположены или которые они должны обслуживать.

3.2. Конструктивные решения

Подвалы подразделяются на каркасные (с полными и неполным каркасом) и бескаркасные.

По каркасной схеме решают двух- и многопролетные подвалы. При полном каркасе предусматривают несущие колонны по наружным и внутренним продольным осям подвала. При этом наружные стены выполняют из горизонтально установленных панелей, передающих нагрузку от бокового давления грунта на колонны. Подвалы по такой конструктивной схеме рекомендуются при высоте не более 4,2 м (рис. 3.1, а).

Схема с неполным каркасом предусматривает устройство по наружным осям самонесущих стен, передающих горизонтальное давление грунта на ленточные фундаменты и на перекрытие над подвалом, по внутренним — колонн. Самонесущие стены выполняют из вертикально установленных стеновых панелей (рис. 3.1, б). Такую схему применяют при больших глубинах и нагрузках. Возможно также использование унифицированных стеновых панелей подземных сооружений УПС (см. п. 1.2) с добетонированием монолитной ленты для устройства фундамента.

Бескаркасная схема применяется главным образом для однопролетных подвалов с самонесущими стенами, на которые опираются конструкции перекрытия (рис. 3.1, в). Самонесущие стены могут быть массивные и гибкие. Массивные выполняют из каменной кладки, монолитного бетона и бутобетона, сборных бетонных блоков, гибкие — из железобетонных вертикально устанавливаемых панелей. Требования к материалам приведены в п. 2.2.

Применение массивных стен из каменной кладки и бетонных блоков ограничено условиями их расчета на изгиб или внецентренное сжатие по неперевязанному сечению. Их можно проектировать только при наличии значительной нормальной силы от массы вышестоящих конструкций, что характерно для жилых и гражданских зданий. При отсутствии такой нагрузки возможно использование массивных сборно-монолитных стен (рис. 3.2). Горизонтальные нагрузки от бетонных блоков монолитные вставки передают на фундаменты и перекрытия.

В многоэтажных зданиях каркасных конструкций подвалов проектируют совместно с конструкциями здания.

В одноэтажных зданиях небольшие подвалы выполняют без связи с конструкциями зданий, отдельно стоящими. В больших подвалах в

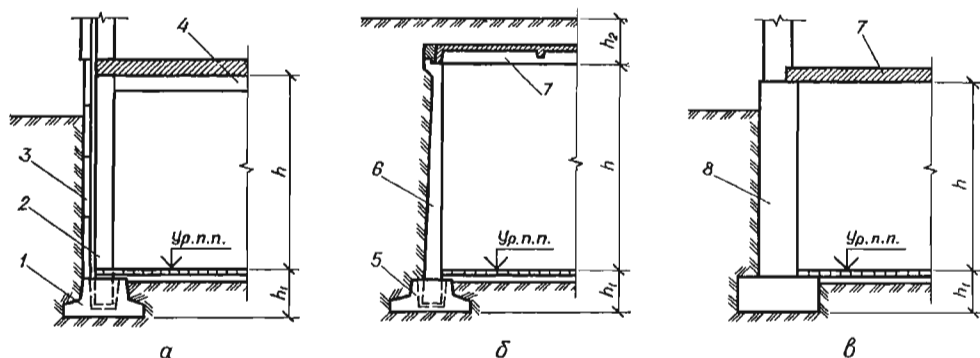


Рис. 3.1. Конструкция наружной стены подвала:

а, б — с каркасом соответственно полным и неполным; в — бескаркасного; 1 — столбчатый фундамент стального типа; 2 — колонны-стойки поперечной рамы каркаса; 3 — горизонтальные стеновые панели; 4 — ригель перекрытия; 5 — ленточный фундамент; 6 — вертикальная несущая стеновая панель; 7 — плита перекрытия; 8 — самонесущая стена.

качестве колонн используют фундаменты (подколонники) каркаса здания, а также — дополнительные стойки между ними на высоту подвала.

В практике проектирования одноэтажных зданий с подвалами применяются решения с использованием конструкций каркаса двухэтажных зданий по серии 1.420-8 с учетом нагрузок от бокового давления грунта при горизонтальных панелях стен.

Сборные и сборно-монолитные конструкции могут быть заменены монолитными железобетонными

няемых для перекрытий производственных зданий, либо усиленных армированием или устройством по верху полки монолитной железобетонной армированной плиты, расположенной в толще пола. Плиты опираются на полки сборных ригелей; сечение которых зависит от нагрузки и пролета. При нагрузках на перекрытие более 50 кПа указанное усиление сборных конструкций недостаточно и требуется создание специальной номенклатуры сборных железобетонных конструкций подвальных помещений.

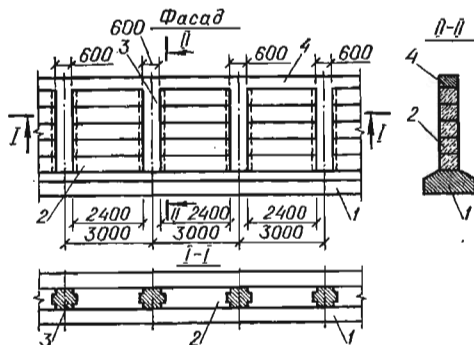


Рис. 3.2. Конструкция массивной стены подвала из бетонных блоков с железобетонными вставками-контрфорсами:

1 — монолитный ленточный фундамент; 2 — сборные бетонные блоки; 3 — монолитная железобетонная вставка; 4 — монолитный железобетонный пояс.

ми, что целесообразно для подземных сооружений и существенно снижает стоимость строительства при соответствующей организации производства бетонных работ.

Монолитные стены используют при высоком уровне грунтовых вод, осуществляя их одновременно с днищем, которое решается как ребристое или безбалочное (по типу перекрытия).

Одно из прогрессивных решений монолитных стен подвалов «стена в грунте» (см. п. 2.2).

Перекрытия подвалов выполняют из сборных ребристых плит шириной 1500 и 750 мм, приме-

3.3. Расчет

На подвальные помещения воздействуют нагрузки: вертикальные — на перекрытие, горизонтальные — от бокового давления грунта на стены. Временные нагрузки на перекрытия подвалов принимают по технологическому заданию. Вертикальные приводят, как правило, к равномерно распределенным по поверхности перекрытия.

В многоэтажных зданиях на первых этажах размещают наиболее тяжелое оборудование. В одноэтажных зданиях на полы в большинстве случаев превышают унифицированные на перекрытия многоэтажных зданий; кроме того, по перекрытию возможно движение транспортных средств и устройство складов, в связи с чем вертикальные нагрузки на перекрытия подвалов превышают нагрузки на перекрытия многоэтажных зданий и могут достигать 100 кПа. На участках цехов с нагрузками на пол выше 100 кПа подвалы располагать не рекомендуется. Минимальная нагрузка на перекрытия подвалов с учетом возможности движения автомашин 10 кПа. Кроме указанных нагрузок учитывают нагрузки от собственного веса перекрытия подвала, грунтовой засыпки и конструкции пола.

Горизонтальные нагрузки от бокового давления грунта с учетом временной нагрузки на призме обрушения определяют в соответствии с указаниями гл. 1. При этом учитывают указания СНиП 2.09.03-85. Обратную засыпку пазух котлована производят одновременно с двух противоположных сторон подвала; перепад отметок при этом не более 1 м (соответствующие примечания

должны быть даны на рабочих чертежах). При отсутствии с противоположной стороны временной нагрузки на призме обрушения возможно увеличение бокового давления грунта с одной стороны подвала.

Расчетные схемы поперечных и продольных рам подвала:

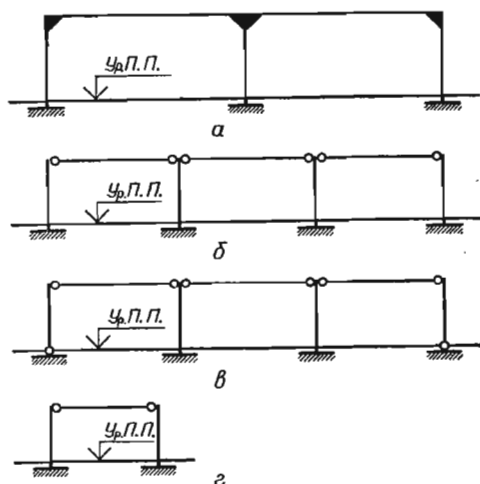


Рис. 3.3. Расчетная схема поперечной рамы подвала:

а — с полным каркасом; б — с неполным каркасом при защемлении наружных стен в фундаменте; в — то же, при шарнирном примыкании наружных стен к фундаменту; г — бескаркасного.

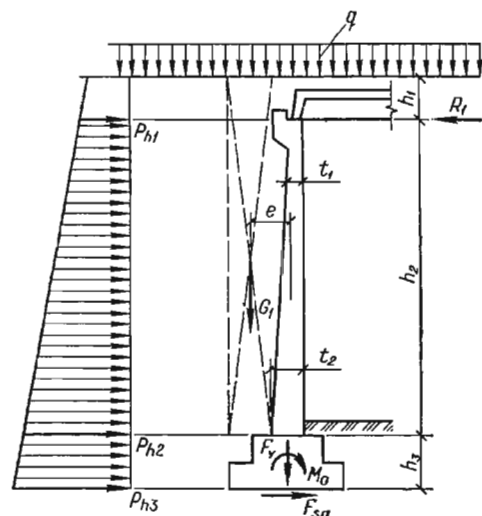


Рис. 3.4. К расчету стен подвала с учетом крена фундамента при симметричном нагружении.

для подвалов с полным каркасом такая как у вышестоящего здания, т. е. с жестким примыканием ригелей к колоннам, шарнирным примыканием плит в перпендикулярном направлении и защемлением колонн в фундаментах (рис. 3.3, а);

при неполном каркасе возможны две статические схемы — с защемлением самонесущих стен в ленточном фундаменте (рис. 3.3, б) и шарнирное опирание стены на фундамент (рис. 3.3, в), при котором жесткость и неизменяемость конструкции подвала обеспечивается колоннами средних рядов и поперечными стенами.

Примыкание ригелей и плит перекрытия к стенам рекомендуется шарнирное (желательно использовать сечения типовых унифицированных элементов). Статические схемы по рис. 3.3, б, 3.3, в применяют для встроенных и отдельно стоящих подвалов.

Таблица 3.2. Значения коэффициентов v_1 и v_2 (СНиП 2.09.03-85)

t_1/t_2	1,0	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
v_1	0,375	0,375	0,346	0,335	0,321	0,303
v_2	0,1	0,092	0,088	0,083	0,076	0,069

Бескаркасные подвалы проектируют по статической схеме (рис. 3.3, г) с шарнирным опиранием конструкций перекрытия на стены и защемлением стен в фундаменте. При защемлении конструкций в фундаменте расчетный момент в защемлении может быть существенно уменьшен с учетом поворота фундамента в грунте.

Горизонтальная реакция, действующая на 1 м по длине стены на верхней (в уровне перекрытия) опоре стены подвала при учете поворота фундамента в грунте по СНиП 2.09.03-85:

симметричная нагрузка (рис. 3.4)

$$R_1 = \frac{\left[p_{h1} \left(v_1 + \frac{1}{2} km \right) + (p_{h2} - p_{h1}) \times \left(v_2 + \frac{1}{6} km^2 \right) \right] h_2}{1 + k - \frac{G_1 ek}{(1 + k)(h_2 + h_3)}}, \quad (3.1)$$

где p_{h1} ; p_{h2} ; h_2 , h_3 — см. на рис. 3.4; k — коэффициент, учитывающий изменение реакции R_1 за счет поворота фундамента;

$$k = \frac{\omega E_0 I_h m^2}{E_b b^2 h_3}, \quad (3.2)$$

здесь ω — коэффициент, принимаемый равным 6 для положительных значений M и Q , 3 — для их отрицательных значений, а также для M_0 и F_{sa} (см. рис. 3.4);

$$m = \frac{(h_2 + h_3)}{h_2}; \quad (3.3)$$

b — ширина подошвы фундамента стены; E — модуль деформации грунта основания; E_0 — модуль упругости бетона; I_h — момент инерции 1 м сечения стены, который допускается определять по приведенной толщине стены t_{red} :

$$t_{red} = \frac{(2t_2 + t_1)}{3}, \quad (3.4)$$

t_1 — толщина стены в верхней части; t_2 — то же, в уровне сопряжения с фундаментом; G_1 — сумма веса грунта и временной нагрузки над внешней консолью фундамента; e — эксцентриситет приложения силы G_1 относительно центра тяжести подошвы фундамента; v_1 и v_2 — коэффициенты, учитывающие изменение толщины стены по высоте и принимаемые по табл. 3.2.

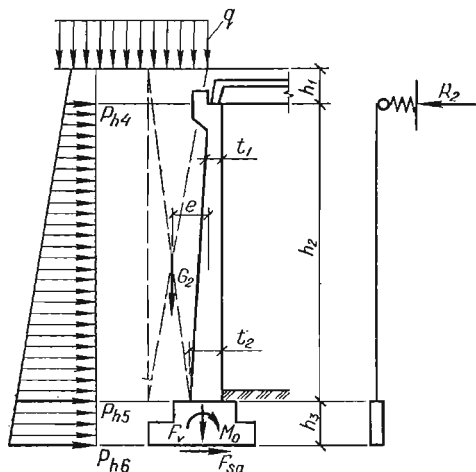


Рис. 3.5. К расчету стен подвала с учетом одностороннего нагружения призм обрушения временной нагрузкой и поворота (крена) фундамента.

При действии на подвал односторонней горизонтальной нагрузки (рис. 3.5) и учете смещения конструкции от нее

$$R_2 = \frac{\left[p_{h_4} \left(v_1 + \frac{1}{2} mk \right) + (p_{h_6} - p_{h_4}) \times \right. \\ \left. \times \left(v_2 + \frac{1}{6} km^2 \right) \right] h_2}{1 + k + k_1} - \frac{G_2 ek}{(1 + k + k_1) (h_2 + h_3)}, \quad (3.5)$$

где p_{h_4} и p_{h_5} — см. рис. 3.5.

G_2 — вес временной нагрузки на внешней стороне фундамента при одностороннем ее расположении; k_1 — коэффициент, учитывающий изменение реакции R_2 за счет смещения перекрытия;

$$k_1 = \frac{k_0 \cdot I_h E_b}{E' h_2^3}, \quad (3.6)$$

здесь k_0 — коэффициент, принимаемый равным для однопролетных подвалов 4; для двухпролетных 3; для трех- и многопролетных 2; для подвалов с несмещаемым перекрытием коэффициент $k_0 = 0$ и в этом случае формула (3.5) преобразуется в формулу (3.1); E' — модуль деформации грунта засыпки;

$$E' = (0,5 + 0,3h_1) \beta_1 E, \quad (3.7)$$

где h_1 — см. рис. 3.4; $\beta_1 = 0,7$ при засыпке грунтом основания; 0,9 — то же, малосжимаемым грунтом; 1 — при грунте в ненарушенном состоя-

нии (бетонирование в распор к стенкам котлована).

Интенсивность горизонтального давления грунта ($p_{h_1} \dots p_{h_6}$) находят по указаниям гл. 1.

После определения верхней горизонтальной реакции R_1 или R_2 изгибающие моменты M и поперечные силы Q находят в соответствии с правилами строительной механики.

Стены подвала рассчитывают по первой и второй группам предельных состояний; проверку основания под стену — по несущей способности и деформативности.

Проверку на устойчивость положения против сдвига производят по (2.7), учитывая только возможность плоского сдвига; удерживающую силу определяют по (2.8). Сдвигающая сила в уровне подошвы фундамента от симметричной нагрузки

$$F_{sa} = -R_1 + \frac{1}{2} (p_{h_1} + p_{h_3}) (h_2 + h_3). \quad (3.8)$$

Если сдвигающая сила превышает удерживающую и устойчивость стен подвала не обеспечивается, то необходимо предусматривать мероприятия, препятствующие сдвигу, например, устройство распорок или учет в расчете конструкции пола. Испытания натурных фрагментов подвалов на большие горизонтальные нагрузки показали, что конструкция пола даже без ее усиления распорками обеспечивает устойчивость стен подвалов против сдвига. Однако, учет конструкции пола возможен только в том случае, если в процессе эксплуатации пол не будет нарушен. В противном случае предусматривают конструктивные элементы — армированные распорки, демонтаж которых требует согласования с проектной организацией.

При расположении подвала в водонасыщенных грунтах и наличии монолитного дна расчет на устойчивость положения против сдвига, как правило, не требуется. В этом случае проверяют подвалы на «всплытие» (отдельно стоящие — при нагрузках в период строительства и эксплуатации; встроенные — только в процессе строительства). Расчет на «всплытие» заключается в том, что подвалы, заглубленные ниже уровня грунтовых вод, испытывают давление снизу вверх, определяемое разностью отметок низа дна подвала и уровня грунтовых вод. Собственный вес конструкций подвала должен превышать это давление не менее чем в 1,2 раза.

3.4. Унифицированные конструкции

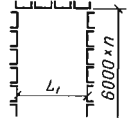
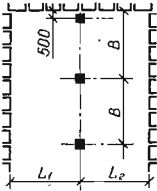
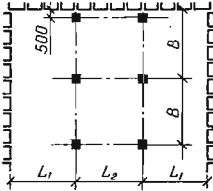
Унифицированные конструкции подвалов: типовые по серии ИС-01-19 и рекомендованные Госстроем СССР для применения — по серии И12-80.

Серия ИС-01-19 широко применяется, но она значительно устарела (1967 г.) и при пользовании следует учитывать указания, приведенные ниже.

Серия ИС-01-19 разработана для применения в следующих условиях:

нормативные временные длительные нагрузки на перекрытия подвалов, учитываемые сверх собственного веса конструкций перекрытия подвала и пола цеха, приняты интенсивностью 10, 15, 20, 25, 30, 40 и 50 кПа;

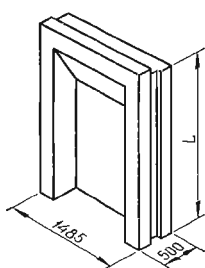
Т а б л и ц а 3.3. Габаритные схемы подвалов по серии ИС-01-19, мм

Подвал	Фрагмент плана	Пролеты		Шаг колонн <i>B</i>	Отметки пола подвала
		<i>L</i> ₁	<i>L</i> ₂		
Однопролетный		5350	—	—	—3600 —4800 —6000
		4850 *	—	—	—3600 —4800 —6000
Двухпролетный		5675	5675	6000	—3600 —4800 —6000
		5175 *	5175 *	6000	—3600 —4800 —6000
Многопролетный		5675	6000	6000	—3600 —4800 —6000
		5675 *	6000	6000	—3600 —4800 —6000

Пр и м е ч а н и я: 1. Пролет, отмеченный звездочкой, применяется при установке плит перекрытия длиной 5050 мм (укороченные, в перекрытиях у торцов и температурных швов). 2. Здесь и далее указаны обозначения величин, принятые в серии.

Т а б л и ц а 3.4. Номенклатура стеновых панелей по серии ИС-01-19

Эскиз конструкции	Марка панели	Нагрузка на перекрытие, кПа	Длина, мм	Расход		Масса элемента, т
				бетона, м³	стали, кг	



ПГ1-1	10...30	4000	1,04	116,1	2,58
ПГ1-2	40...50	4000	1,04	119,8	2,58
ПГ2-1	10...30	5200	1,33	168,2	3,3
ПГ2-2	40...50	5200	1,33	173	3,3
ПГ3-1	10...30	6650	1,67	340,4	4,15
ПГ3-2	40...50	6650	1,67	351,6	4,15

Пр и м е ч а н и е. Стеновые панели запроектированы из бетона класса В25

грунты сухие с нормативными значениями: $\varphi_n = 30^\circ$; $\gamma_n = 18 \text{ кН/м}^3$; $c = 0$; конструкции подвалов не связаны с конструкциями фундаментов под колонны здания; грунтовая засыпка над перекрытием отсутствует.

Толщина пола 100 мм; нагрузка от пола 2,5 кПа.

Подвалы запроектированы одно-, двух- и многопролетными. Однопролетные подвалы решены по бескаркасной, а двух- и многопролетные — по неполной каркасной схеме; несущими конст-

рукциями стен являются вертикально установленные, защемленные в фундаменте ребристые стеновые панели; на стеновые панели шарнирно опираются ребристые плиты перекрытия. По средним рядам располагают сборные железобетонные колонны с шагом 6 м; поверху колонн предусматривают продольные ригели, на полки которых опираются плиты перекрытия.

Габаритные схемы подвалов серии ИС-01-19 приведены в табл. 3.3

Отметки пола подвалов — 3,6; —4,8 и —6 м (за 0,000 принята отметка пола цеха). Торцевые

стены решаются так же, как продольные; на расстоянии 500 мм от внутренней грани торцевых стен устанавливаются колонны средних рядов. Аналогично устанавливаются колонны у температурных швов.

В серии принят следующий принцип маркировки конструкций: буквенный индекс обозначает тип конструкции, цифровые индексы: первый — типоразмер конструкции, второй несущую способность; третий, если он требуется, — разно-

сходы армированием, при нагрузке 50 кПа кроме того поверх плит предусматривается устройство монолитной железобетонной плиты толщиной 60 мм;

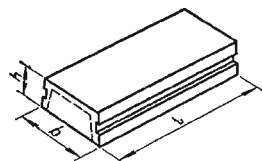
в случаях, когда перекрытие усиливается поверху монолитной железобетонной плитой, оно рассматривается как сборно-монолитное; для обеспечения совместной работы элементов в нем на наружных гранях продольных ребер плит предусматриваются шпонки, в швы между плитами закладываются арматурные каркасы; плиты с усиленным армированием разработаны в выпуске 2 серии ИС-01-19;

плиты приняты двух типоразмеров по длине — 5550 мм и 5050 мм (укороченные плиты в каркасных многоэтажных зданиях устанавливаются у торцов и температурных швов);

колонны квадратного сечения (табл. 3.6); ригели (табл. 3.7), устанавливаемые на колонну сверху, имеют консоль, на которую опираются плиты перекрытия.

Фундаменты в серии ИС-01-19 не разработаны. Предусматривается, что фундаменты проектируют при разработке проекта монолитными. Под стеновые панели они должны быть ленточными с продольным пазом для полки глубиной 100 мм и стаканами глубиной 700...950 мм для двух смежных продольных ребер панелей; под колонны — обычные столбчатые фундаменты стаканного типа.

Т а б л и ц а 3.5.
Номенклатура плит
перекрытия



Марка плиты	Размеры, мм		Нагрузка на перекрытие, кПа	Класс бетона	Расход		Масса плиты, т
	b	l			бетона, м³	стали, кг	
П1-3			10	B15		97	
П1-4			15	B25		115	
П1-5	1480	5500	20	B25	0,89	135	2,2
П1-6			25	B25		180	
П1-20 *			30	B25		164	
П2-2			10	B15		81	
П2-3			15	B25		95	
П2-4	1480	5050	20	B25	0,81	106	2,0
П2-5			25	B25		143	
П2-20 *			30	B25		144	
П3-20			40	B30		118	
П3-21 *	730	5500	50	B25	0,60	137	1,5
П4-20			40	B30		99	
П4-21 *	730	5500	50	B25	0,55	117	1,37

Т а б л и ц а 3.6. Номенклатура колонн

Эскиз	Размеры, мм		Марка колонны	Нагрузка на перекрытие, кПа	Расход		Масса колонны, т
	H	B			бетона, м³	стали, кг	
	3400	400	K1-1	10...25	0,55	46,8	1,37
	3300	500	K2-1	30...50	0,83	160,2	2,08
	4600	400	K3-1	10...25	0,74	118,4	1,85
	4500	500	K4-1	30...50	1,13	221,8	2,83
	5800	400	K5-1	10...25	0,93	208,8	2,32
	5700	500	K6-1	30...50	1,43	310,6	3,58

Примечание. Колонны изготавливают из бетона класса B15

Конструкции подвалов допускают крепление к перекрытию подвешенного транспорта и коммуникаций. Для крепления подвешенного транспорта в швы между плитами перекрытия должны быть заложены Т-образные закладные изделия, передающие нагрузку на два смежных продольных ребра плит. Нагрузка от него должна быть приведена к равномерно распределенной эквивалентной и вычтена из временной, действующей на перекрытие.

На внутренних стенах подвалов могут быть подвешены кабельные и трубные разводки. При этом нормативная сосредоточенная нагрузка от разводок на два смежных ребра стеновых панелей не должна превышать 5 кН (0,5 тс) при эксцентриситете (расстоянии до внутренней грани стены) не более 200 мм.

Примечания: 1. Звездочкой отмечены плиты, используемые в составе сборно-монолитного перекрытия. 2. h = 400 мм для всех марок плит.

видность конструкции по закладным элементам. Железобетонные конструкции подвалов по серии ИС-01-19;

стеновые панели (разработаны в данной серии) — ребристые, ребрами наружу, номинальной шириной 1,5 м; высота ребер 500 мм; панели трех типоразмеров по длине — 4, 5,2 и 6,65 м, что соответствует отметкам пола подвала (табл. 3.4);

плиты перекрытий ребристые, соответствуют по опалубочным размерам плитам серии ИИ24-1 (действовавшей в период разработки серии ИС-01-19) и запроектированы в зависимости от интенсивности нагрузок, действующих на перекрытие (табл. 3.5): при нагрузках 10...30 кПа ширина плиты 1,5 м; 10...25 кПа — полностью сохранена по серии ИИ24-1, 30 кПа усилены армированием и с устройством поверху монолитной железобетонной плиты толщиной 60 мм; при нагрузках 40 и 50 кПа ширина плиты 750 мм, уси-

Для крепления электрической разводки и технологических коммуникаций к плитам перекрытия в продольных ребрах плит предусматривают отверстия диаметром 35 мм. Максимальная нагрузка на одну точку (на одно отверстие) не выше 3 кН и эта нагрузка должна учитываться в составе нагрузки на перекрытие.

Узлы сопряжения элементов подвала решаются с помощью сварки и замоноличивания бетоном класса В15 на мелком заполнителе (рис. 3.6).



Таблица 3.7.
Номенклатура ригелей
перекрытий по серии
ИС-01-19

h, мм	Марка ригеля	Нормативная длительная нагрузка на перекрытие, кПа	Класс бетона	Расход		Масса ригеля, т
				бетона, м³	стали, кг	
800	Б1-1	10	В25		350,1	
	Б1-2	15	В30	1,9	383,1	4,75
	Б1-3	20	В30		418,2	
1000	Б2-1	25	В25	2,6	432,1	7
	Б2-2	30	В30		509,2	
1200	Б3-1	40	В30	3,2	560,5	8
	Б3-2	50	В30		643,7	

Примечание: 1. Ригели с дополнительным индексом «1» (например, Б1-1-1, Б2-2-1 и т.д.) отличаются наличием дополнительных закладных изделий и устанавливаются у торцов и температурных швов. 2. $l = 5950$ мм для всех марок ригеля

Особое внимание должно быть обращено на тщательное замоноличивание по периметру подвала примыкающих плит перекрытия к стеновым панелям, так как оно обеспечивает передачу верхней горизонтальной реакции стеновых панелей на перекрытие.

Поскольку в ряде строительных организаций имеются формы для изготовления конструкций, предусмотренных сериями ИС-01-19, возможно применение ее в проектах по согласованию с генпроектной строительной организацией; при этом необходимо:

выполнить поверочные расчеты конструкций по первой и второй группам предельных состояний в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84; при использовании серийных конструкций в опалубочных размерах серий ИИ24-1, КЭ-01-49, в настоящее время аннулированных, заменять ссылки на них ссылками на соответствующие действующие серии, в которых опалубочные размеры элементов сохранены такими же (например, плиты по серии ИИ24-1 следует выполнять по серии 1-420.1);

материалы (бетон, сталь) и их характеристики указывать по действующим стандартам;

при применении конструкций в агрессивной среде корректировать проектную документацию в соответствии с требованиями СНиП 2.03.11-85.

Серия 112-80 разработана ЦНИИпромзданий для использования в цехах заводов черной металлургии и других производствах, характеризующихся значительными нагрузками на перекрытия. Опалубочные размеры элементов перекрытия и колонн превышают размеры аналогичных элементов каркасов зданий. Серия 112-80 не утверждена Госстроем СССР как типовая и не включена в общесоюзные каталоги промышленных изделий, а только рекомендована для применения в необходимых случаях по согласованию с генпроектной строительной организацией.

Конструкции, разработанные в серии 112-80, рассчитаны на временные нагрузки на перекрытия 50...100 кПа и предназначены для эксплуатации в неагрессивной газовой среде.

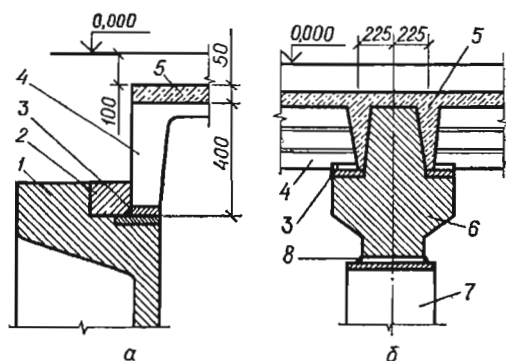


Рис. 3.6. Узлы сопряжения плит перекрытия подвала:

а — с продольной стеной; б — с ригелем и ригеля с колонной подвала; 1 — вертикальная стеновая панель; 2 — бетон замоноличивания класса В15; 3, 8 — сварной шов соответственно 8 и 10 мм; 4 — панель перекрытия; 6 — бетон класса В15; 6 — ригель; 7 — колонна.

Грунтовые условия оговорены в части отсутствия грунтовых вод. В зависимости от грунтовых условий реального сооружения должен быть выполнен статический расчет и сделан подбор марок стеновых панелей в соответствии с приведенными ниже указаниями.

Размеры подвалов — расстояния между координатными осями — приняты в соответствии с табл. 3.1; при этом привязка внутренней грани стены к координатной оси составляет 375 мм. Высота подвалов от пола до низа плит перекрытия 3,6; 4,8; 6,0; 7,2 м. Длина подвалов не ограничивается; расстояние между температурными швами — не более 120 м.

Внутренняя грань стеновых панелей по торцам подвальных помещений совмещается с координатной осью. В двух- и многопролетных подвалах у торцов и температурных швов устанавливают колонны с привязкой 750 мм к оси координат.

Конструктивные решения подвалов следующие: в однопролетных подвалах (рис. 3.7) по периметру устанавливаются вертикально несущие стеновые панели; на стеновые панели продольных стен опираются ребристые плиты перекрытия; по периметру подвала, в уровне сопряжения плит перекрытия со стенами, предусматривается монолитный железобетонный пояс, разрабатываемый в проекте;

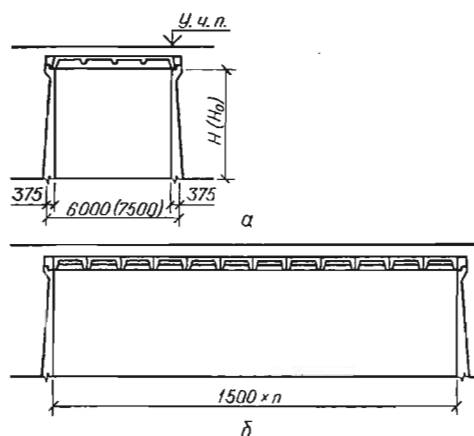


Рис. 3.7. Поперечный (а) и продольный (б) разрезы однопролетного подвала по серии 112-80.

в двух- и многопролетных подвалах по средним координатным осям предусматриваются колонны, на которые опираются сборные ригели; решение по крайним осям идентично однопролетным подвалам (рис. 3.8);

стеновые панели устанавливаются в щелевой паз ленточного, колонны — в стаканы столбчатых фундаментов; фундаментные конструкции в серии не приведены и разрабатываются в проекте.

В вып. 1, кроме конструктивных решений, даны также рекомендации по устройству и по расположению входов и выходов лестничных клеток, монтажных проемов и люков.

Расчетная схема подвалов принята следующая:

стеновые панели и колонны, жестко защемленные в фундаментные конструкции и шарнирно связанные с элементами перекрытия, рассчитаны на горизонтальное давление грунта по балочной схеме с учетом крена (поворота) фундамента и возможного смещения верхней опоры при одностороннем расположении временной нагрузки;

колонны рассчитаны как центрально сжатые элементы с учетом случайного эксцентриситета на нагрузки, собираемые с полной грузовой площади, и как внецентренно сжатые на временные нагрузки, расположенные на половине грузовой площади.

Плиты перекрытия (табл. 3.8) приняты ребристые из тяжелого бетона классов В25, В40 с напряженной арматурой и без предварительного напряжения трех типоразмеров 1485 × 5550, 740 × 5500 и 740 × 7050 мм; высота ребер плит продольных — 600, поперечных 300 мм, толщина полки 80 мм; плиты шириной 1485 мм (основные) с предварительно напряженной арматурой классов А-V и А-V; плиты размером 740 × 5500 мм (до-

борные) и 740 × 7055 мм с обычной арматурой класса А-III (при необходимости могут быть укорочены установкой в форму вкладышей).

Марки плит состоят из буквенных и цифровых индексов: буквенный обозначает конструкцию плиты, первый цифровой — типоразмер, второй — несущую способность, последние — класс напрягаемой или рабочей ненапрягаемой арматуры.

Ригели высотой 1400 мм с полками для опирания плит перекрытия запроектированы из тяжелого бетона класса В30 (М400) с ненапрягаемой арматурой класса А-III длиной 5950 и 8950 мм. Марка ригелей состоит из буквенного и двух цифровых индексов: буквенный обозначает тип конструкции, первый цифровой — округленную длину ригеля в дециметрах, второй — несущую способность (табл. 3.9).

Колонны из тяжелого бетона классов В25, В30 с рабочей арматурой класса А-III приняты сечением 600 × 600 мм, четырех типоразмеров по длине: 3700, 4900, 6100 и 7300 мм (что соответствует высотам подвалов 3,6; 4,8; 6,0 и 7,2); глубина заделки в стаканы фундамента 750 мм.

Марки колонн состоят из буквенного индекса и двух цифровых, из которых первый обозначает длину колонны в дециметрах, второй — несущую способность колонны. Из бетона класса В25 изготавливают только колонны К37-1, К49-1, К61-1, К73-1.

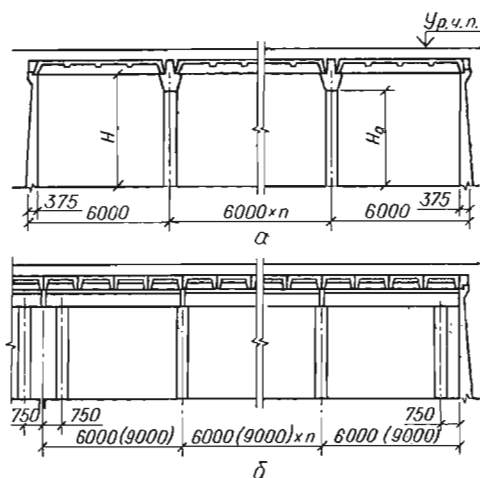


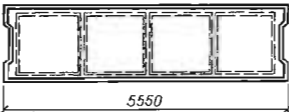
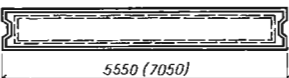
Рис. 3.8. Поперечный (а) и продольные (б) разрезы многопролетного подвала по серии 112-80 при шаге колонн 6 м.

Подбор марок колонн производится в зависимости от действующей на колонну нормальной силы (табл. 3.10).

Стеновые панели приняты плоские, переменного по высоте панели сечения, с консолью в наружную сторону, двух типоразмеров по ширине — 2980 и 1480 мм; высоты панелей 4600, 5800, 7000 и 8200 мм. Панели защемляются в фундамент на глубину 750 мм.

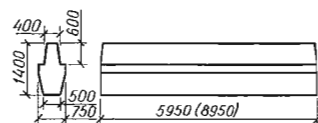
Высота сечения панелей в нижней части различна и обуславливается габаритами панели при сохранении заданного уклона передней грани.

Таблица 3.8. Номенклатура плит перекрытия по серии 112-80

Эскиз	Марка	Допустимая расчетная нагрузка, кПа	Расход		Масса, т
			бетона, м³	стали, кг	
	П1-1АУ	78	1,7	175,1	4,17
	П1-1АтУ			175,1	
	П1-2АУ	96		203,1	
	П1-2АтУ			203,1	
	П1-3АУ	136		239,1	
	П1-3АтУ			239,1	
	П2-1АIII	98	1,07	148,2	2,67
	П2-2АIII	136		166,4	
	П3-1АIII	98	1,43	286,0	3,57
	П3-2АIII	128		331,2	

Примечания: 1. В расчетную нагрузку включена масса плиты с заливкой швов, которая составляет для П1 — 6,3, П2 — 8,5, П3 — 8,8 кПа. 2. Размер плиты П3 740 × 7050 мм.

Таблица 3.9. Номенклатура ригелей перекрытия по серии 112-80



Марка	Допустимая расчетная нагрузка, кПа	Расход		Масса, т	Марка	Допустимая расчетная нагрузка	Расход		Масса, т
		бетона, м³	стали, кг				бетона, м³	стали, т	
P60-1	440		959,7		P90-1			2226,7	
P60-1-1			1001,2		P90-1-1	440	6,64	2268,3	16,6
P60-2		4,41	1110,1	11,02	P90-2			2685,9	
P60-2-1	540		1151,6		P90-2-1	640		2727,5	
P60-3			1189,3						
P60-3-1	720		1230,8						

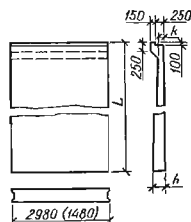
Примечание. В расчетную нагрузку включен вес элемента.

Таблица 3.10. Номенклатура колонн по серии 112-80

Марка	Высота подвала, м	L, мм	Допустимая расчетная нормальная сила, кН	Расход		Масса, т	Марка	Высота подвала, м	L, мм	Допустимая расчетная нормальная сила, кН	Расход		Масса, т
				бетона, м³	стали, кг						бетона, м³	стали, кг	
K37-1	3		4100		255,49		K61-2	6	6100	5200	2,2	509,73	5,5
K37-2	3,6	3700	5300	1,33	340,85	3,33	K61-3			6200		615,97	
K37-3			6300		404,85		K73-1			4000		424,81	
K49-1			4100		311,41		K73-2	7,2	7300	5200	2,63	594,25	6,58
K49-2	4,8	4900	5300	1,77	424,67	4,43	K73-3			6200		721,43	
K49-3			6300		509,93								
K61-1			4000		368,37								

Примечание. В расчетную нормальную силу включена масса элемента.

Таблица 3.11. Номенклатура стеновых панелей по серии 112-80



Высота подвала Н, м	Марка	Размеры, мм			Допустимые расчетные усилия				Расход		Масса, т
		L	k	h	M _н ', кН·м	M _{пр} ', кН·м	Q _н ', кН	Q _в ', кН	бето-на, м³	стали, кг	
3,6	ПС46.30-1	4600	320	180	380	270	540	240	3,47	418,94	8,7
	ПС46.30-2				460	270	540	240		443,98	
	ПС46.30-3				460	350	640	300		511,42	
	ПС46.30-4				640	350	640	300		554,72	
	ПС46.30-5				640	440	740	360		598,74	
	ПС46.30-6				860	440	740	360		654,36	
4,8	ПС58.30-1	5800	370	180	620	360	720	320	4,78	638,22	12
	ПС58.30-2				840	360	720	320		701,54	
	ПС58.30-3				840	460	860	380		767,04	
	ПС58.30-4				1060	460	860	380		831,2	
	ПС58.30-5				1060	580	980	460		899,58	
	ПС58.30-6				1380	580	980	460		984,32	
6,0	ПС70.30-1	7000	480	210	960	500	920	420	7,11	804,24	17,8
	ПС70.30-2				1260	500	920	420		864,63	
	ПС70.30-3				1260	760	1100	500		1066,91	
	ПС70.30-4				1660	760	1100	500		1147,46	
	ПС70.30-5				1660	900	1300	600		1265,33	
	ПС70.30-6				2200	900	1300	600		1371,5	
7,2	ПС82.30-1	8200	530	210	1500	840	1160	500	8,9	1260,72	22,3
	ПС82.30-2				1880	840	1160	500		1357,66	
	ПС82.30-3				1880	1000	1360	600		1493,01	
	ПС82.30-4				2400	1000	1360	600		1620,89	
3,6	ПС46.15-1	4600	320	180	190	135	270	120	1,73	211,83	4,4
	ПС46.15-2				230	135	270	120		224,01	
	ПС46.15-3				230	175	320	150		255,72	
	ПС46.15-4				320	175	320	150		276,79	
	ПС46.15-5				320	220	370	180		303,35	
	ПС46.15-6				430	220	370	180		329,74	
4,8	ПС58.15-1	5800	370	180	310	180	360	160	2,36	312,39	5,9
	ПС58.15-2				420	180	360	160		342,63	
	ПС58.15-3				420	230	430	190		379,22	
	ПС58.15-4				530	230	430	190		410,72	
	ПС58.15-5				530	290	490	230		448,13	
	ПС58.15-6				690	290	490	230		489,92	
6,0	ПС70.15-1	7000	480	210	480	255	460	210	3,53	397,5	8,9
	ПС70.15-2				630	255	460	210		425,92	
	ПС70.15-3				630	380	550	250		534,82	
	ПС70.15-4				830	380	550	250		574,37	
	ПС70.15-5				830	450	650	300		633,18	
	ПС70.15-6				1100	450	650	300		685,54	
7,2	ПС82.15-1	8200	530	210	750	420	580	250	4,43	629,78	11,1
	ПС82.15-2				940	420	580	250		677,38	
	ПС82.15-3				940	500	680	300		745,08	
	ПС82.15-4				1200	500	680	300		808,15	

Примечание. Усилия действуют на всю ширину панели.

Так, с помощью установки заглушек одни и те же формы могут быть использованы для изготовления панелей разной высоты.

Стеновые панели изготавливают из тяжелого бетона классов В25, В30 и В40 с обычным армированием из стандартных сварных сеток по ГОСТ 23279—85. Арматура сеток класса А-III.

Марки панелей состоят из буквенного индекса ПС, двух цифровых, обозначающих длину и ширину панели в дециметрах, и третьего цифрового, характеризующего несущую способность панели.

В материалах для проектирования приведены допустимые расчетные усилия на каждую стеновую панель: $M_{\text{н}}$ и $Q_{\text{н}}$ — момент и поперечная сила в нижнем сечении, $M_{\text{пр}}$ изгибающий момент в пролете и $Q_{\text{в}}$ — поперечная сила на верхней опоре. Выбор марок панелей производится по указанным усилиям, значения которых должны быть больше усилий, определенных статическим расчетом подвала (табл. 3.11).

Соединение элементов подвала между собой производится (рис. 3.9):

колонны и стеновых панелей с фундаментными конструкциями — заполнением зазоров между конструкцией и стенками стакана или шелевого паза бетоном класса В25 на мелком заполнителе; ригелей с колоннами — сваркой закладных элементов;

панелей перекрытия с ригелями — заполнени-

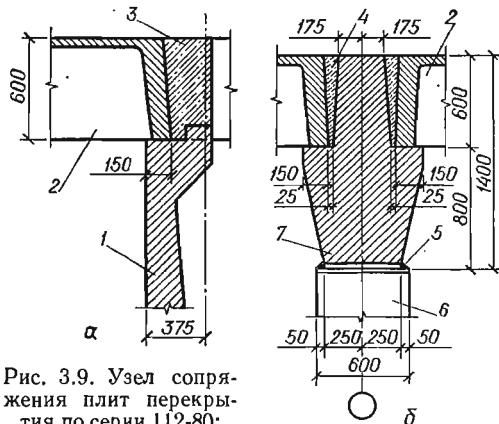


Рис. 3.9. Узел сопряжения плит перекрытия по серии 112-80:

а — со стеновыми панелями; б — с ригелем; 1 — сборная стеновая панель; 2 — плита перекрытия; 3 — монолитный железобетонный пояс; 4 — заполнение швов бетоном класса В15 на мелком щебне; 5 — сварной шов; 6 — сборная железобетонная колонна; 7 — сборный железобетонный ригель.

ем зазоров бетоном класса В15 на мелком заполнителе;

панелей перекрытия со стеновыми панелями — с помощью устройства по периметру подвала монолитного пояса.

4. КАНАЛЫ И ТОННЕЛИ

4.1. Общие сведения

Канал — подземное закрытое горизонтальное или наклонное протяженное непроходное сооружение, предназначенное для размещения коммуникаций. В каналах прокладывают наружные и внутрицеховые инженерные сети, в том числе трубопроводы различного назначения, электрокабели и электрошины; их используют также в качестве воздухопроводов, лотков для стоков жидкостей и др. Высота каналов не превышает 1700 мм. В одном канале рекомендуется прокладывать сети различного назначения, если это совмещение не противоречит нормам и правилам техники безопасности.

Тоннель — такое же сооружение высотой 1800 мм и более, предназначенное для размещения коммуникаций и оборудования с проходом для обслуживающего персонала или для прохода людей, также используют как воздуховоды большого сечения.

По назначению различают тоннели:

пешеходные — для прохода людей; конвейерные — для транспортирования материалов в тоннелях транспортерами и конвейерами;

подштабельные, расположенные под складами материалов (руды) и предназначенные для транспортирования этих материалов;

коммуникационные — для прокладки трубопроводов различного назначения; кабельные — для прокладки электрокабелей в электрошинах;

комбинированные — совмещающие прокладку трубопроводов и электрокабелей или транспортирование с передвижением людей; воздушные.

Трассы каналов, тоннелей и коллекторов должны иметь наименьшую протяженность и минимальное число поворотов и пересечений с дорогами и другими коммуникациями. Повороты трасс, ответвления, а также пересечения с дорогами и коммуникациями принимают под углом 90°. По условиям генерального плана предприятия допускается в отдельных случаях уменьшать углы пересечения с железными дорогами до 60°, с автомобильными дорогами, тоннелями, каналами и коллекторами — до 45°, с кабельными эстакадами и галереями — до 30°. Требования к проектированию каналов и тоннелей приведены в СНиП 2.04.02-84, СНиП 2.04.07-86, СНиП II-89-80, СНиП 2.04.03-85, СНиП 2.09.03-85.

Для предприятий и промышленных узлов проектируют единую систему инженерных сетей, размещаемых в технических полосах, обеспечивающих занятие наименьших участков территории и увязку со зданиями и сооружениями. Инженерные сети прокладывают вне проезжей части авто-

мобильных дорог. На территории реконструируемых предприятий допускается размещение подземных сетей под автомобильными дорогами. Вентиляционные шахты, входы и другие устройства каналов и тоннелей размещают вне проезжей части и в местах, свободных от застройки.

В каналах и тоннелях допускается размещение газопроводов горючих газов (природных, попутных нефтяных, искусственных смешанных и сжиженных углеводородных) с давлением газа до 0,6 МПа совместно с другими трубопроводами и кабелями связи при условии устройства вентиляции и освещения в соответствии с санитарными нормами.

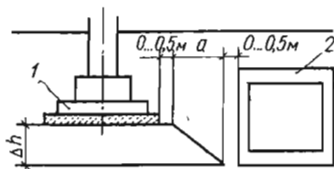


Рис. 4.1. Расстояния между подошвами фундамента здания и сооружения и тоннеля или канала: 1 — фундамент здания или сооружения; 2 — тоннель или канал.

Не допускается совместное размещение в канале и тоннеле: газопроводов горючих газов с кабелями силовыми и освещения за исключением кабелей для освещения самого канала или тоннеля; трубопроводов тепловых сетей с газопроводами сжиженного газа, кислородопроводами, азотопроводами, трубопроводами холода, трубопроводами с легковоспламеняющимися, летучими химическими едкими и ядовитыми веществами и со стоками бытовой канализации; трубопроводов легковоспламеняющихся и горючих жидкостей с силовыми кабелями и кабелями связи, с сетями противопожарного водопровода и самотечной канализации; кислородопроводов с газопроводами горючих газов, легковоспламеняющихся и горючих жидкостей с трубопроводами ядовитых жидкостей и с силовыми кабелями.

Допускается совместное размещение в общих каналах и тоннелях трубопроводов легковоспламеняющихся и горючих жидкостей с напорными сетями водопровода (кроме противопожарного) и напорной канализации.

Расстояние по горизонтали (в свету) от каналов и тоннелей до конструкций зданий и сооружений и до подземных коммуникаций бесканальной прокладки, м

Фундаменты зданий и сооружений . . .	2
Фундаменты ограждений, опор, галерей, эстакад трубопроводов, контактной сети и связи . . .	1,5
Ось пути железных дорог колеи 1520 мм, но не менее глубины траншеи подошвы насыпи и выемки . . .	4
Ось трамвайных путей . . .	2,75
Бортовой камень, кромка проезжей части, укрепленная полоса обочины автодороги . . .	1,5
Наружная бровка кювета и подошва насыпи автодороги . . .	1

Фундаменты опор воздушных линий электропередачи:

до 1 кВт и наружного освещения . . .	1
свыше 1 до 35 кВт . . .	2
свыше 35 кВт . . .	3
Водопровод . . .	1,5
Канализация . . .	1
Дренаж или водосток . . .	1
Газопровод горючих газов давления:	
низкого до 0,005 МПа (0,05 кгс/см ²), среднего свыше 0,005 (0,05) до 0,3 МПа (3 кгс/см ²), высокого свыше 0,3 (3) до 0,6 МПа (6 кгс/см ²) . . .	2
высокого свыше 0,6 (6) до 1,2 МПа (12 кгс/см ²) . . .	4
Кабели силовые всех напряжений . . .	2
Тепловые сети (наружная стенка канала, тоннеля, оболочка бесканальной прокладки) . . .	2

Каналы и тоннели, располагаемые вне зданий и дорог, должны быть заглублены от поверхности земли до верха перекрытия не менее, чем на 0,3 м. На огражденных территориях, доступных только для обслуживающего персонала, отметку верха перекрытия кабельных каналов допускается предусматривать на уровне планировочной отметки земли.

Каналы и тоннели, располагаемые под автомобильными дорогами, должны быть заглублены от верха дорожного покрытия до верха перекрытий не менее 0,5 м, при расположении под железными дорогами — не менее 1 м от низа шпал.

При глубине заложения конструкций каналов и тоннелей ниже подошв фундаментов рядом стоящих зданий и сооружений (рис. 4.1) a назначают с соблюдением следующего условия:

$$a \geq \frac{\Delta h}{\lg \varphi_1 + \frac{c_1}{p}}, \quad (4.1)$$

здесь φ_1 , c_1 — расчетные значения соответственно угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта, определяемые по данным главы 1; p — среднее давление на грунт под подошвой выше-расположенного фундамента от расчетной нагрузки, принимаемой с учетом коэффициентов надежности и условий работы, соответствующих расчету оснований по несущей способности по СНиП 2.02.01-83.

Если условие по рис. 4.1 не может быть выполнено, предусматривают специальные меры по предотвращению возможной осадки и выпирания грунта (устройство шпунта, подбетонки и т. д.).

При расположении тоннелей и каналов внутри цехов минимальное заглубление верха перекрытий от отметки чистого пола: для тоннелей — 0,3 м; для каналов — допускается отметку верха перекрытия канала принимать равной отметке чистого пола. Кабельные каналы не допускается располагать на участках, где могут быть пролиты расплавленный металл, горючие и легковоспламеняющиеся жидкости, жидкости с высокой температурой или вещества, разрушающие действующие на оболочки кабелей.

В тоннелях и каналах предусматривают продольный уклон не менее 0,002 и поперечный не менее 0,01 (кроме каналов для тепловых сетей).

В тоннелях через каждые 100...150 м устраивают приемки для сбора жидкостей и отвода их в канализацию; в каналах — приемки для сбора жидкостей в колодцах или камерах. Непосредственное соединение приемков с ливневой и другими типами канализации запрещается.

Продольный уклон пола пешеходных тоннелей принимают не более 0,04, поперечный — не более 0,01. Допускается при соответствующем обосновании устройство пола без продольного уклона. Прокладку тепловых сетей при рабочем давлении пара выше 2,2 МПа и температуре выше 360 °С в непроходных каналах принимать не допускается.

Заглубление тепловых сетей от поверхности земли или дорожного покрытия до верха перекрытий принимают не менее, м: каналов и тоннелей — 0,5; камер — 0,3. В проезжей части допускается выступающее над поверхностью земли перекрытие камер и вентиляционных шахт на высоту не менее 0,4 м. На вводе тепловых сетей в здание допускается принимать заглубление от поверхности земли до верха перекрытия каналов и тоннелей 0,3 м.

При высоком уровне грунтовых вод допускается уменьшение заглубления каналов и тоннелей с тепловыми сетями и расположение перекрытий выше поверхности земли на высоту не менее 0,4 м, если при этом не нарушаются условия передвижения транспорта. Допускается использовать перекрытия каналов и тоннелей в случае необходимости в качестве тротуаров. Уклон тепловых сетей независимо от направления движения теплоносителя и способа прокладки должен быть не менее 0,002.

Подземную прокладку тепловых сетей допускается принимать совместно с другими инженерными сетями:

в непроходных каналах — с нефтемаслопроводами, трубопроводами сжатого воздуха давлением до 1,6 МПа и водопроводами;

в городских и внутриквартальных коллекторах (тоннелях) — с водопроводами диаметром до 300 мм, кабельными связями, силовыми кабелями напряжением до 10 кВ, а в городских коллекторах (тоннелях) также с трубопроводами сжатого воздуха давлением до 1,6 МПа и напорной канализации; во внутриквартальных коллекторах (тоннелях) допускается совместная прокладка водяных сетей диаметром не более 250 мм с газопроводами природного газа давлением до 0,005 МПа диаметром до 150 мм.

Прокладку водопровода совместно с тепловыми сетями в каналах, тоннелях и коллекторах предусматривают в одном ряду или под трубопроводами тепловых сетей, при этом предусматривают тепловую изоляцию водопровода.

Наименьшие расстояния (в свету) по вертикали от наружной грани строительных конструкций каналов и тоннелей тепловых сетей до сооружений и инженерных сетей, м (СНиП 2.04.07-86)

Водопровод, водосток, газопровод, канализация	0,2
Бронированные кабели связи и силовые контрольные кабеля напряжением до 35 кВ при соблюдении условий по температуре почвы	0,5

Маслонаполненные кабели напряжением выше 110 кВ, то же 1
Подосва рельсов железных дорог промышленных предприятий; верх проезжей части автомобильных дорог общей сети I...III и IIIп категорий и внутренних дорог промышленных предприятий 1

Водопроводные линии допускается прокладывать в тоннелях совместно с другими коммуникациями, за исключением трубопроводов, транспортирующих легковоспламеняющиеся и горючие жидкости и газы. При прокладке линий противопожарных и объединенных с противопожарными водопроводов в тоннелях пожарные гидранты устанавливают в колодцах (камерах). Запорную, регулирующую и предохранительную трубопроводную арматуру располагают также в камерах.

Расстояние в плане от наружной поверхности тоннеля при прокладке в нем водопроводных труб принимают по приведенным выше данным и, кроме того, не менее, м: 3 — до опор контактной сети; 10 — до стрелок, крестовин и мест присоединения отсасывающего кабеля к рельсам электрофицированных дорог; 30 — до мостов, водовыпускных труб и других искусственных сооружений.

Расстояние от тоннеля уточняют в зависимости от наличия кабелей междугородней связи, сигнализации и других коммуникаций, уложенных вдоль дорог.

Выходы из тоннелей проектируют с учетом требований, приведенных в табл. 4.1.

При использовании для выхода общей лестничной клетки (ведущей также на верхние этажи) для кабельных тоннелей устраивают в лестничной клетке обособленный выход наружу, отделенный от остальной части лестничной клетки глухой несгораемой перегородкой с пределом огнестойкости не менее 1 ч. При использовании для выхода отдельной лестницы, ведущей на первый этаж здания, ее ограждают противопожарными перегородками, при этом на выходе из тоннеля на лестницу предусматривают тамбур, если в уровне первого этажа устраивают открытый проем. Площадки лестниц, через которые осуществляется выход из кабельных тоннелей, можно использовать также для организации выхода из других подвальных помещений.

Выходы из конвейерных, коммуникационных и кабельных тоннелей устраивают наружу (на территорию предприятия, населенного пункта и т. п.) или в помещении категорий Г и Д по степени огнестойкости.

На прямолинейных участках коммуникационных тоннелей, предназначенных для прокладки трубопроводов, не реже чем через 300 м, предусматривают монтажные проемы длиной не менее 4 м и шириной не менее 0,7 м. Монтажные проемы перекрывают сборными железобетонными плитами.

В каналах под наружными или противопожарными стенами и стенами (перегородками), разделяющими смежные помещения с производствами категорий А, Б, В, принимают глухие диафрагмы из несгораемых материалов с пределом огнестойкости, соответствующим огнестойкости стен, но не менее 0,75 ч.

Т а б л и ц а 4.1. Расстояние между выходами из тоннелей и оборудование выходов (СНиП2.09.03-85)

Тип тоннеля	Расстояние (максимальное) между выходами, м	Устройство выхода
Конвейерный, коммуникационный (кроме кабельных)	100, но не менее двух выходов	Люки, оборудованные легко открывающимися изнутри крышками и запорными устройствами, стационарными лестницами или скобами
Кабельный	120 (при маслonaполненных кабелях); 150 (при других)	В межцеховых тоннелях выходы выполняют с надземной частью, совмещенной с вентиляционными камерами; лестницы вертикальные, двери открываются наружу; камера выхода отделяется от основной части тоннеля несгораемой перегородкой; во внутрицеховых тоннелях выходы через лестничные клетки, ведущие на верхние этажи, либо через отдельные лестницы на первый этаж (см. примечание 1).
Подштабельный	100, но не менее двух выходов, расположенных в торцах склада. См. примечание	См. коммуникационные тоннели

П р и м е ч а н и е. Для устройства промежуточных выходов должны предусматриваться поперечные тоннели с переходами под продольными конвейерами или над ними и выходами за пределы склада.

В каналах, предназначенных для прокладки трубопроводов с легковоспламеняющимися и горючими жидкостями или горючими газами, предусматривают под стенами, разделяющими смежные помещения, засыпку песком на всю высоту длиной не менее 1 м по верху в каждую сторону от ее оси через каждые 80 м и по длине канала песчаные отсыпки (перемычки) длиной не менее 2 м.

В подпольных каналах, служащих воздуховодами, установка огнезадерживающих клапанов взамен диафрагм не допускается.

В тоннелях (кроме пешеходных и кабельных) допускается прокладка маслonaпроводов (например, в прокатных цехах заводов черной металлургии) при условии разделения тоннелей на отсеки длиной не более 150 м. Предел огнестойкости перегородок между отсеками не менее 0,75, дверей в перегородках — не менее 0,6 ч. Кабельные тоннели и каналы выполняют из несгораемых материалов с пределом огнестойкости не менее 0,75 ч. Кабельные тоннели разделяют на отсеки противопожарными несгораемыми перегородками. Длина отсека не более 150, при маслonaполненных кабелях не более 120 м. Двери между отсеками должны быть противопожарными, самозакрывающимися без замков с уплотнением в притворах и открывающимися в направлении ближайшего выхода.

Каналы проектируют со съёмными несгораемыми перекрытиями (плитами, лотками и др.).

Допускается в помещениях с паркетными полами (например, в помещениях щитов управления) устраивать перекрытия кабельных каналов из деревянных щитов с паркетом, защищенным снизу несгораемым или трудносгораемым материалом и по нему черной горячекатаной жесткой или тонколистовой кровельной сталью, обеспечивающей предел огнестойкости не менее 0,5 ч.

Перекрытия должны иметь приспособления для подъема; масса отдельного поднимаемого вручную элемента не выше 50 кг. В производственных

помещениях и электропомещениях при расположении каналов в зоне действия цехового подъемно-транспортного оборудования (краны мостовые, подвесные однобалочные, тали и т. п.), а также вне зданий в зоне действия передвижного подъемно-транспортного оборудования масса элемента перекрытия не нормируется.

Тоннели и каналы защищают от проникновения в них грунтовых и поверхностных вод в соответствии с СН 301-65*.

Переход с одной отметки кабельного тоннеля на другую осуществляют с помощью пандуса с углом подъема не более 15° либо лестницы с уклоном не более 1 : 1 в пределах одного отсека. Устройство ступеней либо уклонов непосредственно возле разделительных перегородок запрещается. Расстояние от лестницы или наклонного участка пола до разделительной перегородки не менее 1,5 м.

Тоннели любого назначения проветривают при помощи непрерывно действующих главных вентиляционных установок, оборудованных реверсивными устройствами и установленных на поверхности, в зонах, не загрязненных пылью, дымом и газами.

Кабельные тоннели обеспечивают независимой вентиляцией каждого отсека, автоматически отключающейся при подаче импульса от системы пожаротушений или от системы пожарной сигнализации.

Установками автоматического пожаротушения оборудуют следующие тоннели внутренним объемом более 100 м³: кабельные; комбинированные, в которых проложено более 12 кабелей.

Автоматическую пожарную сигнализацию предусматривают в тоннелях:

внутрицеховых кабельных внутренним объемом от 20 до 100 м³;
внутрицеховых комбинированных, в которых проложено от 5 до 12 кабелей;
межцеховых кабельных внутренним объемом более 50 м³;

межцевых комбинированных, в которых проложено более 12 кабелей.

Если расстояние между выходами из тоннеля и вентиляционными шахтами превышает 30 м, предусматривают дополнительные люки, расположенные таким образом, чтобы расстояние между местами подачи огнегасящего вещества внутрь тоннеля не превышало 80 м.

Люки для подачи средств пожаротушения размером 700 × 700 или диаметром 700 мм должны иметь двойные металлические крышки с приспособлением для закрытия на замок снаружи на нижней. Под крышками люка, предназначенного только для подачи средств пожаротушения, не должно быть лестниц или скоб. При установке в тоннеле систем с «сухотрубами» и стационарных систем пожаротушения устройство дополнительных люков не требуется.

4.2. Параметры и размеры

Внутренние размеры высоты и ширины каналов и тоннелей принимают кратными 0,3 м, высота каналов допускается 0,45 м.

Каналы и тоннели рекомендуется проектировать одно-, двух-, трех- и многопролетными (табл. 4.2). Пролеты назначают с одинаковыми

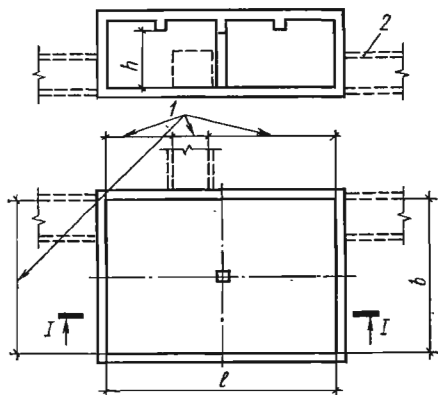


Рис. 4.2. Габаритные размеры камер:

I — размеры, кратные 300 мм; 2 — тоннель или канал.

размерами поперечных сечений, в отдельных случаях по технологическим условиям — разные, но унифицированные. При разных высотах средние пролеты проектируют большей высоты для обеспечения стока воды с перекрытия.

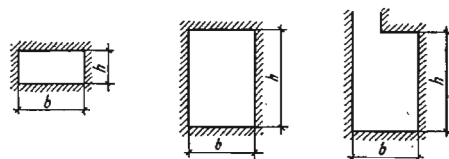
Внутренние габариты каналов и тоннелей прокатных и трубных цехов, располагаемые в теле фундаментов, принимают в соответствии с табл. 4.3. Рекомендуемые размеры проходов в различных тоннелях приведены в табл. 4.4. Минимальные расстояния между строительными конструкциями каналов и тоннелей и трубопроводами тепловых сетей, а также расстояния между смежными трубопроводами в тоннелях принимают по табл. 4.5 и 4.6. Внутренние размеры камер для тоннелей и каналов рекомендуется назначать модульными в соответствии с рис. 4.2 и табл. 4.7. При размерах в плане 5,4 × 5,4 м и более для

Таблица 4.2. Габаритные размеры поперечных сечений каналов и тоннелей

По проекту	
<i>h</i> , мм	<i>b</i> , мм
Каналы	
300	300; 450; 600
450	600; 900; 1200; 1500
600	600; 900; 1200; 1500; 1800; 2100
900	900; 1200; 1500; 1800; 2100; 2400; 3000
1200	900; 1200; 1500; 1800; 2100; 2400; 3000
1500	1200; 1500; 1800; 2100; 2400; 3000
Тоннели	
1800	1500; 1800; 2100; 2400; 3000
2100	1500; 1800; 2100; 2400; 3000; 3600; 4200
2400	2100; 2400; 3000; 3600; 4200
3000	2400; 3000; 3600; 4200
3600	3600; 4200; 4800
4200	3600; 4200; 4800
4800	3600; 4200; 4800; 5400; 6000
5400	4800; 5400; 6000
6000	5400; 6000

Примечание. *h* и *b* — внутренние размеры в свету

Таблица 4.3. Габаритные размеры поперечных сечений каналов и тоннелей для трубных и прокатных цехов, м



Габаритные размеры, м			
каналов		тоннелей	
<i>h</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>b</i>
0,45	0,3; 0,6; 0,9	1,8	
0,6	0,3; 0,6; 0,9; 1,2;	2,1	
0,9	0,9; 1,2; 1,5;	2,4	1,5; 1,8;
1,2	0,9; 1,2; 1,5; 1,8; 2,1	2,7	2,1; 2,4;
		3	3
1,5	1,5; 1,8; 2,1; 2,4	3,3	1,8; 2,1; 2,4; 3

Примечания. 1. *h* тоннелей для смыва окатышей определяется габаритами прохода с учетом возможной прокладки коммуникаций и конструкцией лотка смыва, *b* — как для *h* = 1,8 и 2,1 м. 2. Данные табл. 4.3 приведены по работе «Руководство по проектированию фундаментов оборудования и сооружений подземного хозяйства прокатных и трубных цехов/ЦНИИпроезданий. — М., 1985.

Таблица 4.4. Размеры (в чистоте) проходов в тоннелях не менее, м

Тип тоннеля	Проходы	Высота тоннеля	Ширина прохода
Коммуникационный, транспортный	При размещении одного ленточного транспорта, трубопроводов или при одностороннем расположении кабелей	0,7	
	При размещении нескольких ленточных транспортеров (между ними) или при двустороннем расположении кабелей	1	
	При транспортировании негорючих материалов между ограждением ленточного транспортера и местным сужением (колонна, пилеястра и т. д.)	0,6	
	Между транспортерами в тоннелях элеваторов, зерноскладов и других сооружений для зернопродуктов	1,8	0,8
Пешеходный	Между транспортерами, закрытыми жестким или сетчатым ограждением	0,7	
	При отсутствии прохода расстояние от стены до станины ленточного транспортера	0,4	
	По расчету из условия пропускной способности в одном направлении 2000 чел.-ч	2	По расчету, но не менее 1,5

Таблица 4.5. Минимальные расстояния в свету между строительными конструкциями непроходных каналов и поверхностью теплоизоляционной конструкции трубопроводов при прокладке тепловых сетей в каналах (СНиП 2.04.07-86)

Условный проход трубопровода, мм	Расстояния от поверхности теплоизоляционной конструкции трубопровода в свету, мм (не менее)			
	до стенки канала	до поверхности теплоизоляционной конструкции смежного трубопровода	до перекрытия канала	до дна канала
25...80	70	100	50	100
100...250	80	140	50	150
300...350	100	160	70	150
400...450	100	200	70	180
500...700	110	200	100	180
800...1400	120	250	100	200

Таблица 4.6. Минимальные расстояния в свету между строительными конструкциями тоннелей и трубопроводами, а также между поверхностью теплоизоляционных конструкций смежных трубопроводов при прокладке тепловых сетей в тоннелях (СНиП 2.04.07-86)

Условный проход трубопровода, мм	Расстояния от поверхности теплоизоляционной конструкции трубопровода в свету, мм (не менее)				
	до стенки тоннеля	до перекрытия тоннеля	до дна тоннеля	до теплоизоляционной поверхности смежного трубопровода	
				по вертикали	по горизонтали
25...80	150	100	150	100	100
100...250	170	100	200	140	140
300...350	200	120	200	160	160
400...450	200	120	200	160	200
500...700	200	120	200	200	200
800...900	250	150	250	200	250
1000...1400	350	250	350	300	300

Таблица 4.7. Габаритные размеры камер, м

b	l	h
1,8	1,8 2,4; 3,0 3	2,1 2,1; 2,4 2,1; 2,4; 3
2,4	2,4; 3	2,1; 2,4; 3
3	3; 3,6; 4,2 4,8	2,1; 2,4; 3; 3,6 2,4; 3; 3,6
3,6	3,6; 4,2 4,8; 5,4 6; 6,6	2,1; 2,4; 3; 3,6 2,1; 2,4; 3; 3,6; 4,2 2,4; 3; 3,6; 4,2
4,2	4,2 4,8; 5,4 6; 6,6	2,1; 2,4; 3; 3,6; 4,2 2,4; 3; 3,6; 4,2 3; 3,6; 4,2
4,8	4,8; 5,4; 6; 6,6	2,4; 3; 3,6; 4,2
5,4; 6	5,4; 6; 6,6	3; 3,6; 4,2
7,2	7,2; 9	3,6; 4,2
9; 12	12	3,6; 4,2

опирая перекрытия предусматривают колонны, располагаемые в узвке с трубопроводами и оборудованием, размещаемым в камере. При примыкании тоннелей и каналов к камерам рекомендуется их привязка в плане — по внутренним размерам, кратным 300 мм.

4.3. Конструкции каналов и тоннелей

Каналы и тоннели проектируют сборными из унифицированных железобетонных элементов. При технико-экономическом обосновании допускается выполнение тоннелей или их элементов (углы поворота, камеры и др.) из монолитного железобетона.

При проектировании сборных железобетонных каналов и тоннелей следует принимать типовые конструкции:

каналов из лотковых элементов и плит и тоннелей из лотковых элементов;

тоннелей с уголковыми стеновыми элементами и из объемных элементов.

Для каждого территориального района целесообразно назначить тип тоннелей, выбор которого должен быть технико-экономически обоснован.

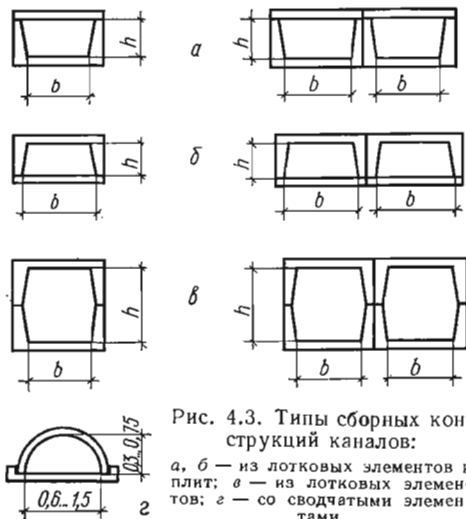


Рис. 4.3. Типы сборных конструкций каналов:

а, б — из лотковых элементов и плит; в — из лотковых элементов; г — со сводчатыми элементами.

Рекомендуемые типы сборных конструкций каналов приведены на рис. 4.3; габаритные размеры их даны в табл. 4.4. Каналы, в которых плита располагается в уровне подошвы (рис. 4.3, б), принимают для прокладки тепловых или других сетей с изоляцией. В отдельных случаях допускается применение каналов из сводчатых железобетонных элементов (рис. 4.3, г), если освоено их производство.

Применение сборно-монолитных конструкций каналов с монолитными стенами и дном и сборными плитами, а также со стенами из бетонных блоков допускается только при ограниченной протяженности каналов и отсутствии лотковых элементов. На отдельных участках небольшой

длины возможно устройство стен из кирпича марки не менее М100.

Конструкции тоннелей (рис. 4.4, а, б, в) со съёмными перекрытиями или лотками позволяют монтировать трубопроводы и оборудование сверху при строительстве и эксплуатации. Стеновые элементы и плиты перекрытий (рис. 4.4, б, в) в зависимости от размеров тоннелей и нагрузок проектируют гладкими или ребристыми с внутренней стороны. Двухпролетные монолитные тоннели (рис. 4.4, е, ж) выполняют со средней продольной балкой и колоннами. Балки могут быть выступающими внутрь тоннеля или наружу. В местах проемов перекрытия усиливают железобетонными балками или утолщением перекрытия.

Таблица 4.8. Марки бетона по морозостойкости для конструкций каналов и тоннелей, эксплуатирующихся при температуре ниже 0 °C в грунте или под водой

Расчетная зимняя температура наружного воздуха, °C	Проектная марка бетона по морозостойкости
Ниже —40	F150
Ниже —20 до —40 включительно	F75
Ниже —5 до —20 включительно	F50
—5 и выше	F35

Примечание. Для тяжелого бетона марки по морозостойкости не нормируются.

К узлам трасс каналов и тоннелей относятся углы поворота, компенсаторные ниши, камеры и опоры для трубопроводов. При проектировании узлов рекомендуется использовать сборные железобетонные элементы каналов и тоннелей или их опалубочные формы.

Применение монолитного бетона, железобетона или кирпичной кладки для узлов ограничивается, допускается на небольших участках, где невозможно использование сборных железобетонных конструкций основных трасс каналов или тоннелей.

Примеры решения узлов трасс с использованием унифицированных элементов приведены в п. 4.5.

В коммуникационных каналах и тоннелях предусматривают опоры с подвижным и неподвижным закреплением на них трубопроводов: опоры с подвижным закреплением рассчитывают на вертикальные нагрузки от трубопроводов и на горизонтальные силы от трения трубопроводов по опорам при температурных деформациях; с неподвижным — кроме того, на горизонтальные силы от компенсаторов.

В тоннелях опоры с неподвижным закреплением под тепловые трассы выполняют в виде стальных рам. В тоннелях с замкнутым сечением опоры располагают в местах стыков. В монолитных железобетонных тоннелях предусматривают гнезда для установки в них элементов опор. Для сборных конструкций каналов и тоннелей применяют бетон классов В15, В25 и В30; для монолитных — В10 и В15; для бетонных подготовок — В3,5; В7,5. Проектные марки бетона по морозостойкости железобетонных конструкций каналов

Усадочные швы проектируют в местах примыкания к фундаментам, подвалам, на границах значительного изменения временных нагрузок.

При проектировании тоннелей и каналов, предназначенных для строительства в сейсмических районах, в Северной строительной-климатической зоне, в районах распространения просадочных и набухающих грунтов и на подрабатываемых территориях, должны учитываться соответствующие нормативные документы.

Каналы и тоннели рассчитывают по предельным состояниям первой группы (по несущей способности) на прочность элементов конструкций и узлов соединения; по предельным состояниям второй группы (по пригодности к эксплуатации) проверяют элементы конструкций на допустимые значения деформаций и ширину раскрытия трещин. Расчет по деформации необходим в случаях,

А — лотковых элементов каналов и тоннелей П-образными (а) и уголковыми (б) сетками; Б — плит каналов перекрытия (в), утепленных плит перекрытия (2) и плит днища (д); В — объемных сборных секций тоннелей; Г — уголкового стоевого элемента; Д — монолитного тоннеля пространственными каркасами.



когда может нарушиться нормальная эксплуатация каналов, тоннелей или прокладываемых в них коммуникаций, что устанавливается технологическими условиями.

Предельно допустимые прогибы перекрытий и стен каналов и тоннелей от нормативной нагрузки принимают равными $1/150$ соответствующего размера в осях. Для открытых каналов и тоннелей допускается прогиб консольной стены в размере $1/75$ ее высоты.

Т а б л и ц а 4.9. Значения коэффициентов ν_3 и ν_4

$\frac{t_1}{t_2}$	1	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
ν_3	0,0583	0,0683	0,0753	0,0813	0,0883	0,0993
ν_4	0,0667	0,0747	0,0747	0,0837	0,0907	0,0977

Вертикальное давление грунта (с учетом дорожного покрытия, балластного слоя или пола цеха) на перекрытия каналов и тоннелей определяется от веса вертикального столба грунтовой засыпки (и верхнего слоя) над перекрытием. При распо-

ложении каналов и тоннелей в насыпи давление грунта должно приниматься в соответствии с указаниями главы СНиП 2.05.03-84. Эквивалентные расчетные вертикальные нагрузки на каналы и тоннели от транспорта при различном заглублении сооружений приведены в п. 4.5.

При расчетах конструкций тоннелей и каналов необходимо учитывать дву- и одностороннее загрузку их временными вертикальными нагрузками с учетом упругого отпора грунта, который в вертикальном направлении под днищем определяют в зависимости от модуля деформации грунта ненарушенного сложения E (грунта основания).

Упругий отпор грунта в горизонтальном направлении (при одностороннем загрузке временной нагрузкой) учитывают в зависимости от модуля деформации грунта засыпки

$$E' = (0,5 + 0,3h_1) \beta_1 E, \quad (4.2)$$

где h_1 — расстояние от уровня пола до низа перекрытия (значение в скобках принимается не более единицы); β_1 — коэффициент, равный 0,7 при засыпке грунтом основания и 0,9 — малосжимаемым грунтом; E — модуль деформации грунта основания.

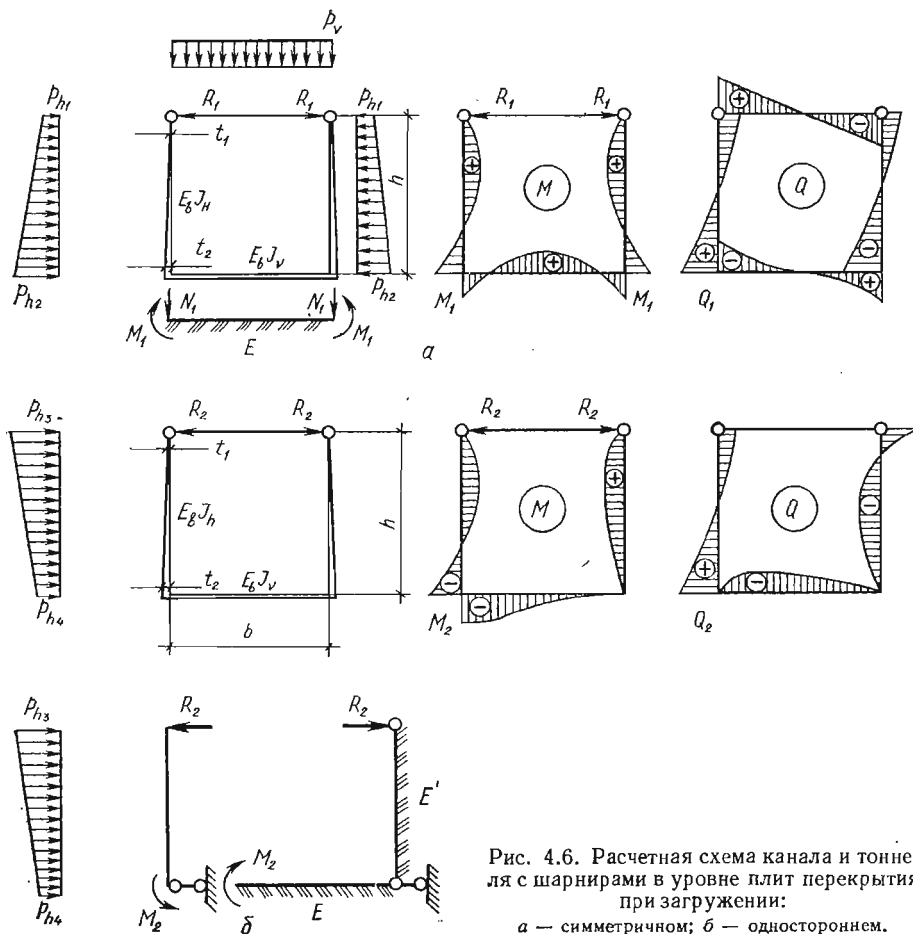
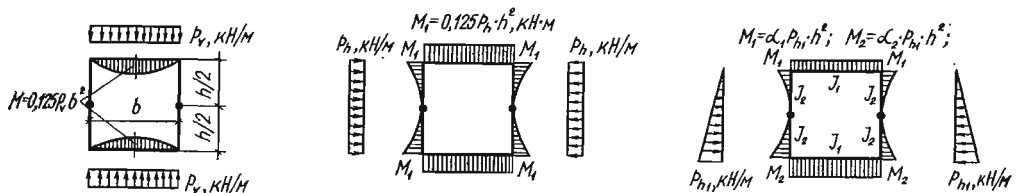


Рис. 4.6. Расчетная схема канала и тоннеля с шарнирами в уровне плит перекрытия при загрузке:

а — симметрично; б — одностороннем.

Т а б л и ц а 4.10. Моменты в тоннелях с шарнирами в стенках



$\frac{b}{n}$	α_1 при $\frac{I_1}{I_2}$			α_2 при $\frac{I_1}{I_2}$		
	1	2	3	1	2	3
0,8	0,0600	0,058	0,058	0,0649	0,067	0,068
1	0,0604	0,0592	0,0584	0,0644	0,066	0,0668
1,2	0,0608	0,0596	0,058	0,0644	0,0656	0,0664
1,4	0,0608	0,06	0,0592	0,064	0,0652	0,066
1,6	0,0612	0,06	0,0592	0,064	0,0649	0,0656
1,8	0,0612	0,0604	0,0596	0,064	0,0649	0,0656
2	0,0612	0,0604	0,0596	0,0636	0,0644	0,0652

При симметричном нагружении (рис. 4.6) изгибающий момент в нижнем узле тоннеля с шарнирным опиранием плит перекрытия

$$M_1 = -\frac{1}{1+k} \left[(p_{h1}v_3 + p_{h2}v_4) h^2 + N_1 b k \cdot \frac{\psi_N}{\psi_M} \right]. \quad (4.3)$$

Усилие в верхней распорке

$$R_1 = -(2p_{h1} + p_{h2}) (h/6 - M_1/h), \quad (4.4)$$

где N_1 — нормальная сила; k — коэффициент, учитывающий изменение момента в нижнем узле за счет его поворота;

$$k = \frac{3E_b I_v}{\pi E b^2 h} \psi_M; \quad (4.5)$$

ψ_M и ψ_N — коэффициенты, определяемые по формулам:

$$\psi_M = 0,2 (100 + \alpha_v); \quad (4.6)$$

$$\psi_N = 0,3 (6 + 0,1 \alpha_v); \quad (4.7)$$

где α_v — показатель гибкости днища;

$$\alpha_v = \pi E b^3 / (E_b I_v); \quad (4.8)$$

v_3 и v_4 — коэффициенты, учитывающие изменение толщины стены по высоте, принимаемые по табл. 4.9 в зависимости от толщины стены в верхней t_1 и нижней t_2 частях тоннеля; E_b — модуль упругости бетона; I_v — момент инерции 1 м сечения днища.

Усилие в стене определяют как для балки, лежащей на двух опорах с нагрузкой p_{h1} , p_{h2} , реакцией на верхней опоре R_1 и опорным моментом на нижней опоре M_1 . Усилие в днище определяют как для балки, лежащей на упругом основании с модулем деформации E , нагруженной симметричными силами N_1 и моментами M_1 (см. рис. 4.6, а).

При одностороннем нагружении горизонтальными нагрузками p_{h3} , p_{h4} (см. рис. 4.6, б) момент в нижнем левом углу тоннеля определяется по формуле

мент в нижнем левом углу тоннеля определяется по формуле

$$M_2 = -h^2 (p_{h3}v_3 + p_{h4}v_4) \frac{1 + 4k_1}{1 + k + k_1}, \quad (4.9)$$

где k_1 — коэффициент, учитывающий изменение момента в узле за счет смещения перекрытия,

$$k_1 = \frac{6E_b I_h}{E' h^3}. \quad (4.10)$$

Усилие в верхней распорке R_2 определяется аналогично R_1 (4.4).

Горизонтальное смещение тоннеля понизу и момент в правом нижнем углу тоннеля ввиду их малых значений принимают равным нулю.

Усилия в нагруженной стене определяют аналогично усилиям от симметричной нагрузки, но с приложением одностороннего момента M_2 ; в незагруженной, опорной стене — как для балки, лежащей на упругом основании с модулем деформации грунта E' , имеющей несмещаемую горизонтальную опору в уровне днища и нагруженную на верхнем конце силой R_2 .

Расчетные усилия в тоннелях и каналах замкнутых, с шарнирными узлами посредине стены определяют с учетом изменений расчетных усилий (моментов и поперечных сил), вызванных взаимодействием конструкций с грунтом.

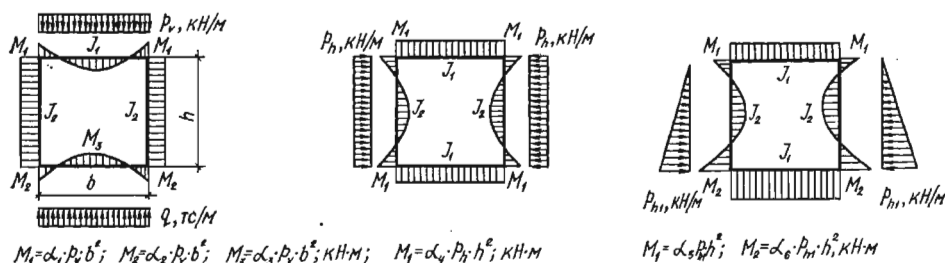
Каналы и тоннели шириной 3 м и более рекомендуется рассчитывать на ЭВМ с учетом упругого отпора грунта. При расчете без учета упругого отпора грунта усилия определяют по табл. 4.10... 4.12.

В каналах и тоннелях из лотковых элементов при переменной толщине стены, когда толщина стены понизу t_2 , а поверху t_1 отличаются от 1,5 до 3 раз, допускается в расчет вводить постоянную толщину стены

$$t = (2t_2 + t_1)/3. \quad (4.11)$$

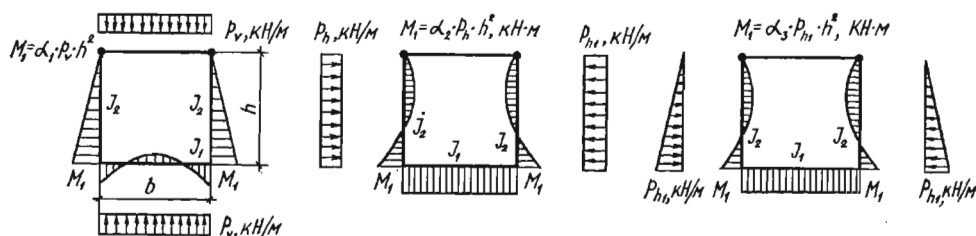
Расчетный пролет назначается равным расстоянию между центрами тяжести опорных площадок стен лотковых элементов.

Т а б л и ц а 4.11. Моменты в тоннелях с шарами в уровне перекрытия



$\frac{b}{h}$	α_1 при $\frac{I_1}{I_2}$		α_2 при $\frac{I_1}{I_2}$		α_3 при $\frac{I_1}{I_2}$	
	1	2	1	2	1	2
0,8	0,0456	0,0312	0,0568	0,078	0,0304	0,0416
1	0,05	0,0356	0,05	0,0716	0,027	0,038
1,2	0,0536	0,0394	0,0448	0,0656	0,024	0,0352
1,4	0,0565	0,0426	0,0404	0,0608	0,0216	0,0324
1,6	0,0588	0,0455	0,0368	0,0568	0,0196	0,0304
1,8	0,0609	0,0479	0,0336	0,0532	0,018	0,0284
2	0,0625	0,05	0,0312	0,05	0,0168	0,0268
2,5	0,0658	0,0543	0,0264	0,0436	0,014	0,0232
3	0,0682	0,0577	0,0228	0,0384	0,012	0,0204
3,5	0,07	0,0603	0,02	0,0344	0,0108	0,0184

Т а б л и ц а 4.12. Моменты в тоннелях с жесткими узлами



$\frac{b}{h}$	α_1 при $\frac{I_1}{I_2}$		α_2 при $\frac{I_1}{I_2}$		α_3 при $\frac{I_1}{I_2}$		α_4 при $\frac{I_1}{I_2}$		α_5 при $\frac{I_1}{I_2}$		α_6 при $\frac{I_1}{I_2}$	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
0,8	0,37	0,0238	0,037	0,0238	0,088	0,101	0,0464	0,0596	0,0208	0,026	0,0256	0,0336
1	0,0416	0,0276	0,0416	0,0276	0,083	0,0972	0,0416	0,0556	0,0188	0,0244	0,0228	0,0312
1,2	0,0456	0,0314	0,0456	0,0314	0,079	0,0939	0,0380	0,052	0,0172	0,0232	0,0208	0,0292
1,4	0,0486	0,0343	0,0486	0,0343	0,076	0,0906	0,0348	0,0492	0,0156	0,022	0,0188	0,0272
1,6	0,0512	0,037	0,0512	0,037	0,074	0,088	0,0322	0,0464	0,0144	0,0208	0,0176	0,0256
1,8	0,0536	0,0395	0,0536	0,0395	0,0715	0,086	0,0296	0,044	0,0136	0,0196	0,016	0,0243
2	0,0556	0,0417	0,0556	0,0417	0,069	0,083	0,0276	0,0416	0,0128	0,0188	0,0152	0,0228

Каналы (рис. 4.3, а, в) и тоннели (рис. 4.4, а, б, г) проверяют расчетом при отсутствии сборных элементов перекрытия (плиты, лотки) на горизонтальную нагрузку от давления грунта при условии горизонтальной засыпки на уровне перекрытия или верха стенки нижнего лотка. В этом случае временная нагрузка на призме обрушения не учитывается.

Монолитные каналы и тоннели проверяют на изгиб в продольном направлении как балку на упругом основании на нагрузки, действующие на

поверхности земли (или непосредственно на каналы и тоннели), с фиксированным расположением относительно деформационных швов, например, нагрузки от автомобильных или железных дорог, пересекающих трассы рассматриваемых сооружений.

При действии на поверхности земли временной эквивалентной равномерно распределенной нагрузки, положение которой не фиксировано относительно деформационных швов, монолитные каналы и тоннели рекомендуется проверять на

изгиб в продольном направлении в соответствии со схемами загрузки, приведенными на рис. 4.7.

Тоннели и каналы, заложенные ниже прогнозируемого уровня грунтовых вод, должны рассчитываться на всплытие при расчетных нагрузках по формуле

$$\frac{\Sigma G}{Ah_w \gamma_w} \geq \gamma_f, \quad (4.12)$$

где ΣG — сумма постоянных вертикальных нагрузок с соответствующими коэффициентами надежности по нагрузке, действующих на длину 1 м тоннеля или канала; A — площадь подошвы тоннеля или канала на длину 1 м; h_w — расстояние от уровня грунтовых вод до подошвы тоннеля или канала (без учета бетонной подготовки); γ_w — удельный вес воды; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый 1,2.

Расчет каналов и тоннелей на действие температуры и усадки бетона выполняют отдельно для периодов строительства и эксплуатации с целью определения расстояния между температурно-усадочными (постоянными) и рабочими швами бетонирования (временными).

Максимальные температурно-усадочные растягивающие напряжения в бетоне каналов и тоннелей при отсутствии швов

$$\sigma_{b \max} = \frac{(\alpha_{bt} \Delta t_c + \epsilon_b) E_b}{c_b}, \quad (4.13)$$

где α_{bt} — коэффициент линейной деформации бетона, равный $1 \cdot 10^{-5}$ град $^{-1}$ — для тяжелого; $0,7 \cdot 10^{-5}$ град $^{-1}$ — на пористых заполнителях; Δt_c — расчетное изменение средних температур конструкций каналов и тоннелей, расположенных вне зданий или внутри неотапливаемых зданий, в холодное время года определяют по СНиП 2.01.07-85; ϵ_b — относительные усадочные деформации, равные 0,00015 — для монолитных конструкций, 0 — для сборных; c_b — коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона, равный 2 — при относительной влажности воздуха 40 % внутри сооружения (тепловые и кабельные сети); 1,5 — выше 40 %.

При условии $\sigma_{b \max} < R_{bt,ser}$ каналы и тоннели можно проектировать без температурно-усадочных швов.

Если $\sigma_{b \max} > R_{bt,ser}$ и толщины недопустимы, расстояния между температурно-усадочными швами неармированных каналов и тоннелей, а также между рабочими швами бетонирования монолитных конструкций

$$l = \frac{2R_{bt,ser}A_b}{pf}, \quad (4.14)$$

где $R_{bt,ser}$ — расчетное сопротивление бетона при осевом растяжении, МПа; A_b — площадь бетонного поперечного сечения канала или тоннеля, м ^{2} ; p — давление грунта на днище канала или тоннеля от постоянных расчетных нагрузок на 1 см длины сооружения; f — максимальный коэффициент трения бетона по грунту:

Глины, глинистые известняки, глинистые сланцы	0,5
Суглинки, супеси	0,6

Песчаные, гравийные	0,75
Скальные грунты	0,9

Если $\sigma_{b \max} > R_{bt,ser}$ и трещины ограниченной ширины в конструкциях канала или тоннеля допустимы, то в монолитных конструкциях расстояния между швами и количество противоусадочной арматуры определяется расчетом по трещиностойкости.

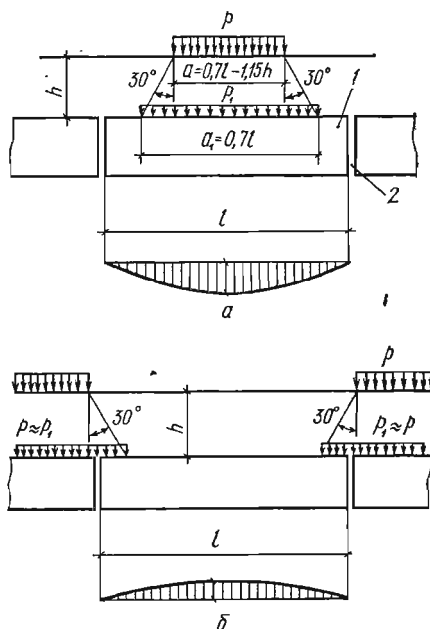


Рис. 4.7. Схемы загрузки временной эквивалентной нагрузкой, принимаемые при расчете в продольном направлении монолитных каналов и тоннелей:

а, б — схемы загрузки для определения наибольшего соответственно положительного изгибающего момента M_1 и отрицательного M_2 ; $M_1 = 0,04bp, l^2$; $M_2 = -0,02bp, l^2$; b — ширина тоннеля или канала; l — монолитный тоннель или канал; 2 — деформационный шов.

Ширина раскрытия температурно-усадочных трещин при эксплуатации

$$a_{crc} = 25\eta(\alpha_{bt} \Delta t + \epsilon_b) (3,5 - 100\mu)^{3/4} d, \quad (4.15)$$

где η — коэффициент, равный 1, — для стержней периодического профиля, 1,3 — для гладких; μ — коэффициент армирования, равный отношению растянутой арматуры к площади бетона, но не более 0,02; d — диаметр стержней растянутой арматуры, мм.

Если ширина раскрытия трещин больше допустимой, то расстояние между температурно-усадочными швами и количество противоусадочной арматуры A_s определяется по формуле

$$l = \frac{2A_s R_s}{pf} \cdot \frac{a_{crc,2}}{a_{crc}}, \quad (4.16)$$

где $a_{crc,2}$ — допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин.

Если появление трещин в сооружении допустимо, а устройство температурно-усадочных швов

нежелательно, то в этом случае

$$\mu_{\min} = \frac{5R_b}{R_s}, \quad (4.17)$$

где R_b — призмная прочность бетона, МПа; R_s — расчетное сопротивление арматуры растяжению, МПа.

4.5. Типовые решения

Серия 3.006.1-2/82. Сборные железобетонные каналы и тоннели из лотковых элементов. Серия содержит рабочие чертежи железобетонных каналов и тоннелей из лотковых элементов предназначенных для прокладки трубопроводов раз-

личного назначения, электрокабелей и электрошин, а также для применения тоннелей в качестве подземных транспортных галерей и пешеходных переходов (только для несейсмических районов). Применение каналов и тоннелей для непосредственной транспортировки по ним жидкостей не предусмотрено.

Узлы трасс каналов и тоннелей для прокладок коммуникаций, в том числе тепловых сетей и кабелей, включают узлы поворотов, ответвления, компенсаторные ниши и уширения, монтажные проемы и выходы из тоннелей, перекрытия камер, приемки для сбора воды, участки каналов в местах расположения неподвижных опор и др.

Т а б л и ц а 4.13. Эквивалентные вертикальные расчетные нагрузки для каналов, прокладываемых вне зданий

Область применения	Заглубление верха пере- крытия, м	Вид нагруз- ки от тран- спорта	Ширина кана- ла в чистоте А, мм	Эквивалентные вертикальные расчетные нагрузки, МПа (тс/м²)											
				Грунтовые воды отсутст- вуют или уровень грун- товых вод не превышает отметки верха перекры- тия						Грунтовые воды на отм. ±0.000					
				0,03 (3)	0,05 (5)	0,08 (8)	0,11 (11)	0,12 (12)	0,15 (15)	0,03 (3)	0,05 (5)	0,08 (8)	0,11 (11)	0,12 (12)	0,15 (15)
Под автодорогами	0,5 * ...2,2	Н-30;	300...3000	+						+					
	2,21...4,0 *	НК-80		+						+					
	4,01...6,0 *			+						+					
Под железными дорогами	1,0 * ...2,0	К-14		+						+					
	2,01...4,0 *			+						+					
				+						+					
Вне дорог	0,5 * ...1,5	Н-10	300...900	+						+					
			1200...3000	+						+					
	1,51...3,0 *			+						+					
	3,01...4,5 *		300...3000	+						+					
	4,51...6,0 *			+						+					
				+						+					

П р и м е ч а н и я: 1. Эквивалентные вертикальные расчетные нагрузки для лотков полуподземных каналов определяются в конкретном проекте в зависимости от условий прокладки каналов. 2. Плиты перекрытия полуподземных каналов рассчитаны на вертикальную расчетную нагрузку 0,004 МПа (400 кгс/м²). 3. Нагрузки определены для наиболее неблагоприятных сочетаний, соответствующих заглублениям верха перекрытия, отмеченного звездочкой (*).

Т а б л и ц а 4.14. Эквивалентные вертикальные расчетные нагрузки на внутрицевые каналы с заглублением верха перекрытия 0,0...0,5 м

Вид внутрицевой нагрузки	Ширина канала в чистоте А, мм	Эквивалент- ная верти- кальная рас- четная на- грузка, МПа (тс/м²)			Примечания
		0,03 (3)	0,05 (5)	0,08 (8)	

Равномерно распределенная на
пол цеха

+

Эквивалентная нагрузка принимается
в зависимости от нагрузки на пол цеха

Электрокары грузоподъемно-
стью, т:

Вид внутрицеховой нагрузки	Ширина канала в чистоте А, мм	Эквивалентная вертикальная расчетная нагрузка, МПа (тс/м²)			Примечания
		0,03 (3)	0,05 (5)	0,08 (8)	
2	300...3000	+			При нагрузках от внутрицехового транспорта на каналы с перекрытием, заглубленным менее, чем на 0,3 м, эквивалентные нагрузки указаны для определения несущей способности лотковых элементов. Сосредоточенные нагрузки на плиты перекрытия от внутрицехового транспорта при указанных заглублениях приведены в табл. 4.18, подбор плит перекрытия — в табл. 4.24 и 4.25.
3			+		
Аккумуляторный погрузчик грузоподъемностью 1,5 т			+		
Автопогрузчик грузоподъемностью, т					
3	300...900			+	
5	1200...3000		+		
	300...600			+	
	900...1200			+	
	1500...3000		+		
Автомашинка Н-10	300...900			+	
	1200...3000			+	

Примечания: 1. При расчетах внутрицеховых каналов принято, что временные равномерно распределенные нагрузки на пол цеха и сосредоточенные от внутрицехового транспорта одновременно действовать не могут. 2. При определении нагрузок от внутрицехового транспорта конструкция пола принята с жестким подстилающим слоем. 3. При заглублении верха перекрытия внутрицеховых каналов более 0,5 м эквивалентные нагрузки должны приниматься по табл. 4.13.

Таблица 4.15. Эквивалентные вертикальные расчетные нагрузки для тоннелей, прокладываемых вне зданий

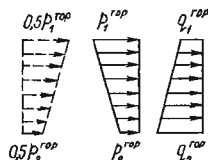
Область применения	Заглубление верха пере- крытия, м	Вид нагруз- ки от тран- спорта	Эквивалентные вертикальные расчетные нагруз- ки, МПа (тс/м²)										Примечания
			Грунтовые воды отсут- ствуют или уровень грунтовых вод на 1 м ниже перекрытия					Уровень грунтовых вод на 1 м ниже планиро- вочной отметки земли					
			0,03 (3)	0,05 (5)	0,08 (8)	0,11 (11)	0,12 (12)	0,15 (15)	0,03 (3)	0,05 (5)	0,08 (8)	0,11 (11)	
Под автодорогам	0,5...2,2	Н-30 Н-80	+					+					Нагрузки опреде- лены для наиболее неблагоприятных сочетаний, соот- ветствующих за- глублениям верха перекрытия 0,5; 5; 6 м
	2,21...4,0		+					+					
	4,01...6,0		+										
Под железными дорогам	1,0...2,0	К-14	+					+					То же, 1,4 м
	2,01...4,0		+										
	0,5...1,5		+					+					
Вне дорог	1,51...3,0	Н-10	+					+					0,5; 3; 4,5; 6 м
	3,01...4,5		+					+					
	4,51...6,0		+										

Таблица 4.16. Эквивалентные вертикальные расчетные нагрузки на внутрицеховые тоннели с заглублением верха перекрытия 0,3...0,5 м

№ п/п	Вид внутрицеховой нагрузки	Эквивалентные вертикальные расчетные нагрузки, МПа (тс/м²)		№ п/п	Вид внутрицеховой нагрузки	Эквивалентные вертикальные расчетные нагрузки, МПа (тс/м²)	
		0,03 (3)	0,05 (5)			0,03 (3)	0,05 (5)
1	Равномерно распределенные на пол цеха	+	+	4	Автопогрузчик грузоподъемностью, т:		
2	Электрокары грузоподъемностью, т:			3			+
2		+		5			+
3			+	5	Автомашина Н-10		+
3	Аккумуляторный погрузчик грузоподъемностью 1,5 т		+				

Примечания: 1. При расчетах внутрицеховых тоннелей принято, что временные равномерно распределенные нагрузки на пол цеха и сосредоточенные нагрузки от внутрицехового транспорта одновременно действовать не могут. 2. При определении нагрузок от внутрицехового транспорта конструкция пола принята с жестким подстилающим слоем. 3. При заглублении верха перекрытия внутрицеховых тоннелей более 0,5 м эквивалентные нагрузки должны приниматься по табл. 4.15. 4. Нагрузка по п. 1 принимается в зависимости от нагрузки на пол цеха. 5. Нагрузки по пп. 2...5 определены для наиболее неблагоприятных сочетаний, соответствующих заглублению верха перекрытия 0,3.

Таблица 4.17. Нагрузки на каналы и тоннели, тс/м²



Высота в чистоте Н, м	Эквивалентные верти																	
	3				5				8									
	Расчетные нагрузки																	
	$q_{вер}$	$p_{вер}$	$q_{гор1}$	$q_{гор2}$	$p_{гор1}$	$p_{гор2}$	$q_{вер}$	$p_{вер}$	$q_{гор1}$	$q_{гор2}$	$p_{гор1}$	$p_{гор2}$	$q_{вер}$	$p_{вер}$	$q_{гор1}$	$q_{гор2}$	$p_{гор1}$	$p_{гор2}$
0,3			0,5						0,5						0,65		1,25	
0,45			0,61						0,61						0,76		1,2	
0,6			0,72						0,72						0,87		1,17	
0,9			0,94						0,94						1,08		1,1	
1,2	0,7	2,3	0,2	1,15	0,8	0,8	0,7	4,3	0,2	1,15	1,4	1,4	1,5	6,5	0,5	1,30	2,2	1,03
1,5			1,37						1,37						1,51		0,97	
1,8			1,60						1,60						1,9		0,9	
2,1			1,80						1,80						2,1		0,85	
2,4			2,0						2,0						2,3		0,8	
3,0			2,50						2,50						2,8		0,75	

Примечания: 1. $q^{\text{вер}}$ — вертикальное давление от постоянной нагрузки; $q_1^{\text{гор}}$, $q_2^{\text{гор}}$ — горизонтальное давление от временной нагрузки; $p_1^{\text{гор}}$, $p_2^{\text{гор}}$ — горизонтальное давление от временной нагрузки включен. 3. Заглубления верха перекрытия и виды нагрузок от транспорта, в учет которых определены

Т а б л и ц а 4.18. Сосредоточенные нагрузки от внутрицевого транспорта на каналы с перекрытием в уровне пола цеха

Показатель	Электрокары грузоподъемностью, т		Аккумуляторный погрузчик вместимостью 1,5 т	Автопогрузчик грузоподъемностью, т		Автомашина грузоподъемностью, 10 т
	2	3		3	5	
Расчетное давление от колеса, т	1,25	1,90	2,45	5,2	7,35	5,4
Площадка передачи давления $a \times b$, см	8×7	8×7	8×7	30×20	40×20	30×20

Сооружения высотой до 1500 мм включительно отнесены к каналам, 1800 мм и более — к тоннелям.

Каналы и тоннели для наружных и внутрицевых прокладок: в обычных грунтовых условиях при отсутствии просадочности, грунтовых вод и сейсмических воздействий; на просадочных грунтах; при наличии грунтовых вод; в районах с сейсмичностью 9 баллов включительно для всех указанных выше условий.

Условия прокладки каналов и тоннелей под автомобильными и железными дорогами, вне дорог и внутри зданий приведены в табл. 4.13...4.16. Возможна также полуподземная прокладка каналов с перекрытием, верх которого расположен на 200...400 мм выше планировочной отметки земли.

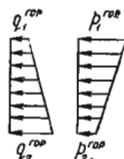
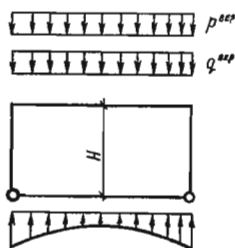
Для расчета каналов и тоннелей установлены вертикальные эквивалентные расчетные нагрузки

на уровне верха перекрытия: 0,03; 0,05; 0,08; 0,11 (0,12); 0,15 МПа (3; 5; 8; 11 (12) и 15 тс/м²). Нагрузка 0,12 МПа принята применительно к железнодорожным нагрузкам. Эквивалентные нагрузки приняты с учетом постоянных (без собственного веса) и временных нагрузок, действующих на каналы и тоннели.

Расчетные схемы каналов и тоннелей и нагрузки на них приведены в табл. 4.17 и 4.18.

Характеристики грунтов (обозначения и единицы величины — по серии), используемые при определении нагрузок на каналы и тоннели

Нормативная плотность γ_0 . . .	1,8 т/м³
Расчетный угол внутреннего трения φ	30°
Расчетное удельное сопротивление c	0
Расчетный модуль деформации E	150 кгс/см²



кальные расчетные нагрузки

11						12						15					
на каналы и тоннели																	
$q_{вер}$	$p_{вер}$	$q_{гор1}$	$q_{гор2}$	$p_{гор1}$	$p_{гор2}$	$q_{вер}$	$p_{вер}$	$q_{гор1}$	$q_{гор2}$	$p_{гор1}$	$p_{гор2}$	$q_{вер}$	$p_{вер}$	$q_{гор1}$	$q_{гор2}$	$p_{гор1}$	$p_{гор2}$
9,0	2,2	3,0	3,18	0,7	0,68	2,4	9,6	0,8	1,01	3,2	2,9	13,3	1,7	4,4	4,6	0,56	0,53
			3,28		1,12				2,8		4,7				0,53		
			3,4		0,65				1,23		2,7				4,8		0,52
			3,6		0,63				1,44		2,5				5,1		0,50
			3,8		0,6				1,66		2,4				5,3		0,49
			4,0		0,6				1,88		2,3				5,5		0,48
			4,4		0,55				2,2		2,1				6,1		0,45
			4,6		0,55				2,4		2,0				6,3		0,45
			4,8		0,5				2,6		1,9				6,8		0,40
			5,3		0,5				3,1		1,7				7,2		0,40

ное давление от постоянной нагрузки соответственно в уровне верха перекрытия и оси дна; $p_{вер}$ — вертикально в уровне верха перекрытия и оси дна. 2. Собственный вес конструкций в нагрузки не вертикальные и горизонтальные давления, приведены в табл. 4,15...4,18,

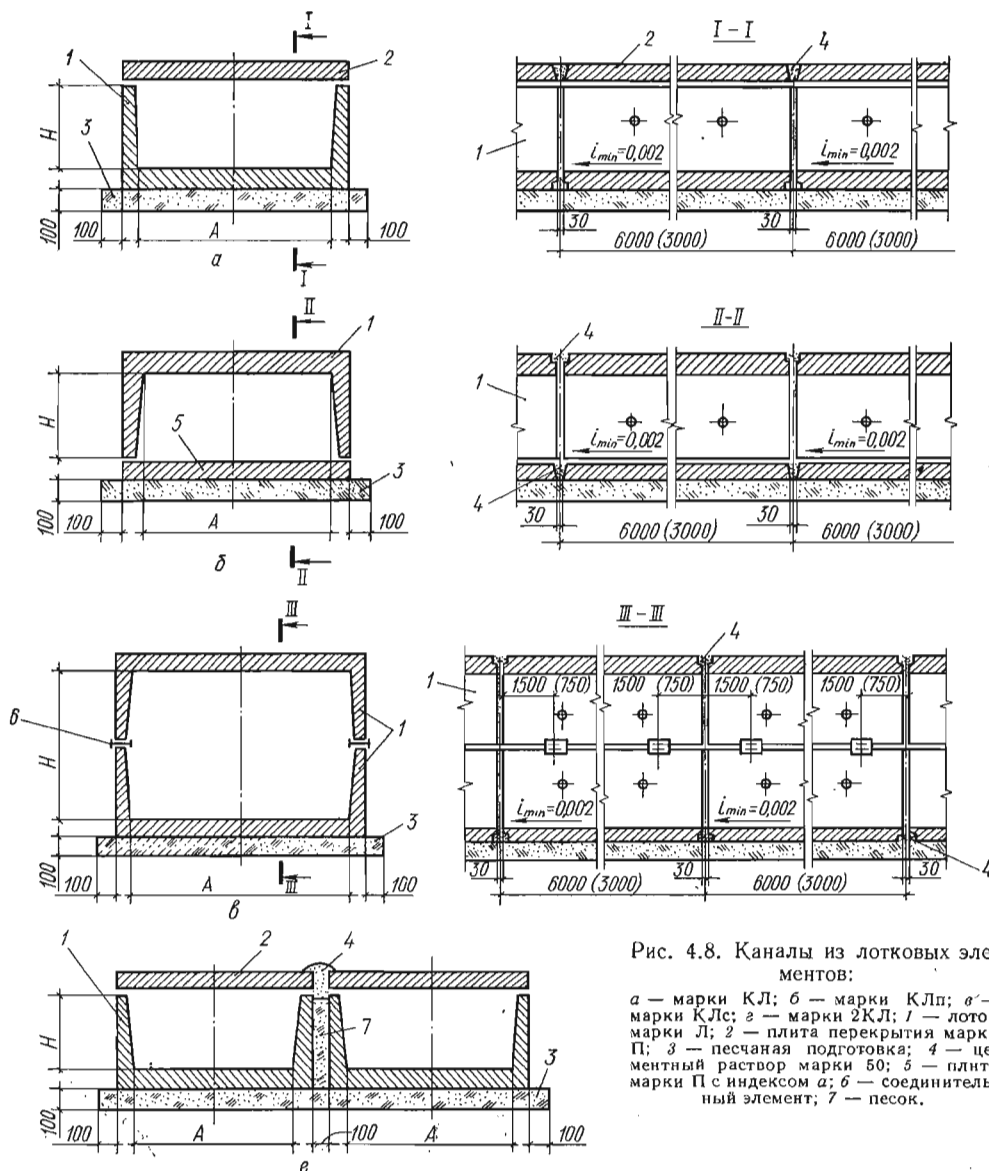


Рис. 4.8. Каналы из лотковых элементов:

а — марки КЛ; б — марки КЛп; а' — марки КЛс; б' — марки 2КЛ; 1 — лоток марки Л; 2 — плита перекрытия марки П; 3 — песчаная подготовка; 4 — цементный раствор марки 50; 5 — плита марки П с индексом а; 6 — соединительный элемент; 7 — песок.

Нормативное вертикальное давление грунта на перекрытия каналов и тоннелей определено от веса вертикального столба грунтовой засыпки над перекрытием. При нахождении вертикальной нагрузки от веса дорожного покрытия толщина его 300 мм, плотность 2,4 т/м³; для подземных каналов и тоннелей, прокладываемых вне зданий, минимальная нормативная временная вертикальная нагрузка на поверхности грунта 1 тс/м²; нормативная временная вертикальная нагрузка на перекрытия полуподземных каналов 400 кгс/м².

Каналы и тоннели при ширине 1500 мм и более рассчитаны как рамы на упругом основании. Для каналов меньшей ширины отпор грунта на днище

принят прямолинейным. При односторонней временной нагрузке в расчете учтено возможное смещение верха стен. Усилия при этом определены с учетом частичного отпора грунта, принятого в размере 50 % временной горизонтальной нагрузки. Случай односторонней отрывки грунта расчетом не предусмотрен. Каналы из лотковых элементов, перекрываемых плоскими съёмными плитами, приведены на рис. 4.8.

Тоннели марки (рис. 4.9) запроектированы из нижних и верхних лотковых элементов, соединяемых коротышами из швеллеров, которые крепятся на сварке к закладным изделиям в стенках нижних лотков. Лотковые элементы устанавливают с перевязкой вертикальных швов. Сочета-

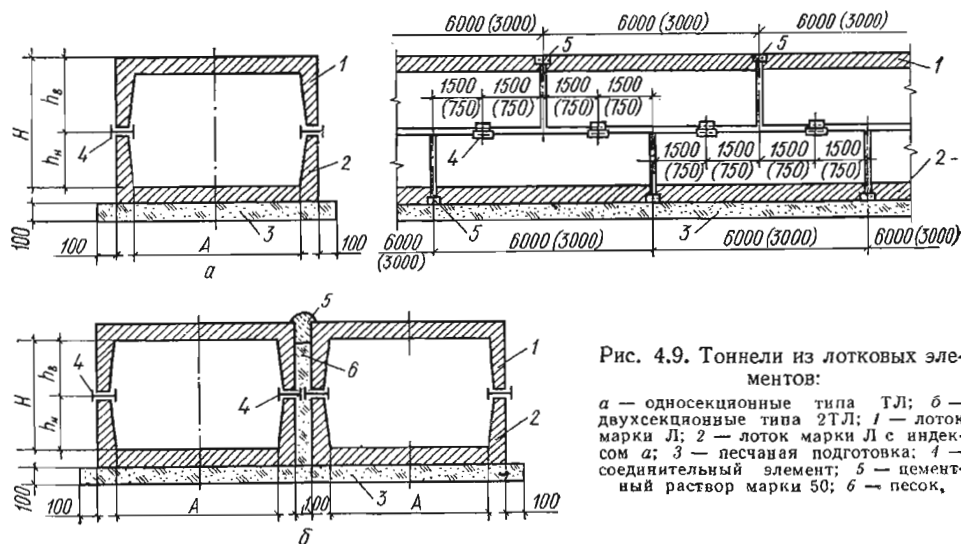


Рис. 4.9. Тоннели из лотковых элементов:

a — односекционные типа ТЛ; *б* — двухсекционные типа 2ТЛ; 1 — лоток марки Л; 2 — лоток марки Л с индексом *a*; 3 — песчаная подготовка; 4 — соединительный элемент; 5 — цементный раствор марки 50; 6 — песок.

Таблица 4.19. Габаритные схемы каналов марок КЛ и КЛп

Продолжение табл. 4.19

Марка канала	Габариты каналов, мм	
	<i>A</i>	<i>H</i>
КЛ (КЛп) 30×30	300	300
КЛ (КЛп) 45×30	450	300
КЛ (КЛп) 60×30	600	300
КЛ (КЛп) 60×45		450
КЛ (КЛп) 60×60		600
КЛ (КЛп) 90×45	900	450
КЛ (КЛп) 90×60		600
КЛ (КЛп) 90×90		900
КЛ (КЛп) 90×120	1200	1200
КЛ (КЛп) 120×45		450
КЛ (КЛп) 120×60		600
КЛ (КЛп) 120×90		900
КЛ (КЛп) 120×120	1500	1200
КЛ (КЛп) 150×450		450
КЛ (КЛп) 150×60		600
КЛ (КЛп) 150×90		900
КЛ (КЛп) 150×120		1200
КЛ (КЛп) 150×150	1800	1500
КЛ (КЛп) 180×60		600
КЛ (КЛп) 180×90		900
КЛ (КЛп) 180×120		1200

Марка канала	Габариты каналов, мм	
	<i>A</i>	<i>H</i>
КЛ (КЛп) 180×150	2100	1500
КЛ (КЛп) 210×60		600
КЛ (КЛп) 210×90		900
КЛ (КЛп) 210×120		1200
КЛ (КЛп) 210×150		1500
КЛ (КЛп) 240×90	2400	900
КЛ (КЛп) 240×120		1200
КЛ (КЛп) 240×150		1500
КЛ (КЛп) 300×90	3000	900
КЛ (КЛп) 300×120		1200
КЛ (КЛп) 300×150		1500

ния высот нижних и верхних лотков можно принимать различными в зависимости от вида и условий монтажа коммуникаций.

Маркировка каналов и тоннелей буквенная и цифровая, определяющая вид конструкции, геометрические размеры и расчетную вертикальную равномерно распределенную эквивалентную нагрузку в уровне перекрытия. Для многосекционных каналов и тоннелей цифрой перед буквами обозначается количество секций.

Пример маркировки: 2ТЛ 300×210-11 — двухсекционный тоннель из лотковых элементов шириной и высотой в чистоте соответственно 3000 и 2100 мм под расчетную нагрузку 11 тс/м².

Многосекционные каналы и тоннели образуются из параллельно устанавливаемых односекционных каналов и тоннелей.

Габаритные схемы каналов и тоннелей, а также номенклатура изделий из лотковых элементов и плоских плит приведены в табл. 4.19...4.22.

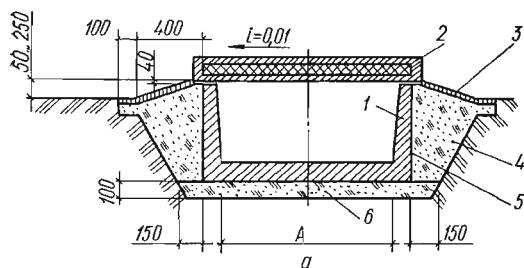


Рис. 4.10. Полуподземные каналы:

a — односекционный; *б* — трехсекционный;
1 — лоток марки Л; 2 — плита марки ПТ;
3 — асфальт; 4 — шлак; 5 — обмазочная гидроизоляция; 6 — песчаная подготовка.

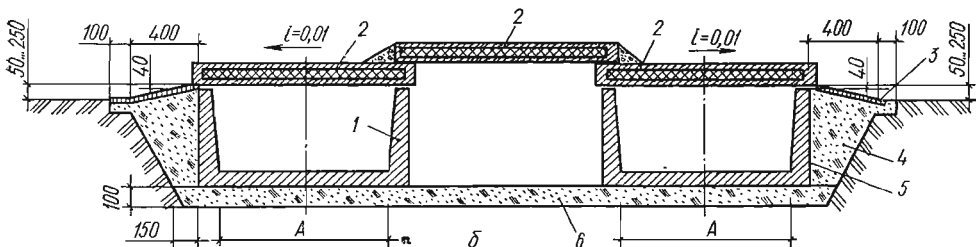
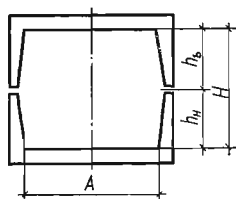


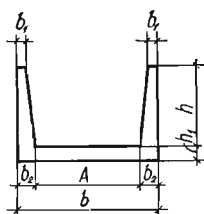
Таблица 4.20. Габаритные схемы каналов марки КЛс и тоннелей марки ТЛ, мм

Продолжение табл. 4.20



Марка канала	Габариты каналов		Высота лотковых элементов	
	A	H	h _н	h _в
КЛс90×90	900	900	450	450
КЛс90×120		1200	600	600
КЛс120×90		900	450	450
КЛс120×120	1200	1200	600	600
КЛс120×150		1500	600	900
КЛс150×90	1500	900	450	450
КЛс150×120		1200	600	600
КЛс180×120	1800	1200	600	600
КЛс210×120	2100	1200	600	600
ТЛ150×180		1800	900	900
ТЛ150×180		1800	600	1200
ТЛ150×180	1500	1800	1200	600
ТЛ150×210		2100	600	1500
ТЛ150×210		2100	1500	600
ТЛ180×180		1800	900	900
ТЛ180×180		1800	600	1200
ТЛ180×180	1800	1800	1200	600
ТЛ180×210		2100	600	1500
ТЛ180×210		2100	1500	600

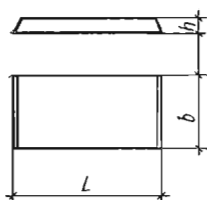
Марка канала	Габариты каналов		Высота лотковых элементов	
	A	H	h _н	h _в
ТЛ210×180		1800	900	900
ТЛ210×180		1800	600	1200
ТЛ210×180	2100	1800	1200	600
ТЛ210×210		2100	600	1500
ТЛ210×210		2100	1500	600
ТЛ210×240		2400	1200	1200
ТЛ240×180		1800	900	900
ТЛ240×180		1800	600	1200
ТЛ240×180	2400	1800	1200	600
ТЛ240×210		2100	1500	600
ТЛ240×210		2100	600	1500
ТЛ240×240		2400	1200	1200
ТЛ240×300		3000	1500	1500
ТЛ300×180		1800	900	900
ТЛ300×180		1800	600	1200
ТЛ300×180		1800	1200	600
ТЛ300×210	3000	2100	600	1500
ТЛ300×210		2100	1500	600
ТЛ300×240		2400	1200	1200
ТЛ300×300		3000	1500	1500
ТЛ360×180		1800	900	900
ТЛ360×210		2100	600	1500
ТЛ360×210		2100	1500	600
ТЛ360×210	3600	2100	900	1200
ТЛ360×210		2100	1200	900
ТЛ360×240		2400	1200	1200
ТЛ360×300		3000	1500	1500



Т а б л и ц а 4.21. Номенклатура сборных железобетонных лотковых элементов каналов и тоннелей по серии 3.006.1-2/82

№ п/п	Марки элемента	Геометрические размеры сечения, мм						Класс (марка) бетона	Расход на одно изделие		Масса, т
		A	b	b	b ₁	b ₂	h _т		бето-на м³	стали, кг	
1,2	Л1-8; Л1-15	300	300	420	40	60	60	B15	0,34	13,2; 18,5	0,90
3,4	Л2-8; Л2-15	450	300	570	40	60	60	(M200)	0,38	15,2; 21,3	0,90
5,6	Л3-8; Л3-15	620	300	780	50	80	80	B15; 25	0,60	21,3; 32,3	1,50
7,8	Л4-8; Л4-15	620	450	780	50	80	80	(M200; M300)	0,72	32,7; 35,3	1,80
9,10	Л5-8; Л5-15	600	600	780	50	90	80		0,88	38,3; 42,2	2,25
11...15	Л6-5...Л6-15	1000	450	1160	50	80	80	B15...B35 (M200...M450)	0,90	47,7...83,4	2,25
16...20	Л7-5...Л7-15	980	600	1160	50	90	80	B15...B35 (M200...M450)	1,06	51,8...89,6	2,70
21...24	Л8-5; Л8-8; Л8-11; Л8-15	940	900	1160	50	110	100	B15; B25 (M200; M300)	1,56	57,7...135,5	3,9
25...28	Л9-5; Л9-8; Л9-11; Л9-15	990	1200	1160	50	130	110		2,04	97,0...157,2	5,1
29...33	Л10-3; Л10-5; Л10-8; Л10-11; Л10-15	1300	450	1480	60	90	100	B15...B35 (M200...M450)	1,32	74,5...184,8	3,3
34...38	Л11-3; Л11-5; Л11-8; Л11-11; Л11-15	1280	600	1480	60	100	100	B15...B35 (M200...M450)	1,44	87,4...242,1	3,60
39...44	Л12-3...Л12-15	1240	900	1480	60	120	110	B15; 25; 35 (M200; M300; M450)	1,92	128,9...247,0	4,80
45...49	Л13-3; Л13-5; Л13-8; Л13-11; Л13-15	1200	1200	1480	60	140	120	B15; B25 (M200; M300)	2,52	114,4...229,8	6,30
50...55	Л14-3...Л14-15	1600	450	1840	70	120	120	B15...B35 (M200...M450)	1,86	108,4...260,9	4,65
56...67	Л15-3...Л15-15а	1600	600	1840	70	120	120	B15...B35 (M200...M450)	1,98	137,2...317,5	4,95
68...79	Л16-3...Л16-15а	1580	900	1840	70	130	130	B15; B25; B35 (M200; M300; M450)	2,52	145,3...378,9	6,3
80...91	Л17-3...Л17-15а	1540	1200	1840	70	150	130	B15; B25; B35 (M200; M300; M450)	3,0	165,7...338,4	7,5
92...103	Л18-3...Л18-15а	1500	1500	1840	70	170	140	B15; B25; B35 (M200; M300; M450)	3,72	193,1...416,2	9,3
104...115	Л19-3...Л19-15а	1920	600	2160	80	120	140	B15...B35 (M200...M450)	2,52	158,8...391,7	7,30
116...125	Л20-3...Л20-5а	1880	900	2160	80	140	140	B15; 30; 35 (M200; M400; M450)	3,0	197,4...402,5	7,5
126...137	Л21-3...Л21-15а	1840	1200	2160	80	160	140	B15...B35 (M200...M450)	3,54	199,1...410,5	8,85
138...149	Л22-3...Л22-15а	1800	1500	2160	80	180	140	B15...B35 (M200...M450)	2,07	102,4...233,8	5,18
150...161	Л23-3...Л23-15а	2180	600	2160	80	140	140		2,84	185,1...515,9	7,10
162...173	Л24-3...Л24-15а	2180	900	2180	80	140	140		3,24	217,7...508,6	8,10
174...185	Л25-3...Л25-15а	2140	1200	2460	80	160	140		1,89	128,9...309,8	4,73
186...197	Л26-3...Л26-15а	2100	1500	2460	80	180	140		2,19	142,4...310,3	5,49
198...209	Л27-3...Л27-15а	2480	600	2780	90	160	150	B15; B25; B30 (M200; M300; M400)	1,77	112,8...290,9	4,43
210...221	Л28-3...Л28-15а	2480	900	2780	90	160	150		1,98	116,3...359,3	4,95
222...233	Л29-3...Л29-15а	2440	1200	2780	90	170	160		2,28	144,5...337,9	5,70
234...245	Л30-3...Л30-15а	2480	1500	2780	90	190	160		2,58	177,2...429,1	6,45
246...257	Л31-3...Л31-15а	3080	600	3380	90	150	180		2,25	154,0...491,4	5,63
258...269	Л32-3...Л32-15а	3080	900	3380	90	150	180		2,46	176,8...539,4	6,15
270...281	Л33-3...Л33-15а	3040	1200	3380	90	170	180	B15; B30 (M200; M400)	2,76	189,6...534,0	6,90
282...293	Л34-3...Л34-15а	3000	1500	3380	90	190	180		3,09	214,6...591,2	7,73
294...305	Л35-3...Л35-15а	3640	1200	4000	100	180	200		2,88	178,3...684,1	7,20
306...317	Л36-3...Л36-15а	3680	900	4000	100	160	200	B15; B25; B30 (M200; M300; M400)	3,09	254,5...751,1	7,73
318...329	Л37-3...Л37-15а	3640	1200	4000	100	180	200		3,42	267,3...672,6	8,55
330...341	Л38-3...Л38-15а	3600	1500	4000	100	200	200		3,75	256,8...748,5	9,38

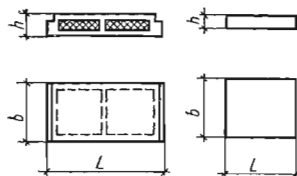
П р и м е ч а н и я: 1. Приведена номенклатура основных лотковых элементов длиной 5970 (п. 1...137) и 2970 (п. 138...341) мм. Имеются также доборные элементы длиной 720 мм, соответствующие всем основным маркам (без индекса «а»). 2. Лотки марок Л1...Л21 допускается изготавливать длиной 2970 мм. 3. Лотки марок с индексом «а» (Л15а и далее) имеют закладные детали для крепления соединительных изделий и используются в качестве нижних лотков тоннелей. 4. С п. 57 все лотки имеют марки с индексом «а».



Т а б л и ц а 4.22. Номенклатура сборных железобетонных плит каналов

№ п/п	Марка элемента	Размеры, мм			Класс (марка) бетона	Расход		Масса, кг
		h	b	L		бето- на, м³	стали, кг	
1...5	П1-05; П1-5а; П1-8; П1-8а; П1-15б	50	420	740	В25 (М300)	0,02	0,9...1,6	0,04
6...8	П2-15; П2-15а; П2-15б	100	420	740		0,03	0,9...2,1	0,08
9...13	П3-5; П3-5а; П3-8; П3-8а; П3-15б	50	570	740		0,02	1,4...2,8	0,05
14...16	П4-15; П4-15а; П4-15б	100	570	740		0,04	1,4; 2,1; 3,7	0,11
17...21	П5-5; П5-5а; П5-8; П5-8а; П5-8б	70	780		В15 (М200)	0,16	6,6...14,9	0,41
22...24	П6-15; П6-15а; П6-15б	120	780		В25 (М300)	0,28	6,9...20,8	0,70
25...29	П7-3; П7-3а; П7-5; П7-5а; П7-5б	70	1160		В15; В25 (М200; М300)	0,24	16,1...30,3	0,61
30...33	П8-8; П8-8а; П8-11; П8-11а	100	1160		В15; В25 (М200; М300)	0,35	16,6...30,3	0,87
34...36	П9-15; П9-15а; П9-15б	120	1160		В25 (М300)	0,42	25,0...30,3	1,04
37...41	П10-3; П10-3а; П10-5; П10-5а; П10-15б	70	1480			0,31	20,4...49,5	0,77
42...43	П11-8; П11-8а	100	1480	2990		0,44	31,3...37,6	1,10
44...47	П12-12; П12-12а; П12-15; П12-15а	160	1480			0,71	32,0...50,2	1,77
48	П13-11б	120	1480			0,53	49,5	1,33
49...51	П14-3; П14-3а; П14-3б	90	1840			0,50	27,9...35,8	1,24
52...56	П15-5; П15-5а; П15-8; П15-8а; П15-8б	120	1840			0,66	39,4...62,1	1,65
57...58	П16-15; П16-15а	180	1840			0,99	55,4...63,3	2,48
59...61	П17-3; П17-3а; П17-3б	120	2160			0,78	33,4...43,9	1,94
62...66	П18-5; П18-5а; П18-8; П18-8а; П18-8б	150	2160		В25 (М300)	0,97	49,5...77,1	2,42
67...70	П19-11; П19-11а; П19-15; П19-15а	250	2160			1,61	50,6...78,2	4,04
71...73	П20-3; П20-3а; П20-3б	140	2460			1,03	40,6...61,0	2,57
74...78	П21-5; П21-5а; П21-5б; П21-8а; П21-8б	160	2460	2990		1,18	76,3...110,1	2,94
79...82	П22-12; П22-12а; П22-15; П22-15а	250	2460			1,84	78,9...112,7	4,60
83...85	П23-3; П23-3а; П23-3б	160	2780			1,33	63,7...75,7	3,33
86...90	П24-5; П24-5а; П24-5б; П24-8а; П24-8б	180	2780			1,50	79,0...125,0	3,74
91...94	П25-12; П25-12а; П25-15; П25-15а	250	2780			2,08	117,4...160,1	5,20
95...99	П26-3; П26-3а; П26-3б; П26-5; П26-5а	200	3380			2,02	74,2...117,2	5,05
100...101	П27-8; -8а; П-8а	250	3380			2,53	145,5; 159,8	6,32
102...105	П28-12; П28-12а; П28-15; П28-15а	300	3380			3,03	190,6...247,3	7,58

Примечания: 1. Приведена номенклатура основных плит длиной 2990 мм (с марки П5). Имеются также доборные плиты длиной 740 мм для всех марок от П5 до П28. 2. Плиты с индексом «а» снабжены рабочей арматурой в верхней зоне и используются для дна каналов. 3. Плиты с индексом «б» применяют для перекрытий внутрицековых каналов при заглублении их менее 0,3 м.



Т а б л и ц а 4.23. Номенклатура сборных железобетонных плит перекрытия каналов и опорных подушек по серии 3.006.1-2/82

№ п/п	Марка элемента	Размеры, мм			Класс (марка) бетона	Расход			Масса, т
		h	b	L		пенобето- на	бетона	стали, кг	
						м³			
1	ПТ1		900		В25 (М300)	0,16	0,21	10,4	0,60
2	ПТ2		1300			0,25	0,29	13,7	0,85
3	ПТ3	140	1600	2990		0,32	0,32	19,2	1,04
4	ПТ4		1900			0,38	0,41	23,7	1,22
5	ПТ5		2500			0,52	0,52	29,5	1,56
1	ОП1			200			0,004	0,7	0,01
2	ОП2	90	200	300			0,005	0,7	0,013

№ п/п	Марка элемента	Размеры, мм			Класс (марка) бетона	Расход			Масса, т
		h	b	L		пенобето- на	бетона	стали, кг	
3	ОП3	140	400	400	B15 (M200)	—	0,04	1,8	0,015
4	ОП4		500	500			0,09	2,7	0,035
5	ОП5		650	550			0,13	5,2	0,05
6	ОП6		750	650			0,18	9,8	0,07
7	ОП7	290	850	750			0,23	18,4	0,09
8	ОП8		1050	850			0,65	25,9	0,26
9	ОП9		1350	1150			1,13	37,7	0,45

Примечание. Приведена номенклатура основных плит перекрытия длиной 2990 мм. Имеются доборные плиты (с индексом «Д») длиной 740 мм.

Таблица 4.24. Подбор плит перекрытия внутрицевых каналов при заглублении верха перекрытия менее 0,3 м и нагрузках от внутрицевого транспорта

Ширина канала, в чистоте А, мм	Марки плит перекрытия					Автомашина Н-10	
	Электрокары грузо- подъемностью, т		Аккумуляторный погрузчик	Автопогрузчик грузо- подъемностью, т			
	2	3		3	5		
300	П1-156			П2-156			
450	П3-156			П4-156			
600	П5-86			ПК-156			
900	П7-56			П9-156			
1200		П10-56		П13-116			
1500		П14-36		П15-86			
1800				П17-36	П18-86		
2100				П20-36	П21-56		
2400			П23-36	П24-56		П20-36 П23-36	
3000				П26-36			

Примечание. Марки доборных плит перекрытия соответствуют маркам основных плит.

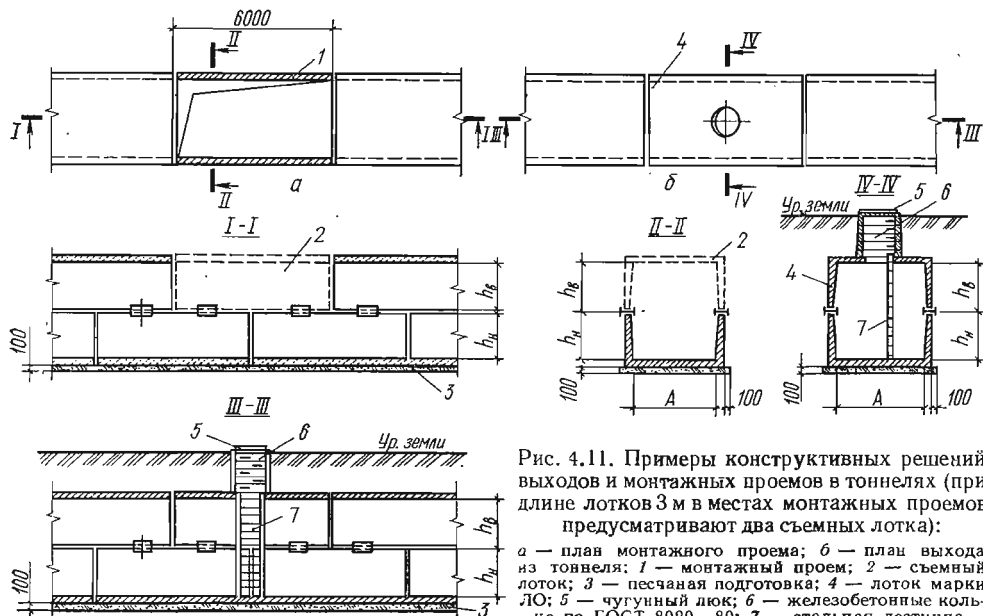


Рис. 4.11. Примеры конструктивных решений выходов и монтажных проемов в тоннелях (при длине лотков 3 м в местах монтажных проемов предусматривают два съемных лотка):

а — план монтажного проема; б — план выхода из тоннеля; 1 — монтажный проем; 2 — съемный лоток; 3 — песчаная подготовка; 4 — лоток марки ЛО; 5 — чугунный люк; 6 — железобетонные кольца по ГОСТ 8020—80; 7 — стальная лестница.

Т а б л и ц а 4.25. Подбор плит перекрытия
полуподземных каналов

Ширина кана- ла в частоте, А, мм	Марка плиты	Ширина кана- ла в частоте, А, мм	Марка плиты
600	ПТ1	1500	ПТ4
900	ПТ2	2100	ПТ5
1200	ПТ3		

Т а б л и ц а 4.26. Ключ для подбора сборных
железобетонных элементов односекционных
каналов КЛ и КЛп (прямые участки 6 м)

Марка канала	Лотки		Пакеты пере- крытия и днища	
	Марка	Количество, шт.	Марка	Количество, шт.
КЛ30×30-3			П1-5	
КЛп30×30-3			П1-5а	
КЛ30×30-5	Л1-8		П1-5	
КЛп30×30-5			П1-5а	
Кл30×30-8			П1-8	
КЛп30×30-8		1	П1-8а	8
КЛ30×30-11			П2-15	
КЛп30×30-11	Л1-15		П2-15а	
КЛ30×30-12			П2-15	
КЛп30×30-12			П2-15а	
КЛ30×30-15			П2-15	
КЛп30×30-15			П2-15а	
КЛ45×30-5			П3-5	
КЛп45×30-3			П3-5а	
КЛ45×30-5	Л2-8		П3-5	
КПл45×30-5			П3-5а	
КЛ45×30-8			П3-8	
КЛп45×30-8			П3-8а	
КЛ45×30-11			П4-15	
КЛп45×30-11			П4-15а	
КЛ45×30-12	Л2-15		П4-15	
КЛп45×30-12			П4-15а	
КЛ45×30-15			П4-15	

Продолжение табл. 4.26

	Лотки		Пакеты пере- крытия и днища	
	Марка	Количество, шт.	Марка	Количество, шт.
КЛп45×30-15			П4-15а	
КЛ60×30-3			П5-5	
КЛп60×30-3			П5-5а	
КЛ60×30-5	Л3-8		Л5-5	
КЛп60×30-5			П5-5а	
КЛ60×30-8			П9-8	
КЛп60×30-8			П5-8а	
КЛ60×30-11		1	П6-15	2
КЛп60×30-11			П6-15а	
КЛ60×30-12	Л3-15		П6-15	
КЛп60×30-12			П6-15а	
КЛ60×30-15			П6-15	
КЛп60×30-15			П6-15а	
КЛ60×45-3			П5-5	
КЛп60×45-3			П5-5а	
КЛ60×45-5	Л4-8		П5-5	
КЛп60×45-5			П5-5а	
КЛ60×45-8			П5-8	
КЛп60×45-8			П5-8а	
КЛ60×45-11			П6-15	
КЛп60×45-11			П6-15а	
КЛ60×45-12	Л4-15		П6-15	
КЛп60×45-12			П6-15а	
КЛ60×45-15			П6-15	
КЛп60×45-15			П6-15а	
КП60×60-3			П5-5	
КЛп60×60-3			П5-5а	
КЛ60×60-5	Л5-8		П5-5	
КЛп60×60-5			П5-5а	
КЛ60×60-8			П5-8	
КЛп60×60-8			П5-8а	

Продолжение табл. 4.26

Марка канала	Лотки		Пакеты пере- крытия и днища	
	Марка	Количество, шт.	Марка	Количество, шт.
КЛ60×60-11	Л5-15	1	П6-15	2
КЛп60×60-11			П6-15а	
КЛ60×60-12			П6-15	
КЛп60×60-12			П6-15а	
КЛ60×60-15			П6-15	
КЛп60×60-15			П6-15а	
КЛ90×45-3	Л6-5		П7-3	
КЛп90×45-3			П7-3а	
КЛ90×45-5			П7-5	
КЛп90×45-5			П7-5а	
КЛ90×45-8	Л6-8		П8-8	
КЛп90×45-8			П8-8а	
КЛ90×45-11	Л6-11		П8-11	
КЛп90×45-11			П8-11а	
КЛ90×45-12	Л6-12		П9-15	
КЛп90×45-12			П9-15а	
КЛ90×45-15	Л6-15		П9-15	
КЛп90×45-15			П9-15а	
КЛ90×60-3	Л7-5		П7-3	
КЛп90×60-3			П7-3а	
КЛ90×60-5			П7-5	
КЛп90×60-5			П7-5а	
КЛ90×60-8	Л7-8		П8-8	
КЛп90×60-8			П8-8а	
КЛ90×60-11	Л7-11		П8-11	
КЛп90×60-11			П8-11а	
КЛ90×60-12	Л7-12		П9-15	
КЛп90×60-12			П9-15а	
КЛ90×60-15	Л7-15		П9-15	
КЛп90×60-15			П9-15а	
КЛ90×90-3	Л8-5		П7-3	
КЛп90×90-3			П7-3а	

Продолжение табл. 4.26

Марка канала	Лотки		Пакеты пере- крытия и днища	
	Марка	Количество, шт.	Марка	Количество, шт.
КЛ90×90-5	Л8-5		П7-5	
КЛп90×90-5			П7-5а	
КЛ90×90-8	Л8-8		П8-8	
КЛп90×90-8			П8-8а	
КЛ90×90-11	Л8-11	1	П8-11	
КЛп90×90-11			П8-11а	
КЛ90×90-12	Л8-15		П9-15	
КЛп90×90-12			П9-15а	
КЛ90×90-15			П9-15	
КЛп90×90-15			П9-15а	
КЛ90×120-3	Л9-5		П7-3	
КЛп90×120-3			П7-3а	
КЛ90×120-5			П7-5	
КЛп90×120-5			П7-5а	
КЛ90×120-8	Л9-8		П8-8	
КЛп90×120-8			П8-8а	
КЛ90×120-11	Л9-11		П8-11	
КЛп90×120-11			П8-11а	
КЛ90×120-12	Л9-15		П9-15	
КЛп90×120-12			П9-15а	
КЛ90×120-15			П9-15	
КЛп90×120-15			П9-15а	
КЛ120×45-3	Л10-3		П10-3	
КЛп120×45-3			П10-3а	
КЛ120×45-5	Л10-5		П10-5	
КЛп120×45-5			П10-5а	
КЛ120×45-8	Л10-8		П11-8	
КЛп120×45-8			П11-8а	
КЛ120×45-11	Л10-11	1	П12-12	2
КЛп120×45-11			П12-12а	
КЛ120×45-12	Л10-15		П12-12	
КЛп120×45-12			П12-12а	

Продолжение табл. 4.26

Марка канала	Лотки		Пакеты пере- крытия и днища	
	Марка	Количество, шт.	Марка	Количество, шт.
КЛ120×45-15	Л8-5	1	П12-15	2
КЛп120×45-15			П12-15а	
КЛ120×60-3	Л11-3		П10-3	
КЛп120×60-3			П10-3а	
КЛ120×60-5	Л11-5		П10-5	
КЛп120×60-5			П10-5а	
КЛ120×60-8	Л11-8		П11-8	
КЛп120×60-8			П11-8а	
КЛ120×60-11	Л11-11		П12-12	
КЛп120×60-11			П12-12а	
КЛ120×60-12	Л11-15		П12-12	
КЛп120×60-12			П12-12а	
КЛ120×60-15	Л12-3		П12-15	
КЛп120×60-15			П12-15а	
КЛ120×90-3	Л12-5		П10-3	
КЛп120×90-3			П10-3а	
КЛ120×90-5	Л12-8		П10-5	
КЛп120×90-5			П10-5а	
КЛ120×90-8	Л12-11		П11-8	
КЛп120×90-8			П11-8а	
КЛ120×90-11	Л12-12		П12-12	
КЛп120×90-11			П12-12а	
КЛ120×90-12	Л12-15		П12-12	
КЛп120×90-12			П12-12а	
КЛ120×90-15	Л13-3		П12-15	
КЛп120×90-15			П12-15а	
КЛ120×120-3	Л13-5		П10-3	
КЛп120×120-3			П10-3а	
КЛ120×120-5	Л13-8		П10-5	
КЛп120×120-5			П10-5а	
КЛ120×120-8	Л13-11		П11-8	
КЛп120×120-8			П11-8а	

Продолжение табл. 4.26

Марка канала	Лотки		Пакеты пере- крытия и днища	
	Марка	Количество, шт.	Марка	Количество, шт.
КЛп120×120-8	Л13-8	1	П11-8а	2
КЛ120×120-11			П12-12	
КЛп120×120-11	Л13-15		П12-12а	
КЛ120×120-12			П12-12	
КЛп120×120-12	Л14-3		П12-12а	
КЛ120×120-15			П12-15	
КЛп120×120-15	Л14-5		П12-15а	
КЛ150×45-3			П14-3	
КЛп150×45-3	Л14-8		П14-3а	
КЛ150×45-5			П15-5	
КЛп150×45-5	Л14-11		П15-5а	
КЛ150×45-8			П15-8	
КЛп150×45-8	Л14-12		П15-8а	
КЛ150×45-11			П16-15	
КЛп150×45-11	Л14-15		П16-15а	
КЛ150×45-12			П16-15	
КЛп150×45-12	Л15-3		П16-15а	
КЛ150×45-15			П14-3	
КЛп150×45-15	Л15-5		П14-3а	
КЛ150×60-3			П15-5	
КЛп150×60-3	Л15-8		П15-5а	
КЛ150×60-5			П15-8	
КЛп150×60-5	Л15-11		П15-8а	
КЛ150×60-8			П16-15	
КЛп150×60-8	Л15-12		П16-15а	
КЛ150×60-11			П16-15	
КЛп150×60-11	Л15-15		П16-15а	
КЛ150×60-12			П16-15	
КЛп150×60-12			П16-15а	
КЛ150×60-15			П16-15	
КЛп150×60-15			П16-15а	

Продолжение табл. 4.26

Марка канала	Лотки		Пакеты пере- крытия и днища	
	Марка	Количество, шт.	Марка	Количество, шт.
КЛ150×90-3	Л16-3		П14-3	
КЛп150×90-3			П14-3а	
КЛ150×90-5	Л16-5		П15-5	
КЛп150×90-5			П15-5а	
КЛ150×90-8	Л16-8		П15-8	
КЛп150×90-8			П15-8а	
КЛ150×90-11	Л16-11	1	П16-15	2
КЛп150×90-11			П16-15а	
КЛ150×90-12	Л16-12		П16-15	
КЛп150×90-12			П16-15а	
КЛ150×90-15	Л16-15		П16-15	
КЛп150×90-15			П16-15а	
КЛ150×120-3	Л17-3		П14-3	
КЛп150×120-3			П14-3а	
КЛ150×120-5	Л17-5		П15-5	
КЛп150×120-5			П15-5а	
КЛ150×120-8	Л17-8		П15-8	
КЛп150×120-8			П15-8а	
КЛ150×120-11	Л17-11		П16-15	
КЛп150×120-11			П16-15а	
КЛ150×120-12	Л17-12		П16-15	
КЛп150×120-12			П16-15а	
КЛ150×120-15	Л17-15		П16-15	
КЛп150×120-15			П16-15а	
КЛ150×150-3	Л18-3		П14-3	
КЛп150×150-3			П14-3а	
КЛ150×150-5	Л18-5		П15-5	
КЛп150×150-5			П15-5а	
КЛ150×150-8	Л18-8		П15-8	
КЛп150×150-8			П15-8а	
КЛ150×150-11	Л18-11	1	П16-15	2

Продолжение табл. 4.26

Марка канала	Лотки		Пакеты пере- крытия и днища	
	Марка	Количество, шт.	Марка	Количество, шт.
КЛп150×150-11	Л18-12		П16-15а	
КЛ150×150-12			П16-15	
КЛп150×150-12	Л18-15		П16-15а	
КЛ150×150-15			П16-15	
КЛп150×150-15	Л19-3		П16-15а	
КЛ180×60-3			П17-3	
КЛп180×60-3	Л19-5		П17-3а	
КЛ180×60-5			П18-5	
КЛп180×60-5	Л19-8		П18-5а	
КЛ180×60-8			П18-8	
КЛп180×60-8	Л19-11		П18-8а	
КЛ180×60-11			П19-11	
КЛп180×60-11	Л19-12		П19-11а	
КЛ180×60-12			П19-15	
КЛп180×60-12	Л19-15		П19-15а	
КЛ180×60-15			П19-15	
КЛп180×60-15	Л20-3		П19-15а	
КЛ180×90-3			П17-3	
КЛп180×90-3	Л20-5		П17-3а	
КЛ180×90-5			П18-5	
КЛп180×90-5	Л20-11		П18-5а	
КЛ180×90-8			П18-8	
КЛп180×90-8	Л20-12		П18-8а	
КЛ180×90-11			П19-11	
КЛп180×90-11	Л20-15		П19-11а	
КЛ180×90-12			П19-15	
КЛп180×90-12	Л21-3		П19-15а	
КЛ180×90-15			П19-15	
КЛп190×90-15	Л21-5		П19-15а	
КЛ180×120-3			П17-3	
КЛп180×120-3	Л21-5	1	П17-3а	
КЛ180×120-5			П18-5	2

Продолжение табл. 4.26

Марка канала	Лотки		Пакеты пере- крытия и днища	
	Марка	Количество, шт.	Марка	Количество, шт.
КЛп180×120-5			П18-5а	
КП180×120-8	Л21-8		П18-8	
КЛп180×120-8			П18-8а	
КЛ180×120-11	Л21-11	1	П19-11	2
КЛп180×120-11			П19-11а	
КЛ180×120-12	Л21-12		П19-5	
КЛп180×120-12			П19-15а	
КП180×120-15	Л21-15		П19-15	
КЛп180×120-15			П19-15а	
КЛ180×150-3	Л22-3		П17-3	
КЛп180×150-3			П17-3а	
КЛ180×150-5	Л22-5		П18-5	
КЛп180×150-5			П18-5а	
КЛ180×150-8	Л22-8		П18-8	
КЛп180×150-8			П18-8а	
КЛ180×150-11	Л22-11	2	П19-11	2
КЛп180×150-11			П19-11а	
КЛ180×150-12	Л22-12		П19-15	
КЛп180×150-12			П19-15а	
КЛ180×150-15	Л22-15		П19-15	
КЛп180×150-15			П19-15а	
КЛ210×60-3	Л23-3		П20-3	
КЛп210×60-3			П20-3а	
КЛ210×60-5	Л23-5		П21-5	
КЛп210×60-5			П21-5а	
КЛ210×60-8	Л23-8	1	П21-8	
КЛп210×60-8			П21-8а	
КЛ210×60-11	Л23-11		П22-12	
КЛп210×60-11			П22-12а	
КЛ210×60-12	Л23-12		П22-12	
КЛп210×60-12			П22-12а	
КЛ210×60-15	Л23-15		П22-15	

Продолжение табл. 4.26

Марка канала	Лотки		Пакеты пере- крытия и днища	
	Марка	Количество, шт.	Марка	Количество, шт.
КЛп210×60-15	Л23-15		П22-15а	
КЛ210×90-3	Л24-3		П20-3	
КЛп210×90-3			П20-3а	
КЛ210×90-5	Л24-5		П21-5	
КЛп210×90-5			П21-5а	
КЛ210×90-8	Л24-8	1	П21-8	
КЛп210×90-8			П21-8а	
КЛ210×90-11	Л24-11		П22-12	
КЛп210×90-11			П22-12а	
КП210×90-12	Л24-12		П22-12	
КЛп210×90-12			П22-12а	
КЛ210×90-15	Л24-15		П22-15	2
КЛп210×90-15			П22-15а	
КЛ210×120-3	Л20-3		П20-3	
КЛп210×120-3			П20-3а	
КЛ210×120-5	Л25-5		П21-5	
КЛп210×120-5			П21-5а	
КЛ210×120-8	Л25-8		П21-8	
КЛп210×120-8			П21-8а	
КЛ210×120-11	Л25-11	2	П22-12	
КЛп210×120-11			П22-12а	
КЛ210×120-12	Л25-12		П22-12	
КЛп210×120-12			П22-12а	
КЛ210×120-15	Л25-15		П22-15	
КЛп210×120-15			П22-15а	
КЛ210×150-3	Л26-3		П20-3	
КЛп210×150-3			П20-3а	
КЛ210×150-5	Л26-5		П21-5	
КЛп210×150-5			П21-5а	
КЛ210×150-8	Л26-8		П21-8	
КЛп210×150-8			П21-8а	
КЛ210×150-11	Л26-11		П22-12	

Продолжение табл. 4.26

Марка канала	Лотки		Пакеты перекрытия и днища	
	Марка	Количество, шт.	Марка	Количество, шт.
КЛп210×150-11			П22-12а	
КЛ210×150-12	Л26-12		П22-12	
КЛп210×150-12			П22-12а	
КЛ210×150-15	Л26-15		П22-15	
КЛп210×150-15			П22-15а	
КЛ240×90-3	Л28-3		П23-3	
КЛп240×90-3			П23-3а	
КЛ240×90-5	Л28-5		П24-5	
КЛп240×90-5			П24-5а	
КЛ40×90-8	Л28-8		П24-8	
КЛп240×90-8			П24-8а	
КЛ240×90-11	Л28-11		П25-12	
КЛп240×90-11		2	П25-12а	2
КЛ240×90-12	Л28-12		П25-12	
КЛп240×90-12			П25-12а	
КЛ240×90-15	Л28-15		П25-15	
КЛп240×90-15			П25-15а	
КЛ240×120-3	Л29-3		П23-3	
КЛп240×120-3			П23-3а	
КЛ240×120-5	Л29-5		П24-5	
КЛп240×120-5			П24-5а	
КЛ240×120-8	Л29-8		П24-8	
КЛп240×120-8			П24-8а	
КЛ240×120-11	Л29-11		П25-12	
КЛп240×120-11			П25-12а	
КЛ240×120-12	Л29-12		П25-12	
КЛп240×120-12			П25-12а	
КЛ240×120-15	Л29-15		П25-12	
КЛп240×120-15			П25-12а	
КЛ240×150-3	Л30-3		П23-3	
КЛп240×150-3			П23-3а	
КЛ240×150-5	Л30-5		П24-5	

Продолжение табл. 4.26

Марка канала	Лотки		Пакеты перекрытия и днища	
	Марка	Количество, шт.	Марка	Количество, шт.
КЛп240×150-5			П24-5а	
КЛ240×150-8	Л30-8		П24-8	
КЛп240×150-8			П24-8а	
КЛ240×150-11	Л30-11		П25-12	
КЛп240×150-11		2	П25-12а	2
КЛ240×150-12	Л30-12		П25-12	
КЛп240×150-12			П25-12а	
КЛ240×150-15	Л30-15		П25-15	
КЛп240×150-15			П25-15а	
КЛ300×90-3	Л32-3		П26-3	
КЛп300×90-3			П26-3а	
КЛ300×90-5	Л32-5		П26-5	
КЛп300×90-5			П26-5а	
КЛ300×90-8	Л32-8		П27-8	
КЛп300×90-8			П27-8а	
КЛ300×90-11	Л32-11		П28-12	
КЛп300×90-11			П28-12а	
КЛ300×90-12	Л32-12		П28-12	
КЛп300×90-12			П28-12а	
КЛ300×90-15	Л32-15		П28-15	
КЛп300×90-15			П28-15а	
КЛ300×120-3	Л33-3		П26-3	
КЛп300×120-3			П26-3а	
КЛ300×120-5	Л33-5		П26-5	
КЛп300×120-5			П26-5а	
КЛ300×120-8	Л33-8		П27-8	
КЛп300×120-8			П27-8а	
КЛ300×120-11	Л33-11		П28-12	
КЛп300×120-11			П28-12а	
КЛ300×120-12	Л33-12		П28-12	
КЛп300×120-12		2	П28-12а	2
КЛ300×120-15	Л33-15		П28-15	

Марка канала	Лотки		Пакеты пере- крытия и днища	
	Марка	Количество, шт.	Марка	Количество, шт.
КЛп300×120-15			П28-15а	
КЛ300×150-3	Л34-3	2	П26-3	2
КЛп300×150-3			П26-3а	
КЛ300×150-5	Л34-5		П26-5	
КЛп300×150-5			П26-5а	
КЛ300×150-8	Л34-8		П27-8	
КЛп300×150-8			П27-8а	
КЛ300×150-11	Л34-11		П28-12	
КЛп300×150-11			П28-12а	
КЛ300×150-12	Л34-12		П28-12	
КЛп300×150-12			П28-12а	
КЛ300×150-15	Л34-15		П28-15	
КЛп300×150-15			П28-15а	

Таблица 4.27. Ключ для подбора сборных железобетонных элементов односекционных каналов КЛс (прямые участки 6 м)

Марка канала	Лотки	
	Марка	Количество, шт.
КЛс90×90-3	Л6-15	
КЛс90×90-5		
КЛс90×90-8	Л6-8	
КЛс90×90-11	Л6-11	2
КЛс90×90-12	Л6-12	
КЛс90×90-15	Л6-15	
КЛс90×120-3	Л7-5	
КЛс90×120-5		
КЛс90×120-8	Л7-8	
КЛс90×120-11	Л7-11	2
КЛс90×120-12	Л7-12	
КЛс90×120-15	Л7-15	
КЛс120×90-3	Л10-3	

Марка канала	Лотки	
	Марка	Количество, шт.
КЛс120×90-5	Л10-5	
КЛс120×90-8	Л10-8	
КЛс120×90-11	Л10-11	2
КЛс120×90-12	Л10-15	
КЛс120×90-15		
КЛс120×120-3	Л11-3	
КЛс120×120-5	Л11-5	
КЛс120×120-8	Л11-8	
КЛс120×120-11	Л11-11	
КЛс120×120-12	Л11-5	
КЛс120×120-15		
КЛс120×150-3	Л11-3	
	Л12-3	
	Л11-5	
КЛс120×150-5	Л12-5	
	Л11-8	
КЛс120×150-8	Л12-8	
	Л11-11	2
КЛс120×150-11	Л12-11	
	Л11-12	
КЛс120×150-12	Л12-12	
	Л11-15	
КЛс120×150-15	Л12-15	
КЛс150×90-3	Л14-3	
КЛс150×90-5	Л14-5	
КЛс150×90-8	Л14-8	2
КЛс150×90-11	Л14-11	
КЛс150×90-12	Л14-12	
КЛс150×90-15	Л14-15	
КЛс150×120-3	Л15-3	
КЛс150×120-5	Л15-5	
КЛс150×120-8	Л15-8	
КЛс150×120-11	Л15-11	2
КЛс150×120-12	Л15-12	
КЛс150×120-15	Л15-15	

Продолжение табл. 4.27

Марка канала	Лотки	
	Марка	Количество, шт.
КЛс180×120-3	Л19-3	
КЛс180×120-5	Л19-5	
КЛс180×120-8	Л19-8	
КЛс180×120-11	Л19-11	2
КЛс180×120-12	Л19-12	
КЛс180×120-15	Л19-15	
КЛс210×120-3	Л23-3	
КЛс210×120-5	Л23-5	
КЛс210-120-8	Л23-8	2
КЛс210×120-11	Л23-11	
КЛс210×120-12	Л23-12	
КЛс210×120-5	Л23-15	

Таблица 4.28. Ключ для подбора сборных железобетонных элементов односекционных тоннелей ТЛ (прямые участки 6 м)

Марка тоннеля	Лотки			
	Нижние	Количество, шт.	Верхние	Количество, шт.
ТЛ150×180-3	Л16-3а	Л16-3		
	Л15-3а	Л17-3		
	Л17-3а	Л15-3		
ТЛ150×180-5	Л16-5а	Л16-5		
	Л15-5а	Л17-5		
	Л17-5а	Л15-5		
ТЛ150×180-8	Л16-8а	Л16-8		
	Л15-8а	Л17-8		
	Л17-8а	Л15-8		
ТЛ150×180-11	Л16-11а	Л16-11		
	Л15-11а	Л17-11		
	Л17-11а	Л15-11		
ТЛ150×180-12	Л18-12а	Л16-12		
	Л15-12а	Л17-12		
	Л17-12а	Л15-12		

Продолжение табл. 4.28

Марка тоннеля	Лотки			
	Нижние	Количество, шт.	Верхние	Количество, шт.
ТЛ150×180-15	Л18-15а	1	Л16-15	1
	Л15-15а		Л17-15	
	Л17-15а		Л15-15	
ТЛ150×210-3	Л15-3а		Л18-3	
	Л18-3а		Л15-3	
ТЛ150×210-5	Л15-5а		Л18-5	
	Л18-5а		Л15-5	
ТЛ150×210-8	Л15-8а		Л18-8	
	Л18-8а		Л15-8	
ТЛ150×210-11	Л15-11а		Л18-11	
	Л18-11а		Л15-11	
ТЛ150×210-12	Л15-12а		Л18-12	
	Л18-12а		Л15-12а	
ТЛ150×210-15	Л15-15а		Л18-15	
	Л18-15а		Л15-15	
ТЛ180×180-3	Л20-3а		Л20-3	
	Л19-3а		Л21-3	
	Л21-3а		Л19-3	
ТЛ180×180-5	Л20-5а		Л20-5	
	Л19-5а		Л21-5	
	Л21-5а		Л19-5	
ТЛ180×180-8	Л19-8а		Л21-8	
	Л21-8а	1	Л19-8	1
	Л20-11а		Л20-11	
ТЛ180×180-11	Л19-11а		Л20-11	
	Л21-11а		Л21-11	
	Л20-12а		Л20-12	
ТЛ180×180-12	Л19-12а		Л21-12	
	Л21-12а		Л19-12	
	Л20-15а		Л20-15	
ТЛ180×180-15	Л19-15а		Л21-15	
	Л21-15а		Л19-15	

Продолжение табл. 4.28

Марка тоннеля	Лотки			
	Ниж- ние	Количество, шт.	Верх- ние	Количество, шт.
ТЛ180×210-3	Л119-3а	1	Л22-3	2
	Л22-3а	2	Л19-3	1
ТЛ180×210-5	Л119-5а	1	Л22-5	2
	Л22-5а	2	Л19-5	1
ТЛ180×210-8	Л119-8а	1	Л22-8	2
	Л22-8а	2	Л19-8	1
ТЛ180×210-11	Л119-11а	1	Л22-11	2
	Л22-11а	2	Л19-11	1
ТЛ180×210-12	Л119-12а	1	Л22-12	2
	Л22-12а	2	Л19-12	1
ТЛ180×210-15	Л119-15а	1	Л22-15	2
	Л22-15а	2	Л22-15а	1
	Л24-3а	1	Л24-3	1
ТЛ210×180-3	Л23-3а	1	Л25-3	2
	Л25-3а	2	Л23-3	1
	Л24-5а	1	Л24-5	1
ТЛ210×180-5	Л23-5а	1	Л25-5	2
	Л25-5а	2	Л23-5	1
	Л24-8а	1	Л24-8	1
ТЛ210×180-8	Л23-8а	1	Л25-8	2
	Л25-8а	2	Л23-8	1
	Л24-11а	1	Л24-11	1
ТЛ210×180-11	Л23-11а	1	Л25-11	2
	Л23-11а	2	Л23-11	1
	Л24-12а	1	Л24-12	1
ТЛ210×180-12	Л23-12а	1	Л25-12	2
	Л25-12а	2	Л23-12	1
	Л24-15а	1	Л24-15	1
ТЛ210×180-15	Л23-15а	1	Л25-15	2
	Л25-15а	2	Л23-15	1
ТЛ210×210-3	Л23-3а	1	Л26-3	2
	Л26-3а	2	Л23-3	1

Продолжение табл. 4.28

Марка тоннеля	Лотки			
	Ниж- ние	Количество, шт.	Верх- ние	Количество, шт.
ТЛ210×210-5	Л23-5а	1	Л26-5	2
	Л26-5а	2	Л23-5	1
ТЛ210×210-8	Л23-8а	1	Л26-8	2
	Л26-8а	2	Л23-8	1
ТЛ210×210-11	Л23-11а	1	Л26-11	2
	Л26-11а	2	Л23-11	1
ТЛ210×210-12	Л23-12а	1	Л26-12	2
	Л26-12а	2	Л23-12	1
ТЛ210×210-15	Л23-15а	1	Л26-15	2
	Л26-15а	2	Л23-15	1
ТЛ210×240-3	Л25-3а		Л25-3	
ТЛ210×240-5	Л25-5а		Л25-5	
ТЛ210×240-8	Л25-8а	2	Л25-8	2
ТЛ210×240-11	Л25-11а		Л25-11	
ТЛ210×240-12	Л25-12а		Л25-12	
ТЛ210×240-15	Л25-12а		Л25-15	
ТЛ240×180-3	Л28-3а		Л28-3	
	Л27-3а		Л29-3	
	Л29-3а		Л27-3	
ТЛ240×180-5	Л28-5а		Л28-5	
	Л27-5а		Л29-5	
	Л29-5а		Л27-5	
ТЛ240×180-8	Л28-8а		Л28-8	
	Л27-8а		Л29-8	
	Л29-8а		Л27-8	
ТЛ240×180-11	Л28-11а		Л28-11	
	Л27-11а		Л29-11	
	Л29-11а		Л27-11	
ТЛ240×180-12	Л28-12а		Л28-12	
	Л27-12а		Л29-12	
	Л29-12а		Л27-12	
ТЛ240×180-15	Л28-15а		Л28-15	
	Л27-15а	2	Л29-15	2

Продолжение табл. 4.28

Марка тоннеля	Лотки			
	Ниж- ние	Количество, шт	Верх- ние	Количество, шт.
	Л29-15а		Л27-15	
ТЛ240×210-3	Л30-3а		Л27-3	
	Л27-3а		Л30-3	
ТЛ240×210-5	Л30-5а		Л27-5	
	Л27-5а		Л30-5	
ТЛ240×210-8	Л30-8		Л27-8	
	Л27-8а		Л30-8	
ТЛ240×210-11	Л30-11а		Л27-11	
	Л27-11а		Л30-11	
ТЛ240×210-12	Л30-12а		Л27-12	
	Л27-12а		Л30-12	
ТЛ240×210-15	Л30-15а		Л27-15	
	Л27-15а		Л30-15	
ТЛ240×240-3	Л29-3а		Л29-3	
ТЛ240×240-5	Л29-5а		Л29-5	
ТЛ240×240-8	Л29-8а		Л29-8	
ТЛ240×240-11	Л29-11а		Л29-11	
ТЛ240×240-12	Л29-12а		Л29-12	
ТЛ240×240-15	Л29-15а		Л29-15	
ТЛ240×300-3	Л30-3а	2	Л30-3	2
ТЛ240×300-5	Л30-5а		Л30-5	
ТЛ240×300-8	Л30-8а		Л30-8	
ТЛ240×300-11	Л30-11а		Л30-11	
ТЛ240×300-12	Л30-12а		Л30-12	
ТЛ240×300-15	Л30-15а		Л30-15	
	Л32-3а		Л32-3	
ТЛ300×180-3	Л31-3а		Л33-3	
	Л33-3а		Л31-3	
	Л32-5а		Л32-5	
ТЛ300×180-5	Л31-5а		Л33-5	
	Л33-5а		Л31-5	
	Л32-8а		Л32-8	
ТЛ300×180-8	Л31-8а		Л33-8	

Продолжение табл. 4.28

Марка тоннеля	Лотки			
	Ниж- ние	Количество, шт.	Верх- ние	Количество, шт.
	Л33-8а		Л31-8	
	Л32-11а		Л32-11	
ТЛ300×180-11	Л31-11а		Л33-11	
	Л33-11а		Л31-11	
	Л32-12а		Л32-12	
ТЛ300×180-12	Л31-12а		Л33-12	
	Л33-12а		Л31-12	
	Л32-15а		Л32-15	
ТЛ300×180-15	Л31-15а		Л33-15	
	Л33-15а		Л31-15	
ТЛ300×21-3	Л31-3а		Л34-3	
	Л34-3а		Л31-3	
ТЛ300×210-5	Л31-5а		Л34-5	
	Л34-5а		Л31-5	
ТЛ300×210-8	Л31-8а		Л34-8	
	Л34-8а	2	Л31-8	2
ТЛ300×210-11	Л31-11а		Л34-11	
	Л34-11а		Л31-8	
ТЛ300×210-12	Л31-12а		Л34-12	
	Л34-12а		Л31-12	
ТЛ300×210-15	Л31-15а		Л34-15	
	Л34-15а		Л31-15	
ТЛ300×240-3	Л33-3а		Л33-3	
ТЛ300×240-5	Л33-5а		Л33-5	
ТЛ300×240-8	Л33-8а		Л33-8	
ТЛ300×240-11	Л33-11а		Л33-11	
ТЛ300×240-12	Л33-12а		Л33-12	
ТЛ300×240-15	Л33-15а		Л33-15	
ТЛ300×300-3	Л34-3а		Л34-3	
ТЛ300×300-5	Л34-5а		Л34-5	
ТЛ300×300-8	Л34-8а		Л34-8	
ТЛ300×300-11	Л34-11а		Л34-11	
ТЛ300×300-12	Л34-12		Л34-12	

Продолжение табл. 4.28

Марка тоннеля	Лотки			
	Ниж- ние	Количество, шт.	Верх- ние	Количество, шт.
ТЛ300×300-15	Л34-15а		Л34-15	
ТЛ360×180-3	Л36-3а		Л36-3	
ТЛ360×180-5	Л36-5а		Л36-5	
ТЛ360×180-8	Л36-8а		Л36-8	
ТЛ360×180-11	Л36-11а		Л36-11	
ТЛ360×180-12	Л36-12а		Л36-12	
ТЛ360×180-15	Л36-15а		Л36-15а	
ТЛ360×210-3	Л35-3а		Л38-3	
	Л38-3а		Л35-3	
	Л36-3а		Л37-3	
	Л37-3а		Л36-3	
ТЛ360×210-5	Л35-5а		Л38-5	
	Л38-5а		Л35-5	
	Л36-5а		Л37-5	
	Л37-5а		Л36-5	
ТЛ360×210-8	Л35-8а		Л38-8	
	Л38-8а		Л35-8	
	Л36-8а		Л37-8	
	Л37-8а	2	Л36-8	2
ТЛ360×210-11	Л35-11а		Л38-11	
	Л38-11а		Л35-11	
	Л36-11а		Л37-11	
	Л37-11а		Л36-11	
ТЛ360×210-12	Л35-12а		Л38-12	
	Л38-12а		Л35-12	
	Л36-12а		Л37-12	
	Л37-12а		Л36-12	
ТЛ360×210-15	Л35-15а		Л38-15	
	Л38-15а		Л35-15	
	Л36-15а		Л37-15	
	Л37-15а		Л36-15	
ТЛ360×240-3	Л37-3а		Л37-3	
ТЛ360×240-5	Л37-5а		Л37-5	

Продолжение табл. 4.28

Марка тоннеля	Лотки			
	Ниж- ние	Количество, шт.	Верх- ние	Количество, шт.
ТЛ360×240-8	Л37-8а		Л37-8	
ТЛ360×240-11	Л37-11а		Л37-11	
ТЛ360×240-12	Л37-12а		Л37-12	
ТЛ360×240-15	Л37-15а		Л37-15	
ТЛ360×300-3	Л38-3а		Л38-3	
ТЛ360×300-5	Л38-5а	23	Л38-5	2
ТЛ360×300-8	Л38-8а		Л38-8	
ТЛ360×300-11	Л38-11а		Л38-11	
ТЛ360×300-12	Л38-12а		Л38-12	
ТЛ360×300-15	Л38-15а		Л38-15	

Плиты перекрытия полуподземных каналов (рис. 4.10) запроектированы трехслойными утепленными (табл. 4.23...4.25); в качестве утеплителя применены вкладыши из пенобетона плотностью 500 кг/м³; плиты могут выполняться с фактурным слоем. Ключи для подбора сборных железобетонных элементов каналов и тоннелей (прямые участки длиной 6 м) приведены в табл. 4.26...4.28. Примеры конструктивных решений выходов и монтажных проемов см. рис. 4.11.

Опирающие подвижные опоры трубопроводов тепловых сетей предусмотрено на железобетонные подушки (для труб диаметром 25...1400 мм). Номенклатура опорных подушек приведена в табл. 4.23. Для производства монтажных и ремонтных работ в тоннелях можно устанавливать монорельсы грузоподъемностью 1 т. Вентиляция тоннелей решается в каждом конкретном случае. В отдельных районах в соответствии с условиями строительства может применяться сокращенная номенклатура изделий настоящей серии.

При разработке районных или ведомственных каталогов сборных железобетонных конструкций сокращенную оптимальную номенклатуру изделий для каналов и тоннелей следует определять с учетом «Рекомендаций по оптимальному проектированию железобетонных конструкций» (Москва: НИИЖБ, 1982) и разработанной НИИЖБ методики выбора оптимальной номенклатуры изделий серии 3.006.1-2/82, которая реализована в виде программы расчета на ЭВМ.

Исходные данные для определения оптимальной номенклатуры изделий включают количество требуемых для данного района марок изделий в процентах от общего количества марок по серии. Сокращенную номенклатуру подбирают по минимальным значениям стоимости и расходов стали и цемента.

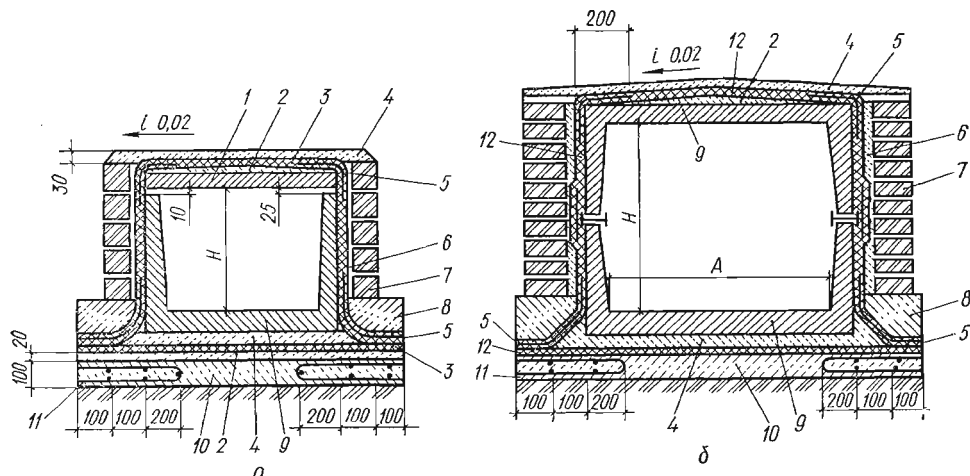


Рис. 4.12. Примеры гидроизоляции каналов и тоннелей:

а — оклеечная канала; *б* — асфальтовая каналов и тоннелей; 1 — плита перекрытия; 2 — выравнивающий слой из цементного раствора состава 1 : 3; 3 — оклеечная гидроизоляция; 4 — защитный слой из цементного раствора состава 1 : 3; 5 — стеклоткань, пропитанная битумом; 6 — цементная штукатурка; 7 — защитная кирпичная стенка при $H \leq 600 - 65$ мм; при $H \geq 600 - 120$ мм; 8 — пригрузка из бетона класса В15; 9 — лоток канала; 10 — подготовка из бетона В7,5 — 100 мм; 11 — сварная сетка из $\varnothing 6A1$ шаг 200×200 мм; 12 — асфальтовая гидроизоляция.

При проектировании каналов и тоннелей для районов с высоким уровнем грунтовых вод рекомендуется устройство попутного дренажа. При невозможности его применения предусматривают гидроизоляцию асфальтовой холодной, горячую; оклеечную битумную или композицию из петролатума, битума и высших жирных кислот (рис. 4.12). Последний тип гидроизоляции рекомендуется при напоре грунтовых вод до 20 м в целях повышения долговечности железобетонных конструкций каналов, снижения стоимости и трудоемкости работ.

Уровень грунтовых вод принимают в соответствии с табл. 4.29.

Значения эквивалентных нагрузок для различных условий прокладки каналов и тоннелей при наличии грунтовых вод приведены в табл. 4.13... 4.15.

При действии гидростатического напора конструкции каналов и тоннелей проверяют на устойчивость против всплытия. Противонапорную гидроизоляцию стен предусматривают выше максимального уровня грунтовых вод не менее чем на 0,5 м.

По трещиностойкости изолируемые железобетонные конструкции каналов и тоннелей отнесены к группе конструкций, рассчитываемых только на прочность (группа III в соответствии с п. 2.3 СН 301-65*) и к 3-й категории трещиностойкости по СНиП 2.03.01-84.

Рабочие чертежи узлов трасс каналов и тоннелей разработаны для случаев заглубления верха покрытия на 0,5...2,2 м. Минимальное заглубление камер принято 0,3 м. Для остальных случаев узлы трасс решают в конкретном проекте по аналогии с решениями серии. Угловые сопряжения узлов трасс каналов и тоннелей (повороты,

компенсаторные ниши, узлы кабельных каналов) запроектированы из сборных железобетонных лотковых элементов с проемом в стенке, размер которого соответствует сечению примыкающего в перпендикулярном направлении канала (табл. 4.30, 4.31). Торцы лотков с проемами закладывают кирпичом марки 100 на растворе марки 50 либо замоноличивают бетоном класса В7,5.

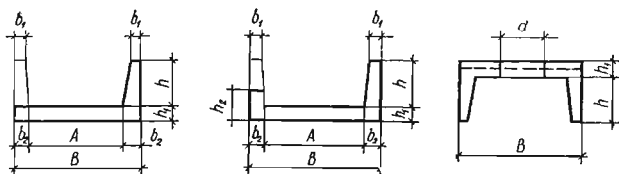
Таблица 4.29. Соотношения заглубления каналов и тоннелей и уровня грунтовых вод

Сооружение	Заглубление верха перекрытия, м	Наивысший уровень грунтовых вод
Каналы	До 4,5	На отметке планировки земли
	Более 4,5	На отметке перекрытия канала
Тоннели	До 4,5	На 1 м ниже планировки земли
	Более 4,5 м	На 1 м ниже перекрытия

Углы поворотов и компенсаторные ниши для водяных и паровых тепловых сетей, прокладываемых в каналах, разработаны на основании технического задания Теплоэлектропроекта, узлы кабельных каналов — на основании задания Тяжпромэлектропроекта.

В местах выходов из тоннелей предусмотрена установка верхних лотков с круглыми отверстиями диаметром 700 мм. Шахты колодцев приняты из сборных железобетонных колец по ГОСТ 8020—80, чугунные люки — по ГОСТ 3634—79. Перекрытия камер запроектированы из сборных железобетонных балок и плит. Стены и днища

Таблица 4.30. Номенклатура сборных железобетонных лотков диаметром 700 мм для узлов трасс



№ п/п	Марка	Геометрические размеры сечения, мм							Длина, мм	Класс (мар-ка) бетона	Расход		Масса, т
		A	h	B	b ₁	b ₂	h ₁	h ₂			бетона, м³	стали, кг	
1, 2	Лу1-8; Лу1-8н	300	300	420	40	60	60		5970		0,33	14,8	18,5
3, 4	Лу2-8; Лу2-8н	450	300	570	40	60	60				0,37	18,0	0,92
5, 6	Лу3-8; Лу3-8н	620	300	780	50	80	80				0,58	24,7	1,45
7, 8	Лу4-8; Лу4-8н	620	450	780	50	80	80				0,69	36,1	1,73
9, 10	Лу4-8-1; Лу4-8н-1	620	450	780	50	80	80		2970	B25 (M300)	0,31	39,9	0,78
11, 12	Лу5-8; Лу5-8н	600	600	780	50	90	80		5970		0,84	41,7	2,10
13, 14	Лу6-8; Лу6-8н	1000	450	1160	50	80	80				0,87	78,0	2,18
15, 16	Лу7-8; Лу7-8н	980	600	1160	50	90	80				1,00	84,2	2,50
17, 18	Лу8-8; Лу8-8н	940	900	1160	50	110	100				1,46	96,1	3,65
19, 20	Лу9-8; Лу9-8н	900	1200	1160	50	130	110		250		1,89	156,6	4,73
21, 22	Лу10-8; Лу10-8н	1300	450	1480	60	90	100				1,26	128,5	3,14
23, 24	Лу11-8; Лу11-8н	1280	600	1480	60	100	100				1,36	176,4	3,40
25, 26	Лу12-8; Лу12-8н	1240	900	1480	60	120	110				1,78	154,7	4,45
27, 28	Лу13-8; Лу13-8н	1200	1200	1480	60	140	120				2,32	224,8	5,80
29, 30	Лу14-8; Лу14-8н	1600	450	1840	70	120	120		5970		1,77	172,8	4,35
31, 32	Лу15-8; Лу15-8н	1600	600	1840	70	120	120				1,86	220,2	4,73
33, 34	Лу16-8; Лу16-8н	1580	900	1840	70	130	120				2,34	308,0	5,95
35, 36	Лу17-8; Лу17-8н	1540	1200	1840	70	150	130				2,74	297,0	7,46
37, 38	Лу18-8; Лу18-8н	1500	1500	1840	70	170	140				3,36	364,2	8,10
39, 40	Лу19-8; Лу19-8н	1920	600	2160	80	120	140				2,38	312,3	6,25
41, 42	Лу20-11; Лу20-11н	1880	900	2160	80	140	140	340		B30 (M400)	2,77	322,7	6,90
43, 44	Лу21-8; Лу21-8н	1840	1200	2160	80	160	140			B25 (M300)	3,21	355,3	8,10
45, 46	Лу22-8; Лу22-8н	1800	1500	2160	80	180	140		2970		1,62	191,1	4,10
47, 48	Лу23-8; Лу23-8н	2180	600	2460	80	140	140		340 5970	B25 (M300)	2,79	385,4	7,00
49, 50	Лу24-8; Лу24-8н	2180	900	2460	80	140	140				3,05	430,8	7,70
51, 52	Лу25-8; Лу25-8н	2140	1200	2460	80	160	140		2970		1,61	231,2	4,03
53, 54	Лу26-8; Лу26-8н	2100	1500	2460	80	160	140				1,79	243,4	4,50
55, 56	Лу27-8; Лу27-8н	2480	600	2780	90	150	160		2230	B30 (M400)	1,73	369,0	4,32
57, 58	Лу28-8; Лу28-8н	2480	900	2780	90	150	160				1,87	437,1	4,68
59, 60	Лу29-8; Лу29-8н	2440	1200	2780	90	170	160	460	2970	B25 (M300)	2,13	415,8	5,33
61, 62	Лу29-8-1; Лу29-8н-1	2440	1200	2780	90	170	160				1,95	270,0	4,88
63, 64	Лу30-15; Лу30-15н	2400	1500	2780	90	190	160		2230		2,38	506,8	5,95
65, 66	Лу31-15; Лу31-15н	3080	600	3380	90	150	180		480		2,19	636,8	5,48
67, 68	Лу32-15; Лу32-15н	3080	900	3380	90	150	180				2,35	684,8	5,88
69, 70	Лу33-15; Лу33-15н	3040	1200	3380	90	170	180				2,59	679,4	6,48

№ п/п	Марка	Геометрические размеры сечения, мм							Длина, мм	Класс (мар-ка) бетона	Расход		Масса, т
		A	h	B	b ₁	b ₂	h ₁	h ₂			бетона, м³	стали, кг	
71, 72	Лу33-8-1; Лу33-8н-1	3040	1200	3380	90	170	180		2970	B30 (M400)	2,37	367,5	5,90
73, 74	Лу34-15; Лу34-15н	3000	1500	3380	90	190	180				2,86	736,6	7,15
75, 76	Лу35-15; Лу35-15н	3600	600	4000	100	200	200				2,81	987,1	7,05
77, 78	Лу36-15; Лу36-15н	3680	900	4000	100	160	200	500			2,96	1054,1	7,40
79, 80	Лу37-15; Лу37-15н	3640	1200	4000	100	180	200				3,20	975,6	8,00
81, 82	Лу38-15; Лу38-15н	3600	1500	4000	100	200	200				3,45	1051,5	8,60
83	Ло14-8		450	1840			180				1,96	206,2	4,90
84	Ло15-8		600	1840			180				2,08	251,2	5,20
85	Ло16-8		900	1840			180				2,62	339,0	6,50
86	Ло17-8		1200	1840			180		5970	B25 (M300)	3,10	328,0	7,75
87	Ло18-8		1500	1840			180				3,82	391,4	9,55
88	Ло19-8		600	2160			200				2,63	346,9	6,57
89	Ло20-11		900	2160			200			B30 (M400)	3,11	356,8	7,77
90	Ло21-8		1200	2160			200				3,65	289,2	9,12
91	Ло22-8		1500	2160			200		2970	B25 (M300)	2,18	226,1	5,45
92	Ло23-8		600	2460			200		5970		2,98	423,9	7,45
93	Ло24-8		900	2460			200				3,38	468,3	8,45
94	Ло25-8		1200	2460			200				2,03	269,7	5,07
95	Ло26-8		1500	2460			200				2,33	286,0	5,84
96	Ло27-8		600	2780			220				1,94	284,3	3,85
97	Ло28-8		900	2780			220		2970		2,15	308,5	5,37
98	Ло29-8		1200	2780			220				2,45	298,1	6,12
99	Ло30-8		1500	2780			220				2,75	370,4	6,87
100	Ло31-8		600	3380			250				2,51	382,5	6,25
101	Ло32-8		900	3380			250				2,72	463,1	6,80
102	Ло33-8		1200	3380			250				3,02	424,1	7,55
103	Ло34-8		1500	3380			250			B30 (M400)	3,35	493,7	8,37
104	Ло35-8		600	4000			300				3,36	552,4	8,40
105	Ло36-8		900	4000			300				3,57	562,8	8,93
106	Ло37-8		1200	4000			300				3,90	581,8	9,75
107	Ло38-8		1500	4000			300				4,23	589,9	10,57

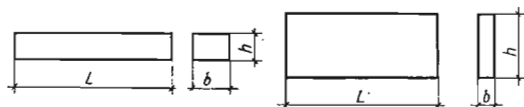
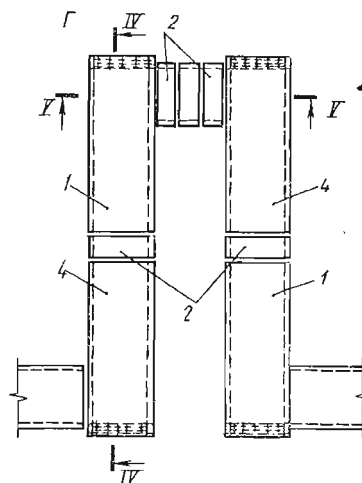
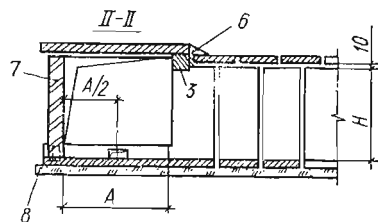
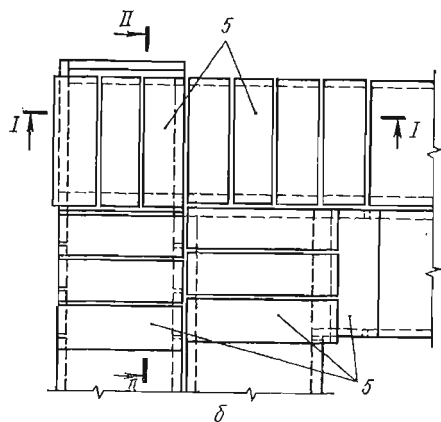
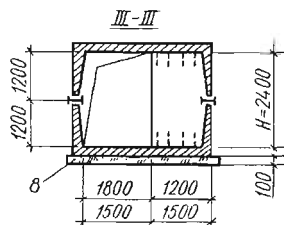
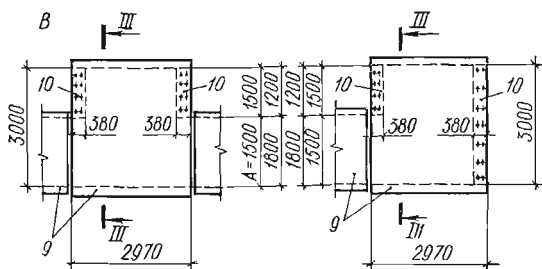
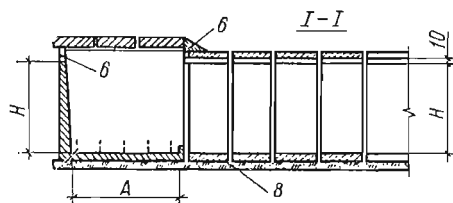
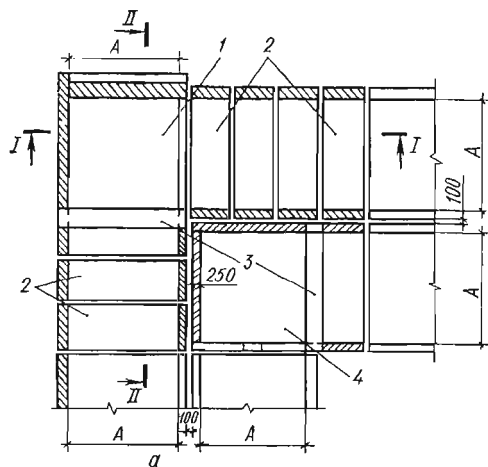


Таблица 4.31. Номенклатура сборных железобетонных балок и плит из бетона класса В25 (М300) для узлов трасс

№ п/п	Марка элемента	Размеры сечения, мм		Длина L, мм	Расход		Масса, т	№ п/п	Марка элемента	Размеры сечения, мм		Длина L, мм	Расход		Масса, т
		b	h		бетона, м³	стали, кг				b	h		бетона, м³	стали, кг	
1	B1	300	150	1160	0,05	6,5	0,13	7	B7	600	300	3380	0,71	127,0	1,77
2	B2	300	200	1480	0,09	11,2	0,22	8	B8	600	450	4250	1,5	156,2	2,88
3	B3	300	250	1840	0,14	17,3	0,25	9	ПО1	2000	180	2300	0,70	49,5	1,75
4	B4	300	300	2160	0,19	14,2	0,49	10	ПО2	1500	120	1450	0,22	27,0	0,55
5	B5	300	300	2650	0,24	34,9	0,60	11	ПО3	1500	160	1750	0,36	39,8	0,90
6	B6	600	300	2780	0,50	73,3	1,20	12	ПО4	1500	200	2300	0,61	56,2	1,53



камер; разрабатывают в конкретном проекте. Примеры решения узлов трасс приведены на рис. 4.13.

Серия 3.006.1-3/83. Сборные железобетонные конструкции тоннелей. Серия содержит рабочие чертежи конструкций тоннелей, предназначенных для прокладки в них различных коммуникаций и установки транспортеров. Используют тоннели также в качестве пешеходных. Непосредственная транспортировка жидкостей по тоннелям не предусматривается. В серии разработаны тоннели с угловыми стеновыми элементами (марка ТС) и с объемными (марка ТО) для применения

в обычных условиях при наличии грунтовых вод ниже верха перекрытия на 1 м, а также для просадочных грунтов и для районов с сейсмичностью до 9 баллов включительно. Условия применения тоннелей, расчетные схемы и нагрузки на них приведены в табл. 4.32 и 4.33. Установлен II класс ответственности тоннелей, коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$.

Характеристики грунтов такие же, как в серии 3.006.1-2/82.

Конструкции тоннелей проверены расчетом на воздействие грунтовых вод при заглублении верха тоннеля h , обеспечивающего устойчивость тоннеля

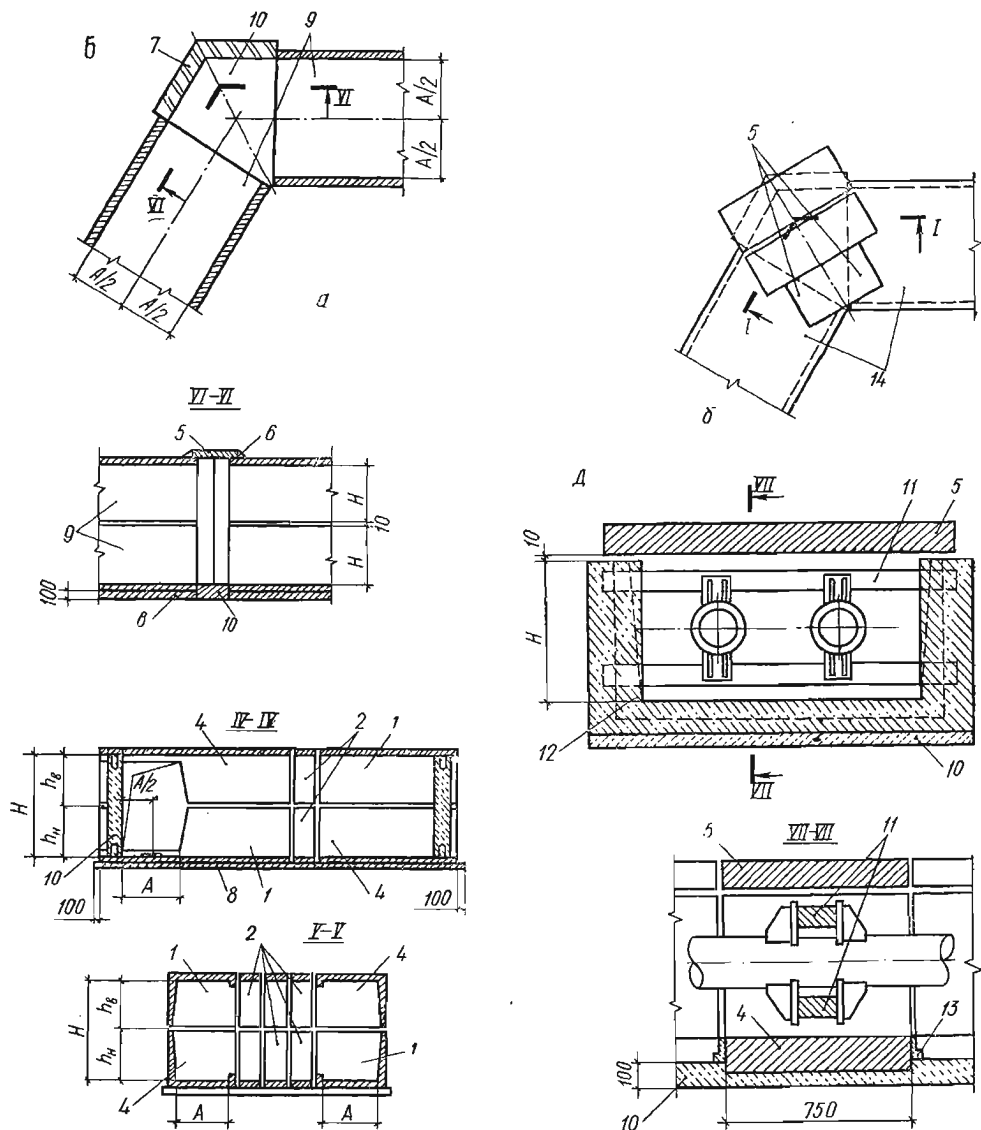


Рис. 4.13. Примеры решения узлов:

А — угол поворота канала марки 2КЛ; Б — поворот тоннеля под углом более 90° ; В — уширение тоннеля; Г — компенсаторная вилка канала КЛс; Д — участок канала в месте устройства неподвижной балочной опоры; а, б — схемы расположения соответственно лотков и плит перекрытия; 1, 2, 4, 9 — лотки марок соответственно Лу с индексом в. Лд, Лу и Л; 3 — балки Б; 5, 14 — плиты соответственно Пд и П; 6, 10, 12 — бетон марки соответственно В3,5; В7,5; В10; 7 — кирпичная кладка; 8 — песчаная подготовка; 11 — железобетонные балки; 13 — цементный раствор марки 50.

лей против всплывания: при высоте тоннелей 2100, 2400 мм — $h \geq 0,5$ м; 3000, 3600 мм — $h \geq 1,0$ м.

Тоннели рассчитаны как рамы на упругом основании.

Маркировка тоннелей принята аналогично маркировке по серии З.006.1-2/82.

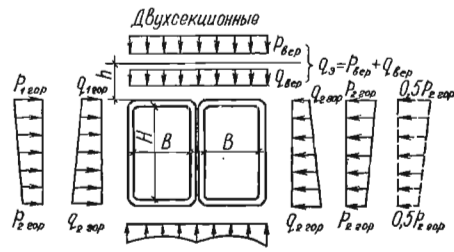
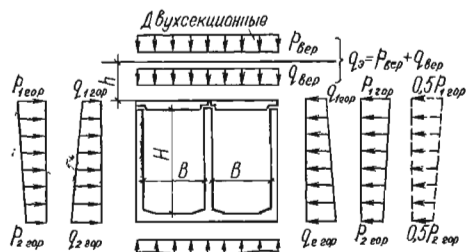
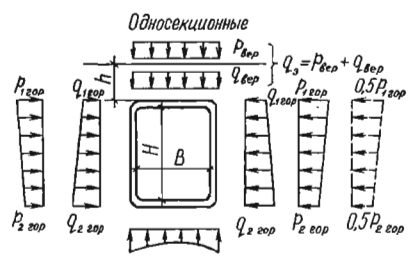
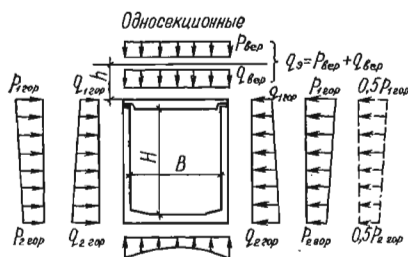
Примеры маркировки: ТС 15×21-5 — односекционный тоннель с применением стеновых элементов шириной 1,5 м, высотой 2,1 м; расчетная нагрузка на уровне перекрытия 5 тс/м²; 2ТО

15 × 21-5 — двухсекционный тоннель с применением объемных элементов шириной 1,5 м, высотой 2,1 м; расчетная нагрузка на уровне перекрытия 5 тс/м².

Габаритные схемы тоннелей и номенклатура изделий приведены в табл. 4.34...4.45; подбор элементов — в табл. 4.46 и 4.47.

Односекционные тоннели с применением угловых стеновых элементов монтируют из двух стеновых элементов углового типа, плиты

Т а б л и ц а 4.32. Расчетные нагрузки на тоннели (обозначения величин и единиц по серии)



С применением уголкового стенового элемента

Из объемных элементов

Тип тоннелей	Высота тоннеля H , м	$q_3 = 3 \text{ тс/м}^2$				$q_3 = 5 \text{ тс/м}^2$							
		$h = 0,3 \text{ м}$				$h = 0,3 \text{ м}$							
		Внутрицевовые нагрузки											
		$q_{\text{вер}}$	$p_{\text{вер}}$	$q_{1\text{гор}}$	$q_{2\text{гор}}$	$p_{1\text{гор}}$	$p_{2\text{гор}}$	$q_{\text{вер}}$	$p_{\text{вер}}$	$q_{1\text{гор}}$	$q_{2\text{гор}}$	$p_{1\text{гор}}$	$p_{2\text{гор}}$
С уголковыми стеновыми элементами и объемными	2,1	1,8				1,8							
	2,4	0,7	2,3	0,2	2	0,8	0,8	0,7	4,3	0,2	2	1,4	1,4
	3	2,5				2,5							
С уголковыми стеновыми элементами	3,6	2,9				2,9							

Тип тоннелей	Высота тоннеля H , м	$q_3 = 12,0 \text{ тс/м}^2$					
		$h = 1 \text{ м}$					
		$q_{\text{вер}}$	$p_{\text{вер}}$	$q_{1\text{гор}}$	$q_{2\text{гор}}$	$p_{1\text{гор}}$	$p_{2\text{гор}}$
		С уголковыми стеновыми элементами и объемными	2,1	2,4			
	2,4	2,4	9,6	0,8	2,6	3,2	1,9
	3	3,1				1,7	
С уголковыми стеновыми элементами	3,6	3,5				1,6	

Примечания: 1. Приведены сочетания максимальных расчетных нагрузок на тоннели. 2. Собственных давлений даны при заглублениях, указанных в скобках. 4. q_3 — эквивалентные вертикальные расчетные нагрузки от постоянной нагрузки в уровне, соответственно верха перекрытия и дна при q_3 $p_{1\text{гор}}$, $p_{2\text{гор}}$ — горизонтальное давление от временной нагрузки в уровне соответственно верха и перекрытия верха дорожного покрытия, м.

Т а б л и ц а 4.33. Нагрузки от внутрицехового транспорта

Показатель	Электрокары грузоподъемностью, т		Аккумулятор грузоподъемностью 1,5 т	Автопогрузчик грузоподъемностью, т		Автомашина на грузоподъемностью 10 т
	2	5		3	5	
Расчетное давление от колеса, тс	1,05	2,15	2,10	4,40	6,15	4,90
Площадка передачи давления $a \times b$, см	8×7	8×7	8×7	30×20	30×20	30×20

перекрытия и плиты днища. Стеновые элементы и плиты днища жестко соединены омоноличиванием стыков бетоном. Плиты перекрытия имеют на опорах подсеки или выступы для укладки в распор (рис. 4.14).

Двухсекционные тоннели (тип А) монтируют из тех же элементов, что и односекционные, с устройством промежуточной опоры, состоящей из прогонов, колонн и фундаментов блока, или устанавливают рядом два односекционных тоннеля (тип Б).

Прогоны, колонны и фундаменты рассчитаны на равномерно распределенные нагрузки плит пе-

рекрытий. Прогоны запроектированы на нагрузки 18, 28 и 44 тс/м; колонны — на максимальное вертикальное усилие 133 тс. Шаг колонн 3 м. Фундаментные блоки имеют марки: Ф1 — при нагрузках 3...8 тс/м²; Ф2 — при нагрузках 11...15 тс/м². Для узлов трасс наряду с изделиями линейной части тоннеля применяют угловые блоки. Доборные элементы стеновых блоков и перекрытий, колонны, фундаментные блоки и балки.

Тоннели из объемных элементов монтируют из изделий длиной 1,5; 2,4 и 3 м. Соприжение в четверть по днищу и стенам, в шпонку — по перекрытию.

$q_9 = 8 \text{ тс/м}^2$												$q_9 = 11 \text{ тс/м}^2$					
$h = 0,5 \text{ м}$						$h = 2,2 \text{ м}$						$h = 2,21...4 \text{ м (4 м)}$					
Автодорожные нагрузки НК-80 и Н-30																	
$q_{\text{вер}}$	$p_{\text{вер}}$	$q_{1\text{гор}}$	$q_{2\text{гор}}$	$p_{1\text{гор}}$	$p_{2\text{гор}}$	$q_{\text{вер}}$	$p_{\text{вер}}$	$q_{1\text{гор}}$	$q_{2\text{гор}}$	$p_{1\text{гор}}$	$p_{2\text{гор}}$	$q_{\text{вер}}$	$p_{\text{вер}}$	$q_{1\text{гор}}$	$q_{2\text{гор}}$	$p_{1\text{гор}}$	$p_{2\text{гор}}$
1,5	11 тс — давление от колес на площадке $1,03 \times 1,63$		2,1		0,85				3,3		0,70				4,6		0,55
		0,5	2,3	2,2	0,80	5,1	2,9	1,71	3,5	0,95	0,65	9	2,2	3	4,8	0,7	0,50
			2,8		0,75				4		0,60				5,3		0,50
			3,2		0,70				4,4		0,55				5,7		0,45
$q_9 = 15 \text{ тс/м}^2$																	
$h = 2 \text{ м}$						$h = 2,01...4 \text{ м (4 м)}$						$h = 4,01...6 \text{ м (6 м)}$					
Железнодорожные нагрузки при $K = 14$												Автодорожные нагрузки НК-80 и Н-30					
$q_{\text{вер}}$	$p_{\text{вер}}$	$q_{1\text{гор}}$	$q_{2\text{гор}}$	$p_{1\text{гор}}$	$p_{2\text{гор}}$	$q_{\text{вер}}$	$p_{\text{вер}}$	$q_{1\text{гор}}$	$q_{2\text{гор}}$	$p_{1\text{гор}}$	$p_{2\text{гор}}$	$q_{\text{вер}}$	$p_{\text{вер}}$	$q_{1\text{гор}}$	$q_{2\text{гор}}$	$p_{1\text{гор}}$	$p_{2\text{гор}}$
			3,1		1,7				4,5		1,3				6,1		0,45
4,4	7,6	1,5	3,3	2,5	1,6	8,7	5,4	2,9	4,7	1,8	1,3	13,3	1,7	4,4	6,3	0,56	0,45
			3,8		1,5				5,2		1,2				6,8		0,40
			4,2		1,4				5,6		1,1				7,2		0,40

венный вес конструкций и давление воды в нагрузках не учтены. 3. Для $q_9 = 11$ и 15 тс/м^2 , значения нагрузки: $q_{\text{вер}}$ — вертикальное давление от постоянной нагрузки в уровне верха перекрытия; $q_{1\text{гор}}$ $q_{2\text{гор}}$ — горизонтальной толщине его 16 см; $p_{\text{вер}}$ — вертикальное давление от временной нагрузки в уровне верха перекрытия; $p_{1\text{гор}}$ $p_{2\text{гор}}$ — в уровне днища при условной толщине днища 16 см; h — высота засыпки грунтом от верха тоннеля до

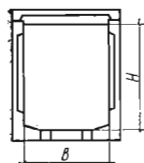


Таблица 4.34. Габаритные схемы односекционных тоннелей с применением уголковых стеновых элементов по серии 3.006.1-3/83

№ п/п	Марки тоннелей	Габариты тоннелей, мм	
		B	H
1...6	TC15×21-3...TC15×21-15	1500	2100
7...12	TC18×21-3...TC18×21-15	1800	
13...18	TC21×21-3...TC21×21-15	2100	
19...24	TC24×21-3...TC24×21-15	2400	
25...30	TC30×21-3...TC30×21-15	3000	
31...36	TC36×21-3...TC36×21-15	3600	
37...42	TC42×21-3...TC42×21-15	4200	
43...48	TC21×24-3...TC21×24-15	2100	2400
49...54	TC24×24-3...TC24×24-15	2400	
55...60	TC30×24-3...TC30×24-15	3000	
61...66	TC36×24-3...TC36×24-15	3600	
67...72	TC42×24-3...TC42×24-15	4200	
73...78	TC24×30-3...TC24×30-15	2400	3000
79...84	TC30×30-3...TC30×30-15	3000	
85...90	TC36×30-3...TC36×30-15	3600	
91...96	TC42×30-3...TC42×30-15	4200	
97...102	TC36×36-3...TC36×36-15	3600	3600
103...108	TC42×36-3...TC42×36-15	4200	
109...114	TC48×36-3...TC48×36-15	4800	

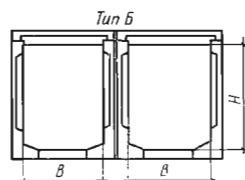
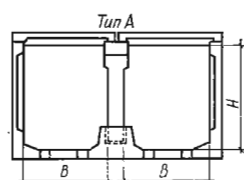


Таблица 4.35. Габаритные схемы двухсекционных тоннелей с применением уголковых стеновых элементов по серии 3.006.1-3/83

№ п/п	Тип тоннеля	Марка тоннелей	Габариты тоннелей, мм	
			B	H
1...6	А	2TC24×24-3...2TC24×24-15	2400	2400
7...11		2TC30×24-3...2TC30×24-12	3000	
12...14		2TC36×24-3...2TC36×24-8	3600	
15...17		2TC42×24-3...2TC42×24-8	4200	
18...23		2TC24×30-3...2TC24×30-15	2400	3000
24...28		2TC30×30-3...2TC30×30-12	3000	
29...31		2TC36×30-3...2TC36×30-8	3600	
32...34		2TC42×30-3...2TC42×30-8	4200	
35...37		2TC36×36-3...2TC36×36-8	3600	3600
38...40		2TC42×36-3...2TC42×36-8	4200	
41...43		2TC48×36-3...2TC48×36-8	4800	
44	Б	2TC30×24-15	3000	2400
45...47		2TC36×24-11...2TC36×24-15	3600	
48...50		2TC42×24-11...2TC42×24-15	4200	
51		2TC30×30-15	3000	3000
52...54		2TC36×30-11...2TC36×30-15	3600	
55...57		2TC42×30-11...2TC42×30-15	4200	

№ п/п	Тип тоннеля	Марка тоннелей	Габариты тоннелей, мм	
			В	Н
58...60		2ТС36×36-11...2ТС36×36-15	3600	
61...63		2ТС42×36-11...2ТС42×36-15	4200	3600
64...66		2ТС48×36-11...2ТС48×36-15	4800	

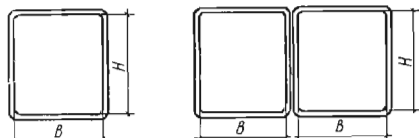


Таблица 4.36. Габаритные схемы тоннелей из объемных элементов по серии 3.006.1-3/83

Односекционные тоннели				Двухсекционные тоннели			
№ п/п	Марки тоннелей	Габариты тоннелей, мм		№ п/п	Марки тоннелей	Габариты тоннелей, мм	
		В	Н			В	Н
1...6	ТО15×21-3...ТО15×21-15	1500		61...66	2ТО15×21-3...2ТО15×21-15	1500	
7...12	ТО18×21-3...ТО18×21-15	1800		67...72	2ТО18×21-3...2ТО18×21-15	1800	
13...18	ТО21×21-3...ТО21×21-15	2100	2100	73...78	2ТО21×21-3...2ТО21×21-15	2100	2100
19...24	ТО24×21-3...ТО24×21-15	2400		79...84	2ТО24×21-3...2ТО24×21-15	2400	
25...30	ТО30×21-3...ТО30×21-15	3000		85...90	2ТО30×21-3...2ТО30×21-15	3000	
31...36	ТО21×24-3...ТО21×24-15	2100		91...96	2ТО21×24-3...2ТО21×24-15	2100	
37...42	ТО24×24-3...ТО24×24-15	2400	2400	97...102	2ТО24×24-3...2ТО24×24-15	2400	2400
43...48	ТО30×24-3...ТО30×24-15	3000		103...108	2ТО30×24-3...2ТО30×24-15	3000	
49...54	ТО24×30-3...ТО24×30-15	2400	3000	109...114	2ТО24×30-3...2ТО24×30-15	2400	3000
55...60	ТО30×30-3...ТО30×30-15	3000		115...120	2ТО30×30-3...2ТО30×30-15	3000	3000

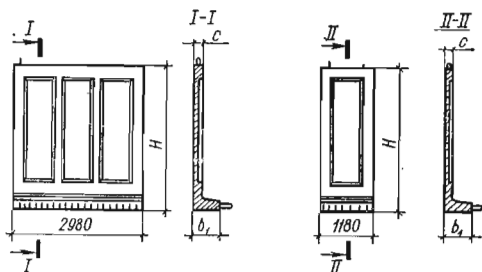
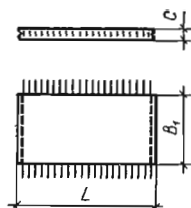


Таблица 4.37. Номенклатура стеновых угловых элементов тоннелей класса В25 (М300) по серии 3.006.1-3/83

№ п/п	Марки элементов	Размеры, мм			Расход		Масса, т
		Н	b ₁	c	бетона, м³	стали, кг	
1...3	СБ21-3...СБ21-8	2280		180	1,2	80,1...140,7	3,00
4...6	СБ21-11...СБ21-15	2320		200	1,37	184,4...270,1	3,43
7...9	СБ24-3...СБ24-8	2580	600	180	1,30	103,3...150,9	3,25
10...12	СБ24-11...СБ24-15	2620		200	1,49	200,0...291,7	3,72
13...15	СБ30-3...СБ30-8	3200		180	1,54	141,7...231,4	3,85
16...18	СБ30-11...СБ30-15	3240		200	1,75	287,8...433,1	4,38
19...21	СБ36-3...СБ36-8	3800	620	200	1,96	166,3...387,4	4,90
22...25	СБ36-11...СБ36-15	3840	640	240	2,29	408,8...512,3	5,73
51	СБ27д-8	2880	600	180	0,58	93,4	1,45
52	СБ27д-15	2920	600	200	0,66	163,5	1,65
53	СБ33д-8	3500	620	200	0,75	149,0	1,88
54	СБ33д-15	3540	640	240	0,88	215,2	2,2

Примечание. Приведены доборные элементы только дополнительных марок. Доборные элементы (п. п. 26...50) соответствуют основным маркам и отличаются только шириной.

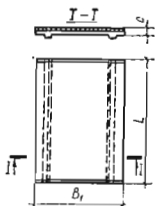
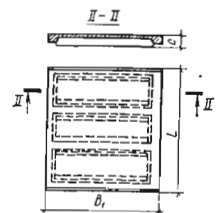
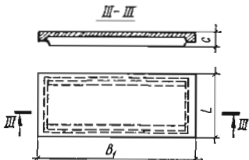


Т а б л и ц а 4.38. Номенклатура плит днища тоннелей с применением угловых стеновых элементов по серии 3.006.1-3/83

№ п/п	Марки плит	Размеры, мм		Класс (марка бетона)	Расход		Масса, т
		B _t	с		бетона, м³	стали, кг	
1	ПД21-8	660	140		0,27	35,8	0,68
2, 3	ПД21-11; ПД21-15	600	160		0,28	46,6; 62,8	0,70
4	ПД24-8	960	160	B25	0,45	60,8	1,13
5, 6	ПД24-11; ПД24-15	900	160	(М300)	0,42	78,9; 102,7	1,05
7...9	ПД30-3...ПД30-8	1560	160		0,73	75,0...101,5	1,83
10, 11	ПД30-11; ПД30-15	1500	180		0,79	102,3; 130,2	1,98
12...14	ПД36-3...ПД36-8	2160	160		0,50	54,1...79,8	1,25
15, 16	ПД36-11; ПД36-15	2100	200		0,61	83,3; 100,3	1,53
17...19	ПД42-3...ПД42-8	2760	160	B25	0,64	64,5...96,6	1,60
20...22	ПД42-11...ПД42-15	2700	200	(М300)	0,78	106,7...142,0	1,96
23...25	ПД48-3...ПД48-8	3360	180		0,88	76,9...123,7	2,20
26...28	ПД48-11...ПД48-15	3300	200		0,96	136,5...167,5	2,40

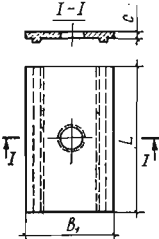
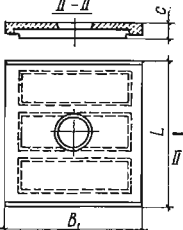
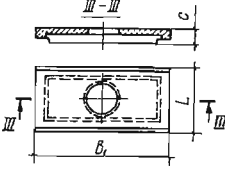
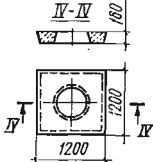
Примечание. L = 2980 мм.

Т а б л и ц а 4.39. Номенклатура плит перекрытий тоннелей из бетона В25 (М300) с применением угловых стеновых элементов по серии 3.006.1-3/83

№ п/п	Эскизы	Марки плит	Размеры, мм			Расход		Масса, т
			B.	L	c	бето- на, м³	стали, кг	
1...3 4...6 7...9 10...12 13...15 16...18		ПТ15-3...ПТ15-8 ПТ15-11...ПТ15-15 ПТ18-3...ПТ18-8 ПТ18-11...ПТ18-15 ПТ21-3...ПТ21-8 ПТ21-11...ПТ21-15	1860 1900 2160 2200 2460 2500	120 160 140 180 160 2990	0,70 0,94 0,93 1,21 1,2 1,52	25,3...56,0 67,9...83,4 32,0...72,2 85,5...111,1 40,2...92,9 115,2...146,3	1,75 2,35 2,33 3,03 3,09 3,80	
19...21 22...24 25...27 28...30		ПТ24-3...ПТ24-8 ПТ24-11...ПТ24-15 ПТ30-3...ПТ30-8 ПТ30-11...ПТ30-15	2760 2800 3360 3400	240 300 260 320	1,10 1,39 1,39 1,74	72,2...142,0 150,3...203,4 107,9...230,7 253,2...323,5	2,75 3,48 3,48 4,35	
31...33 34...36 37...39 40...42 43...45 46...48		ПТ36-3...ПТ36-8 ПТ36-11...ПТ36-15 ПТ42-3...ПТ42-8 ПТ42-11...ПТ42-15 ПТ48-3...ПТ48-8 ПТ48-11...ПТ48-15	3960 4000 4560 4600 5200 5280	280 340 300 360 320 400	0,88 1,22 1,05 1,46 1,25 1,81	76,9...179,6 179,1...237,5 98,4...233,9 244,5...359,4 119,1...297,1 309,8...444,6	2,20 3,05 2,63 3,65 3,13 4,53	

Примечание. Приведена номенклатура основных плит длиной 2990 (п. 1...30) и 1490 (п. 31...48) мм. Имеются также доборные плиты (с индексом «д») длиной 590 мм для всех марок от ПТ15 до ПТ48 под нагрузками 3, 5, 8, 12 и 15 тс/м²

Т а б л и ц а 4.40. Номенклатура плит перекрытий из бетона класса (марки) В25 (М300) с отверстиями тоннелей с применением угловых стеновых элементов по серии 3.006.1-3/83

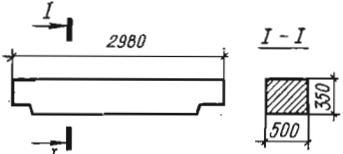
№ п/п	Эскизы	Марка плит	Размеры, мм		Расход		Масса, т
			В,	с	бетона, м³	стали, кг	
1...3		ПТО15-3...ПТО15-8	1860	120	0,65	31,7...70,0	1,63
4...6		ПТО15-11...ПТО15-15	1900	160	0,88	80,5...99,0	2,20
7...9		ПТО18-3...ПТО18-8	2160	140	0,88	39,2...84,5	2,20
10...12		ПТО18-11...ПТО18-15	2200	180	1,14	100,0...125,0	2,85
13...15		ПТО21-3...ПТО21-8	2460	160	1,15	59,0...106,7	2,88
16...18		ПТО21-11...ПТО21-15	2500	200	1,44	126,8...157,8	3,60
19...21		ПТО24-3...ПТО24-8	2760	240	1,06	81,6...150,3	2,65
22...24		ПТО24-11...ПТО24-15	2800	300	1,36	158,8...211,6	3,40
25...27		ПТО30-3...ПТО30-8	3360	260	1,36	124,3...245,1	3,40
28...30		ПТО30-11...ПТО30-15	3400	320	1,70	267,8...337,5	4,25
31...33		ПТО36-3...ПТО39-8	3960	280	0,85	83,7...200,2	2,12
34...36		ПТО36-11...ПТО36-15	4000	340	1,18	228,7...253,1	2,95
37...39		ПТО42-3...ПТО42-8	4560	300	1,02	106,0...283,8	2,55
40...42		ПТО42-11...ПТО42-15	4600	360	1,42	283,3...420,7	3,55
43...45		ПТО48-3...ПТО48-8	5200	320	1,22	127,5...356,8	3,05
46...48		ПТО48-11...ПТО48-15	5280	400	1,77	367,3...508,5	4,43
49		ПТ12 (разгрузочная плита)	—	—	0,16	12,5	0,40

Примечание. Для п. 1...30 $L = 2990$, для п. 31...48 $L = 1490$ мм.

Т а б л и ц а 4.41. Номенклатура угловых блоков из бетона класса (марки) В25 (М300) тоннелей с применением угловых стеновых элементов по серии 3.006.1-3/83

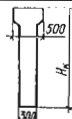
Марка блока	Размеры, мм			Расход		Масса, т
	Н	В	с	бетона, м³	стали, кг	
БУ21-8	2280	600	180	0,63	43,9	1,58
БУ24-8	2580			0,70	48,0	1,75
БУ27-8	2880			0,78	51,3	1,95
БУ30-8	3200			0,85	55,5	2,13
БУ33-8	3500	620	200	1,01	61,6	2,53
БУ36-8	3800			1,09	65,5	2,73

Таблица 4.42. Номенклатура прогонов двухсекционных тоннелей из бетона класса (марки) В25 (М300) с применением угловых стеновых элементов по серии 3.006.1-3/83

	Марка прогона	Расход стали, кг	Марка прогона	Расход стали, кг
	ПРТ30-18 ПРТ30-28	76,9 108,1	ПРТ30-44	216,9

Примечание. Расход бетона 0,51 м³; масса 1,28 т.

Таблица 4.43. Номенклатура колонн и фундаментов тоннелей из бетона класса (марки) В25 (М300) с применением угловых стеновых элементов по серии 3.006.1-3/83

№ п/п	Эскиз	Марка изделия	Размеры, мм			Расход		Масса, т
			H _к	L	B	бетона, м³	стали, кг	
1		K24	1690			0,22	32,1	0,55
2		K27	1990			0,26	35,0	0,65
3		K30	2310	—	—	0,30	39,2	0,75
4		K33	2610			0,33	47,0	0,83
5		K36	2910			0,37	50,5	0,93

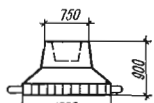
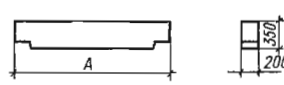
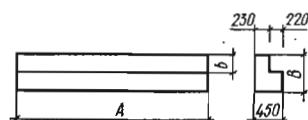
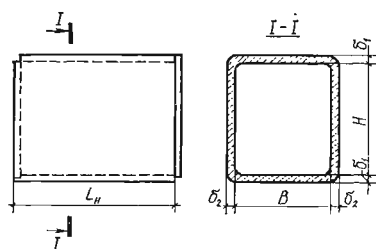
6		Ф-1	—	2060	1340	0,90	120,9	2,25
7		Ф-2	—	2160	1300	0,89	123,5	2,23

Таблица 4.44. Номенклатура балок тоннелей из бетона класса (марки) В25 (М300) с применением угловых стеновых элементов по серии 3.006.1-3/83

№ п/п	Эскиз	Марка балок	Размеры, мм			Расход		Масса, т
			A	B	b	бетона, м³	стали, кг	
1,2		Б15-9; Б15-14,5	1860			0,13	10,9; 14,0	0,33
3,4		Б18-9; Б18-14,5	2160			0,15	16,6; 24,1	0,38
5,6		Б21-9; Б21-14,5	2460	—	—	0,17	21,2; 33,2	0,43
7,8		Б24-9; Б24-14,5	2760			0,19	33,7; 52,5	0,48
9		Б30-9	3360			0,23	59,4	0,58

10,11		Б36-11; Б36-17	4000	600	300	0,82	82,3; 165,9	2,05
12,13		Б42-12; Б42-19	4600			0,94	168,3; 299,4	2,35
14,15		Б48-14; Б48-22	5280	700	400	1,20	215,9; 390,5	3,00



Т а б л и ц а 4.45. Номенклатура объемных блоков тоннелей из бетона класса (марки) В25 (М300) по серии 3.006.1-3/83

№ п/п	Марка блока	Размеры, мм					Расход		Масса, т
		В	Н	Lн	δ ₁	δ ₂	бето-на, м³	стали, кг	
1...3	БО15×21-3...БО15×21-8	1500			100	100	2,32	171,2...248,1	5,7
4...6	БО15×21-11...БО15×21-15				120	120	2,82	243,3...313,2	7,05
7...9	БО18×21-3...БО18×21-8	1800		3000	110	100	2,63	189,5...288,9	6,58
10...12	БО18×21-11...БО18×21-15				130	120	3,17	290,6...372,9	7,93
13...15	БО21×21-3...БО21×21-8	2100	2100		120	100	2,97	225,7...343,5	7,43
16...18	БО21×21-11...БО21×21-15				140	120	3,53	363,4...485,5	8,83
19...21	БО24×21-3...БО24×21-8	2400		2400	130	120	3,63	230,2...385,1	9,08
22...24	БО24×21-11...БО24×21-15				150	140	3,36	335,6...456,4	8,40
25...27	БО30×21-3...БО30×21-8	3000			160	140	3,97	240,1...416,8	9,93
28...30	БО30×21-11...БО30×21-15				1500	200	3,07	293,8...376,9	7,68
31...33	БО21×24-3...БО21×24-8	2100	2400	3000	120	120	3,47	231,4...335,2	8,68
34...36	БО21×24-11...БО21×24-15			2400	140	140	3,24	311,2...413,4	8,10
37...39	БО24×24-3...БО24×24-8	2400		3000	140	120	4,00	254,6...389,3	10,00
20...42	БО24×24-11...БО24×24-15			2400	160	140	3,69	350,9...480,0	9,23
43...45	БО30×24-3...БО30×24-8	3000	2400	2400	160	140	4,16	258,0...473,5	10,40
46...48	БО30×24-11...БО30×24-15			1500	200	170	3,23	319,5...393,9	8,08
49...51	БО24×30-3...БО24×30-8	2400		2400	140	140	3,83	284,8...403,9	9,58
52...54	БО24×30-11...БО24×30-15			1500	160	160	2,74	264,4...348,4	6,85
55...57	БО30×30-3...БО30×30-8	3000	3000	2400	160	140	4,55	334,8...516,6	11,38
58...60	БО30×30-11...БО30×30-15			1500	200	170	3,52	327,3...441,8	8,80

Т а б л и ц а 4.46. Таблица для подбора сборных железобетонных элементов тоннелей марки ТС и 2ТС и расход монолитного железобетона (прямые участки 3 м)

Марка тоннеля	Стеновые блоки		Плиты дна		Плиты перекрытия		Монолит-ный желе-зобетон В25 (М300), м³
	Марка	Коли-чество	Марка	Коли-чество	Марки	Коли-чество	
ТС15×21-3	СБ21-3	2	—	—	ПТ15-3	1	0,36
ТС15×21-5	СБ21-5	2	—	—	ПТ15-5	1	0,36
ТС15×21-8	СБ21-8	2	—	—	ПТ15-8	1	0,36
ТС15×21-11	СБ21-11	2	—	—	ПТ15-11	1	0,42

Марка тоннеля	Стеновые блоки		Плиты днища		Плиты перекрытия		Монолитный железобетон В25 (М300), м³
	Марка	Количество	Марка	Количество	Марка	Количество	
ТС15×21-12	СБ21-12	2	—	—	ПТ15-12	1	0,42
ТС15×21-15	СБ21-15	2	—	—	ПТ15-15	1	0,42
ТС18×21-3	СБ21-3	2	—	—	ПТ18-3	1	0,52
ТС18×21-5	СБ21-5	2	—	—	ПТ18-5	1	0,52
ТС18×21-8	СБ21-8	2	—	—	ПТ18-8	1	0,52
ТС18×21-11	СБ21-11	2	—	—	ПТ18-11	1	0,60
ТС18×21-12	СБ21-12	2	—	—	ПТ18-12	1	0,60
ТС18×21-15	СБ21-15	2	—	—	ПТ18-15	1	0,60
ТС21×21-3	СБ21-3	2	ПД21-8	1	ПТ21-3	1	0,34
ТС21×21-5	СБ21-5	2	ПД21-8	1	ПТ21-5	1	0,34
ТС21×21-8	СБ21-8	2	ПД21-8	1	ПТ21-8	1	0,34
ТС21×21-11	СБ21-11	2	ПД21-11	1	ПТ21-11	1	0,44
ТС21×21-12	СБ21-12	2	ПД21-15	1	ПТ21-12	1	0,44
ТС21×21-15	СБ21-15	2	ПД21-15	1	ПТ21-15	1	0,44
ТС24×21-3	СБ21-3	2	ПД24-8	1	ПТ24-3	1	0,34
ТС24×21-5	СБ21-5	2	ПД24-8	1	ПТ24-5	1	0,34
ТС24×21-8	СБ21-8	2	ПД24-8	1	ПТ24-8	1	0,34
ТС24×21-11	СБ21-11	2	ПД24-11	1	ПТ24-11	1	0,44
ТС24×21-12	СБ21-12	2	ПД24-15	1	ПТ24-12	1	0,44
ТС24×21-15	СБ21-15	2	ПД24-15	1	ПТ24-15	1	0,44
ТС30×21-3	СБ21-3	2	ПД30-3	1	ПТ30-3	1	0,33
ТС30×21-5	СБ21-5	2	ПД30-5	1	ПТ30-5	1	0,33
ТС30×21-8	СБ21-8	2	ПД30-8	1	ПТ30-8	1	0,33
ТС30×21-11	СБ21-11	2	ПД30-11	1	ПТ30-11	1	0,43
ТС30×21-12	СБ21-12	2	ПД30-15	1	ПТ30-12	1	0,43
ТС30×21-15	СБ21-15	2	ПД30-15	1	ПТ30-15	1	0,43
ТС36×21-3	СБ21-3	2	ПД36-3	2	ПТ36-3	2	0,33
ТС36×21-5	СБ21-5	2	ПД36-5	2	ПТ36-5	2	0,33
ТС36×21-8	СБ21-8	2	ПД36-8	2	ПТ36-8	2	0,33
ТС36×21-11	СБ21-11	2	ПД36-11	2	ПТ36-11	2	0,43
ТС36×21-12	СБ21-12	2	ПД36-15	2	ПТ36-12	2	0,43
ТС36×21-15	СБ21-15	2	ПД36-15	2	ПТ36-15	2	0,43
ТС42×21-3	СБ21-3	2	ПД42-3	2	ПТ42-3	2	0,33
ТС42×21-5	СБ21-5	2	ПД42-5	2	ПТ42-5	2	0,33
ТС42×21-8	СБ21-8	2	ПД42-8	2	ПТ42-8	2	0,33
ТС42×21-11	СБ21-11	2	ПД42-11	2	ПТ42-11	2	0,43
ТС42×21-12	СБ21-12	2	ПД42-12	2	ПТ42-12	2	0,43
ТС42×21-15	СБ21-15	2	ПД42-12	2	ПТ42-15	2	0,43
ТС21×24-3	СБ24-3	2	ПД21-8	1	ПТ21-3	1	0,34
ТС21×24-5	СБ24-5	2	ПД21-8	1	ПТ21-5	1	0,34
ТС21×24-8	СБ24-8	2	ПД21-8	1	ПТ21-8	1	0,34

Марка тоннеля	Стеновые блоки		Плиты днища		Плиты перекрытия		Монолит- ный желе- зобетон В25 (М300), м³
	Марка	Коли- чество	Марка	Коли- чество	Марка	Коли- чество	
ТС21×24-11	СБ24-11	2	ПД21-11	1	ПТ21-11	1	0,44
ТС21×24-12	СБ24-12	2	ПД21-15	1	ПТ21-12	1	0,44
ТС21×24-15	СБ24-15	2	ПД21-15	1	ПТ21-15	1	0,44
ТС24×24-3	СБ24-3	2	ПД24-8	1	ПТ24-3	1	0,34
ТС24×24-5	СБ24-5	2	ПД24-8	1	ПТ24-5	1	0,34
ТС24×24-8	СБ24-8	2	ПД24-8	1	ПТ24-8	1	0,34
ТС24×24-11	СБ24-11	2	ПД24-11	1	ПТ24-11	1	0,43
ТС24×24-12	СБ24-12	2	ПД24-15	1	ПТ24-12	1	0,43
ТС24×24-15	СБ24-15	2	ПД24-15	1	ПТ24-15	1	0,43
ТС30×24-3	СБ24-3	2	ПД30-3	1	ПТ30-3	1	0,33
ТС30×24-5	СБ24-5	2	ПД30-5	1	ПТ30-5	1	0,33
ТС30×24-8	СБ24-8	2	ПД30-8	1	ПТ30-8	1	0,33
ТС30×24-11	СБ24-11	2	ПД30-11	1	ПТ30-11	1	0,43
ТС30×24-12	СБ24-12	2	ПД30-15	1	ПТ30-12	1	0,43
ТС30×24-15	СБ24-15	2	ПД30-15	1	ПТ30-15	1	0,43
ТС36×24-3	СБ24-3	2	ПД36-3	2	ПТ36-3	2	0,33
ТС36×24-5	СБ24-5	2	ПД36-5	2	ПТ36-5	2	0,33
ТС36×24-8	СБ24-8	2	ПД36-8	2	ПТ36-8	2	0,33
ТС36×24-11	СБ24-11	2	ПД36-11	2	ПТ36-11	2	0,43
ТС36×24-12	СБ24-12	2	ПД36-15	2	ПТ36-12	2	0,43
ТС36×24-15	СБ24-15	2	ПД36-15	2	ПТ36-15	2	0,43
ТС42×24-3	СБ24-3	2	ПД42-3	2	ПТ42-3	2	0,33
ТС42×24-5	СБ24-5	2	ПД42-5	2	ПТ42-5	2	0,33
ТС42×24-8	СБ24-8	2	ПД42-8	2	ПТ42-8	2	0,33
ТС42×24-11	СБ24-11	2	ПД42-11	2	ПТ42-11	2	0,43
ТС42×24-12	СБ24-12	2	ПД42-12	2	ПТ42-12	2	0,43
ТС42×24-15	СБ24-15	2	ПД42-15	2	ПТ42-15	2	0,43
ТС24×30-3	СБ30-3	2	ПД24-8	1	ПТ24-3	1	0,33
ТС24×30-5	СБ30-5	2	ПД24-8	1	ПТ24-5	1	0,33
ТС24×30-8	СБ30-8	2	ПД24-8	1	ПТ24-8	1	0,33
ТС24×30-11	СБ30-11	2	ПД24-11	1	ПТ24-11	1	0,44
ТС24×30-12	СБ30-12	2	ПД24-15	1	ПТ24-12	1	0,44
ТС24×30-15	СБ30-15	2	ПД24-15	1	ПТ24-15	1	0,44
ТС30×30-3	СБ30-3	2	ПД30-3	1	ПТ30-3	1	0,33
ТС30×30-5	СБ30-5	2	ПД30-5	1	ПТ30-5	1	0,33
ТС30×30-8	СБ30-8	2	ПД30-8	1	ПТ30-8	1	0,33
ТС30×30-11	СБ30-11	2	ПД30-11	1	ПТ30-11	1	0,43
ТС30×30-12	СБ30-12	2	ПД30×15	1	ПТ30×12	1	0,43
ТС30×30-15	СБ30-15	2	ПД30-15	1	ПТ30-15	1	0,43
ТС36×30-3	СБ30-3	2	ПД36-3	2	ПТ36-3	2	0,33
ТС36×30-5	СБ30-5	2	ПД36-5	2	ПТ36-5	2	0,33

Марка тоннеля	Стеновые блоки		Плиты днища		Плиты перекрытия		Монолитный железобетон В25 (М300, м³)
	Марка	Количество	Марка	Количество	Марка	Количество	
ТС36×30-8	СБ30-8	2	ПД36-8	2	ПТ36-8	2	0,33
ТС36×30-11	СБ30-11	2	ПД36-11	2	ПТ36-11	2	0,43
ТС36×30-12	СБ30-12	2	ПД36-15	2	ПТ36-12	2	0,43
ТС36×30-15	СБ30-15	2	ПД36-15	2	ПТ36-15	2	0,43
ТС42×30-3	СБ30-3	2	ПД42-3	2	ПТ42-3	2	0,33
ТС42×30-5	СБ30-5	2	ПД42-5	2	ПТ42-5	2	0,33
ТС42×30-8	СБ30-8	2	ПД42-8	2	ПТ42-8	2	0,33
ТС42×30-11	СБ30-11	2	ПД42-11	2	ПТ42-11	2	0,43
ТС42×30-12	СБ30-12	2	ПД42-12	2	ПТ42-12	2	0,43
ТС42×30-15	СБ30-15	2	ПД42-15	2	ПТ42-15	2	0,43
ТС36×30-3	СБ36-3	2	ПД36-3	2	ПТ36-3	2	0,37
ТС36×36-5	СБ36-5	2	ПД36-5	2	ПТ36-5	2	0,37
ТС36×36-8	СБ36-8	2	ПД36-8	2	ПТ36-8	2	0,37
ТС36×36-11	СБ36-11	2	ПД36-11	2	ПТ36-11	2	0,52
ТС36×36-12	СБ36-12	2	ПД36-15	2	ПТ36-12	2	0,52
ТС36×36-15	СБ36-15	2	ПД36-15	2	ПТ36-15	2	0,52
ТС42×36-3	СБ36-3	2	ПД42-3	2	ПТ42-3	2	0,37
ТС42×36-5	СБ36-5	2	ПД42-5	2	ПТ42-5	2	0,37
ТС42×36-8	СБ36-8	2	ПД42-8	2	ПТ42-8	2	0,37
ТС42×36-11	СБ36-11	2	ПД42-11	2	ПТ42-11	2	0,52
ТС42×36-12	СБ36-12	2	ПД42-12	2	ПТ42-12	2	0,52
ТС42×36-15	СБ36-15	2	ПД42-15	2	ПТ42-15	2	0,52
ТС48×36-3	СБ36-3	2	ПД48-3	2	ПТ48-3	2	0,37
ТС48×36-5	СБ36-5	2	ПД48-5	2	ПТ48-5	2	0,37
ТС48×36-8	СБ36-8	2	ПД48-8	2	ПТ48-8	2	0,37
ТС48×36-11	СБ36-11	2	ПД48-11	2	ПТ48-11	2	0,52
ТС48×36-12	СБ36-12	2	ПД48-12	2	ПТ48-12	2	0,52
ТС48×36-15	СБ36-15	2	ПД48-15	2	ПТ48-15	2	0,52

Продолжение табл. 4.46

Марка тоннеля	Стеновые панели		Плиты днища		Плиты перекрытия		Фундаментные блоки		Колонны		Балки		Монолитный железобетон, м³
	Марка	Количество	Марка	Количество	Марка	Количество	Марка	Количество	Марка	Количество	Марка	Количество	
2ТС24×24-3	СБ24-3	2	ПД24-8	2	ПТ24-3	2	Ф1	1	К24	1	ПРТ30-18	1	1,02
2ТС24×24-5	СБ24-5	2	ПД24-8	2	ПТ24-5	2	Ф1	1	К24	1	ПРТ30-18	1	1,02
2ТС24×24-8	СБ24-8	2	ПД24-8	2	ПТ24-8	2	Ф1	1	К24	1	ПРТ30-28	1	1,02
2ТС24×24-11	СБ24-11	2	ПД24-11	2	ПТ24-11	2	Ф2	1	К24	1	ПРТ30-44	1	1,15
2ТС24×24-12	СБ24-12	2	ПД24-15	2	ПТ24-11	2	Ф2	1	К24	1	ПРТ30-44	1	1,15
2ТС24×24-15	СБ24-15	2	ПД24-15	2	ПТ24-15	2	Ф2	1	К24	1	ПРТ30-44	1	1,15
2ТС30×24-3	СБ24-3	2	ПД30-3	2	ПТ30-3	2	Ф1	1	К24	1	ПРТ30-18	1	1,01
2ТС30×24-5	СБ24-5	2	ПД30-5	2	ПТ30-5	2	Ф1	1	К24	1	ПРТ30-18	1	1,01
2ТС30×24-8	СБ24-8	2	ПД30-8	2	ПТ30-8	2	Ф1	1	К24	1	ПРТ30-28	1	1,01
2ТС30×24-11	СБ24-11	2	ПД30-11	2	ПТ30-11	2	Ф2	1	К24	1	ПРТ30-44	1	1,15
2ТС30×24-12	СБ24-12	2	ПД30-15	2	ПТ30-12	2	Ф2	1	К24	1	ПРТ30-44	1	1,15
2ТС36×24-3	СБ24-3	2	ПД36-3	4	ПТ36-3	4	Ф1	1	К24	1	ПРТ30-18	1	1,01
2ТС36×24-5	СБ24-5	2	ПД36-5	4	ПТ36-5	4	Ф1	1	К24	1	ПРТ30-28	1	1,01
2ТС36×24-8	СБ24-8	2	ПД36-8	4	ПТ36-8	4	Ф1	1	К24	1	ПРТ30-44	1	1,01
2ТС42×24-3	СБ24-3	2	ПД42-3	4	ПТ42-3	4	Ф1	1	К24	1	ПРТ30-18	1	1,01
2ТС42×24-5	СБ24-5	2	ПД42-5	4	ПТ42-5	4	Ф1	1	К24	1	ПРТ30-28	1	1,01
2ТС42×24-8	СБ24-8	2	ПД42-8	4	ПТ42-8	4	Ф1	1	К24	1	ПРТ30-44	1	1,01
2ТС24×30-3	СБ30-3	2	ПД24-8	2	ПТ24-3	2	Ф1	1	К30	1	ПРТ30-18	1	1,01
2ТС24×30-5	СБ30-5	2	ПД24-8	2	ПТ24-5	2	Ф1	1	К30	1	ПРТ30-18	1	1,01

Марка тоннеля	Стеновые панели		Плиты днища		Плиты перекрытия		Фундаментные блоки		Колонны		Балки		Монолитный железобетон, м³
	Марка	Количество	Марка	Количество	Марка	Количество	Марка	Количество	Марка	Количество	Марка	Количество	
2ТС24×30-8	СБ30-8	2	ПД24-8	2	ПТ24-8	2	Ф1	1	К30	1	ПРТ30-28	1	1,01
2ТС24×30-11	СБ30-11	2	ПД24-11	2	ПТ24-11	2	Ф2	1	К30	1	ПРТ30-44	1	1,15
2ТС24×30-12	СБ30-12	2	ПД24-15	2	ПТ24-12	2	Ф2	1	К30	1	ПРТ30-44	1	1,15
2ТС24×30-15	СБ30-15	2	ПД24-15	2	ПТ24-15	2	Ф2	1	К30	1	ПРТ30-44	1	1,15
2ТС30×30-3	СБ30-3	2	ПД30-3	2	ПТ30-3	2	Ф1	1	К30	1	ПРТ30-18	1	1,01
2ТС30×30-5	СБ30-5	2	ПД30-5	2	ПТ30-5	2	Ф1	1	К30	1	ПРТ30-18	1	1,01
2ТС30×30-8	СБ30-8	2	ПД30-8	2	ПТ30-8	2	Ф1	1	К30	1	ПРТ30-28	1	1,01
2ТС30×30-11	СБ30-11	2	ПД30-11	2	ПТ30-11	2	Ф2	1	К30	1	ПРТ30-44	1	1,15
2ТС30×30-12	СБ30-12	2	ПД30-15	2	ПТ30-12	2	Ф2	1	К30	1	ПРТ30-44	1	1,15
2ТС36×30-3	СБ30-3	2	ПД36-3	4	ПТ36-3	4	Ф1	1	К30	1	ПРТ30-18	1	1,01
2ТС36×30-5	СБ30-5	2	ПД36-5	4	ПТ36-5	4	Ф1	1	К30	1	ПРТ30-28	1	1,01
2ТС36×30-8	СБ30-8	2	ПД36-8	4	ПТ36-8	4	Ф1	1	К30	1	ПРТ30-44	1	1,01
2ТС42×30-3	СБ30-3	2	ПД42-3	4	ПТ42-3	4	Ф1	1	К30	1	ПРТ30-18	1	1,01
2ТС42×30-5	СБ30-5	2	ПД42-5	4	ПТ42-5	4	Ф1	1	К30	1	ПРТ30-28	1	1,01
2ТС42×30-8	СБ30-8	2	ПД42-8	4	ПТ42-8	4	Ф1	1	К30	1	ПРТ30-44	1	1,01
2ТС36×36-3	СБ36-3	2	ПД36-3	4	ПТ36-3	4	Ф1	1	К36	1	ПРТ30-18	1	1,05
2ТС36×36-5	СБ36-5	2	ПД36-5	4	ПТ36-5	4	Ф1	1	К36	1	ПРТ30-28	1	1,05
2ТС36×36-8	СБ36-8	2	ПД36-8	4	ПТ36-8	4	Ф1	1	К36	1	ПРТ30-44	1	1,05
2ТС42×36-3	СБ36-3	2	ПД42-3	4	ПТ42-3	4	Ф1	1	К36	1	ПРТ30-18	1	1,05
2ТС42×36-5	СБ36-5	2	ПД42-5	4	ПТ42-5	4	Ф1	1	К36	1	ПРТ30-28	1	1,05
2ТС42×36-8	СБ36-8	2	ПД42-8	4	ПТ42-8	4	Ф1	1	К36	1	ПРТ30-44	1	1,05
2ТС48×36-3	СБ36-3	2	ПД48-3	4	ПТ48-3	4	Ф1	1	К36	1	ПРТ30-18	1	1,05
2ТС48×36-5	СБ36-5	2	ПД48-5	4	ПТ48-5	4	Ф1	1	К36	1	ПРТ30-28	1	1,05
2ТС48×6-8	СБ36-8	2	ПД48-8	4	ПТ48-8	4	Ф1	1	К36	1	ПРТ30-44	1	1,05

Продолжение табл. 4.45

Марка тоннеля	Стеновые блоки		Плиты днища		Плиты перекрытия		Монолитный железобетон В25 (М300), м³
	Марка	Количество	Марка	Количество	Марка	Количество	
2ТС30-24-15	СБ24-15	4	ПД30-15	2	ПТ30-15	2	0,86
2ТС36×24-11	СБ24-11	4	ПД36-11	4	ПТ36-11	4	0,86
2ТС36×24-12	СБ24-12	4	ПД36-15	4	ПТ36-12	4	0,86
2ТС36×24-15	СБ24-15	4	ПД36-15	4	ПТ36-15	4	0,86
2ТС42×24-11	СБ24-11	4	ПД42-11	4	ПТ42-11	4	0,86
2ТС42×24-12	СБ24-12	4	ПД42-12	4	ПТ42-12	4	0,86
2ТС42×24-15	СБ24-15	4	ПД42-15	4	ПТ42-15	4	0,86
2ТС30×30-15	СБ30-15	4	ПД30-15	2	ПТ30-15	2	0,86
2ТС36×30-11	СБ30-11	4	ПД36-11	4	ПТ36-11	4	0,86
2ТС36×30-12	СБ30-12	4	ПД36-15	4	ПТ36-12	4	0,86
2ТС36×30-15	СБ30-15	4	ПД36-15	4	ПТ36-15	4	0,86
2ТС42×30-11	СБ30-11	4	ПД42-11	4	ПТ42-11	4	0,86
2ТС42×30-12	СБ30-12	4	ПД42-12	4	ПТ42-12	4	0,86
2ТС42×30-15	СБ30-15	4	ПД42-15	4	ПТ42-15	4	0,86
2ТС36×36-11	СБ36-11	4	ПД36-11	4	ПТ36-11	4	1,02
2ТС36×36-12	СБ36-12	4	ПД36-15	4	ПТ36-12	4	1,02
2ТС36×36-15	СБ36-15	4	ПД36-15	4	ПТ36-15	4	1,02
2ТС42×36-11	СБ36-11	4	ПД42-11	4	ПТ42-11	4	1,02
2ТС42×36-12	СБ36-12	4	ПД42-12	4	ПТ42-12	4	1,02
2ТС42×36-15	СБ36-15	4	ПД42-15	4	ПТ42-15	4	1,02
2ТС48×36-11	СБ36-11	4	ПД48-11	4	ПТ48-11	4	1,02
2ТС48×36-12	СБ36-12	4	ПД48-12	4	ПТ48-12	4	1,02
2ТС48×36-15	СБ36-15	4	ПД48-15	4	ПТ48-15	4	1,02

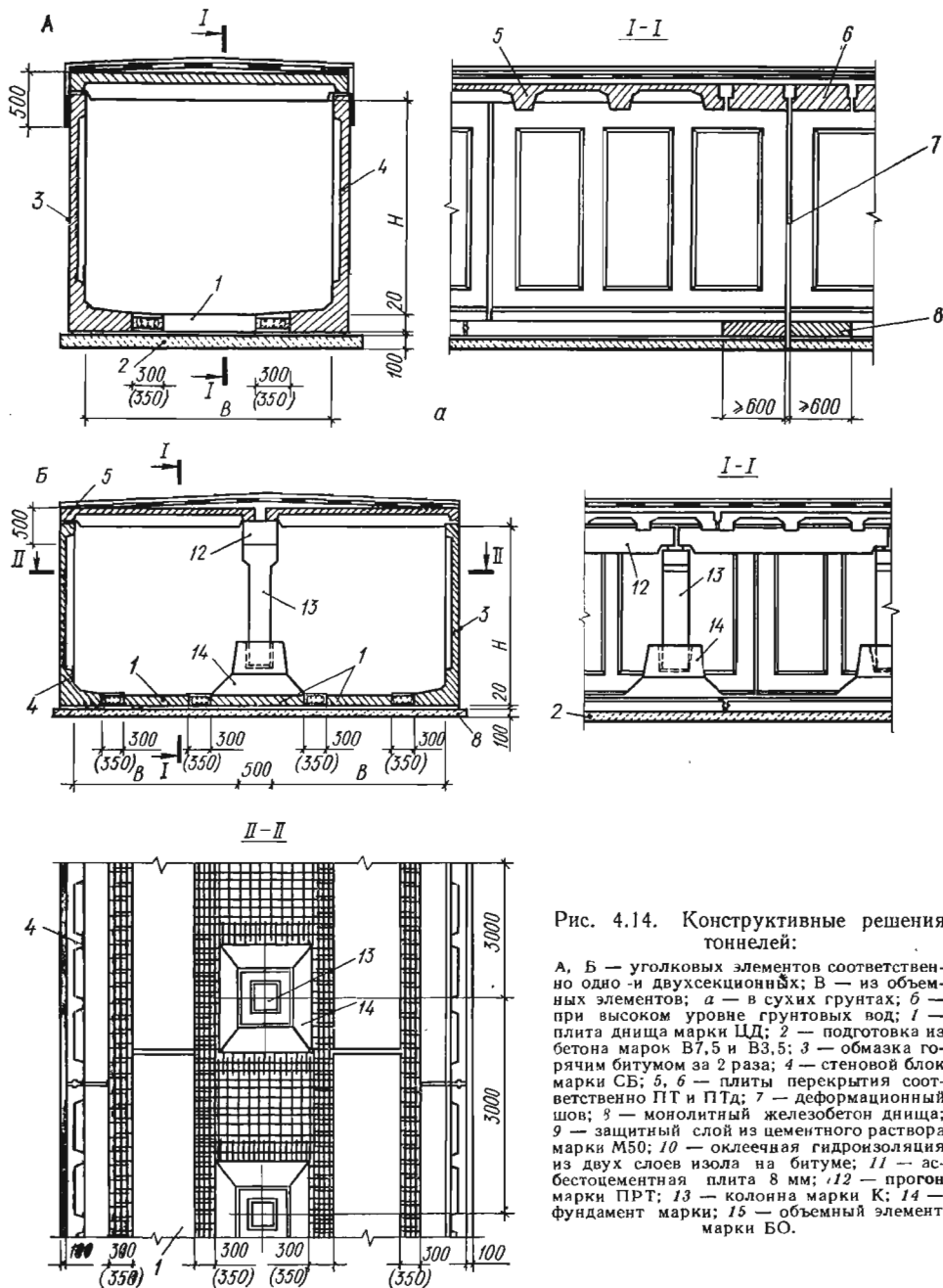
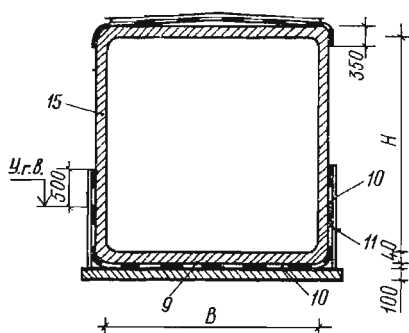
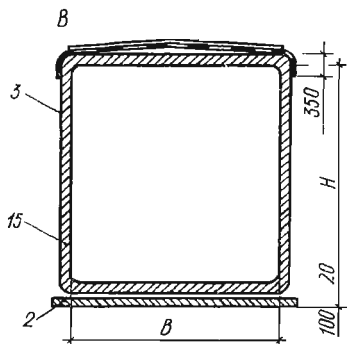
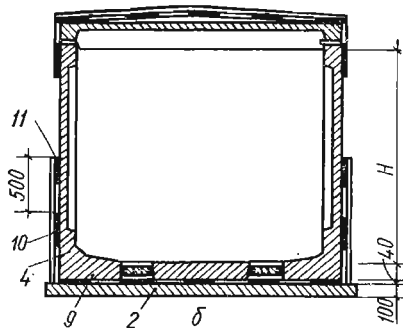


Рис. 4.14. Конструктивные решения тоннелей:

А, Б — уголковых элементов соответственно одно- и двухсекционных; В — из объемных элементов; а — в сухих грунтах; б — при высоком уровне грунтовых вод; 1 — плита днища марки ЦД; 2 — подготовка из бетона марок В7,5 и В3,5; 3 — обмазка горячим битумом за 2 раза; 4 — стеновой блок соответственно ПТ и ПТд; 5, 6 — плиты перекрытия соответственно ПТ и ПТд; 7 — деформационный шов; 8 — монолитный железобетон днища; 9 — защитный слой из цементного раствора марки М50; 10 — оклеечная гидроизоляция из двух слоев изола на битуме; 11 — асбестоцементная плита 8 мм; 12 — прогон марки ПРТ; 13 — колонна марки К; 14 — фундамент марки; 15 — объемный элемент марки БО.

Таблица 4.47. Подбор сборных железобетонных элементов тоннелей марки ТО (прямые участки 3 м)

Марка		Количество
тоннеля	объемного элемента	
ТО15×21-3	БО15×21-3	1
ТО15×21-5	БО15×21-5	1
ТО15×21-8	БО15×21-8	1
ТО15×21-11	БО15×21-11	1
ТО15×21-12	БО15×21-12	1
ТО15×21-15	БО15×21-15	1
ТО18×21-3	БО18×21-3	1
ТО18×21-5	БО18×21-5	1
ТО18×21-8	БО18×21-8	1
ТО18×21-11	БО18×21-11	1
ТО18×21-12	БО18×21-12	1
ТО18×21-15	БО18×21-15	1
ТО21×21-3	БО21×21-3	1
ТО21×21-5	БО21×21-5	1
ТО21×21-8	БО21×21-8	1
ТО21×21-11	БО21×21-11	1
ТО21×21-12	БО21×21-12	1
ТО21×21-15	БО21×21-15	1
ТО24×21-3	БО24×21-3	1
ТО24×21-5	БО24×21-5	1
ТО24×21-8	БО24×21-8	1
ТО24×21-11	БО24×21-11	1,25
ТО24×21-12	БО24×21-12	1,25
ТО24×21-15	БО24×21-15	1,25
ТО30×21-3	БО30×21-3	1,25
ТО30×21-5	БО30×21-5	1,25
ТО30×21-8	БО30×21-8	1,25
ТО30×21-11	БО30×21-11	2
ТО30×21-12	БО30×21-12	2
ТО30×21-15	БО30×21-15	2
ТО21×24-3	БО21×24-3	1
ТО21×24-5	БО21×24-5	1
ТО21×24-8	БО21×24-8	1
ТО21×24-11	БО21×24-11	1,25
ТО21×24-12	БО21×24-12	1,25
ТО21×24-15	БО21×24-15	1,25
ТО24×24-3	БО24×24-3	1
ТО24×24-5	БО24×24-5	1
ТО24×24-8	БО24×24-8	1
ТО24×24-11	БО24×24-11	1
ТО24×24-12	БО24×24-12	1,25
ТО24×24-15	БО24×24-15	1,25
ТО30×24-3	БО30×24-3	1,25
ТО30×24-5	БО30×24-5	1,25
ТО30×24-8	БО30×24-8	1,25
ТО30×24-11	БО30×24-11	2
ТО30×24-12	БО30×24-12	2
ТО30×24-15	БО30×24-15	2
ТО24×30-3	БО24×30-3	1,25
ТО24×30-5	БО24×30-5	1,25
ТО24×30-8	БО24×30-8	1,25
ТО24×30-11	БО24×30-11	2
ТО24×30-12	БО24×30-12	2
ТО24×30-15	БО24×30-15	2
ТО30×30-3	БО30×30-3	1,25
ТО30×30-5	БО30×30-5	1,25
ТО30×30-8	БО30×30-8	1,25
ТО30×30-11	БО30×30-11	2
ТО30×30-12	БО30×30-12	2
ТО30×30-15	БО30×30-15	2



Гидроизоляция тоннелей в сухих грунтах за-проектирована в виде оклеечной — для перекрытия и обмазочной — для стен. При высоком уровне грунтовых вод оклеечная гидроизоляция стен тоннеля должна быть на 0,5 м выше грунтовых вод.

Для устройства выходов из тоннелей используют плиты перекрытий с отверстием в середине плиты. Пробивка отверстия осуществляется по месту. Место пробивки усиливается установкой разгрузочной плиты ПТ12. Выходы из тоннелей могут осуществляться через горловины из сборных железобетонных колец по ГОСТ 8020—80, перекрываемых люками по ГОСТ 3634—79.

В серии приводятся указания по строительству тоннелей в особых условиях: на просадочных грунтах; в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

5. ЕМКОСТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ВОДОСНАБЖЕНИЯ И КАНАЛИЗАЦИИ

5.1. Общие сведения

Из емкостных сооружений наибольшее распространение в практике проектирования получили резервуары для воды, очистные в системах водоснабжения и для очистки сточных вод.

Резервуары для хранения воды, применяемые в системах хозяйственно-питьевого, производственного и пожарного водоснабжения, могут быть надземные, полуподземные и подземные. Во избежание промерзания надземные и полуподземные выполняют с обвалованием. Толщина грунтовой засыпки над перекрытием должна быть не менее указанной в п. 5.3 (допускается меньшая при использовании утеплителей из искусственных материалов); количество резервуаров одного назначения в узле — не менее двух. При использовании резервуаров для пожарного водоснабжения в случае выключения одного из них в остальных должно храниться не менее 50 % пожарного и аварийного запаса воды. Применение одного резервуара допускается при отсутствии в нем пожарного и аварийного объемов. Резервуары для хранения воды выполняют железобетонными монолитными и сборно-монолитными. Стальные резервуары для хранения воды допускается применять в отдаленных и северных районах, оговоренных в ТП 101-81 *.

Очистные сооружения в системах водоснабжения — фильтры, отстойники, осветлители и др., в системах очистки сточных вод — аэротенки, биофильтры, нефтеотделители, нефтеловушки, песколовки, отстойники, смесители, фильтры-осветлители, флотаторы и др.

Технологическую часть проектов емкостных сооружений водоснабжения и канализации разрабатывают Союзводоканалпроект и его филиалы либо соответствующие отделы общестроительных или технологических институтов; они же выдают задание на строительно-проектирование. Емкостные сооружения водоснабжения и канализации хорошо поддаются типизации и, как правило, при проектировании применяют типовые проекты их (за исключением особо крупных и уникальных, параметры которых выходят за пределы типовых).

Технологическое задание на проектирование должно содержать:

параметры сооружения и ссылку на номер типового проекта;

генеральный план площадки или выкопировку из него с нанесением инженерных сетей и посадкой проектируемого сооружения (горизонтальная и вертикальная планировка);

нагрузки от складываемых материалов и транспортных средств на примыкающей к сооружению территории;

данные о необходимости внесения изменений в типовую проект в связи с привязкой его к местным условиям (агрессивность внутренней и внешней сред, примыкание инженерных коммуникаций, изменение отметки заложения и т. д.).

Данные инженерно-геологических изысканий получают в соответствии с указаниями гл. 1.

При несоответствии отметок заложения, нагрузок или характеристик грунтовых условий типовым проектам может потребоваться перерасчет и изменение армирования сооружений.

5.2. Конструктивные решения

В основу типовых проектов емкостных сооружений положены габаритные схемы, приведенные в вып. 1/82 серии 3.900-3 «Сборные железобетонные конструкции емкостных сооружений для водоснабжения и канализации». Эти же габаритные схемы применяют при разработке индивидуальных проектов.

Размеры прямоугольных или диаметры круглых в плане емкостных сооружений кратны 3, по высоте — 0,6 м. При длине стороны или диаметре менее 9 м, а также для встроенных в здания сооружений (независимо от размеров) их размеры допускается принимать кратными для прямоугольных сооружений 1,5; для круглых 1 м.

Для цилиндрических сооружений в габаритных схемах указывают диаметр сооружения D и его высоту H (табл. 5.1), для прямоугольных — общие размеры в плане A и B , высоту H и расстояние между перегородками b , в тех сооружениях, где требуются перегородки.

Для прямоугольных резервуаров в габаритных схемах приведены два варианта сетки колонн (табл. 5.2): 6×6 м (с ригелями) и 3×6 м (без ригелей, плиты покрытия шириной 3 м опираются непосредственно на колонны).

По конструктивным решениям емкостные сооружения делят на монолитные цилиндрические (типовые проекты для резервуаров вместимостью до 2000 м³, диаметром до 24 м); сборно-монолитные цилиндрические и прямоугольные (при этом днище монолитное, стены и покрытие — сборные).

Вертикально установленные панели, из которых собирают стены, могут работать в вертикальном направлении по двум схемам: для открытых сооружений — как консольные, защемленные в днище; для сооружений с перекрытием — как балочные, защемленные внизу и с горизонтальной шарнирной опорой в месте сопряжения с перекрытием. При этом учитывают взаимосвязь с соседними панелями по их продольным сторонам.

Защемление в днище решают с помощью шелевого паза, расчет и конструирование которого выполняют в соответствии с указаниями гл. 2, либо с помощью сварки арматуры опорной пяты стеновых панелей (при стеновых панелях типа УС сапожкового типа) с арматурой монолитного днища.

Угловые участки и пересечение с перегородками проектируют в виде монолитной вставки или доборных сборных элементов.

Таблица 5.1. Габаритные схемы цилиндрических сооружений

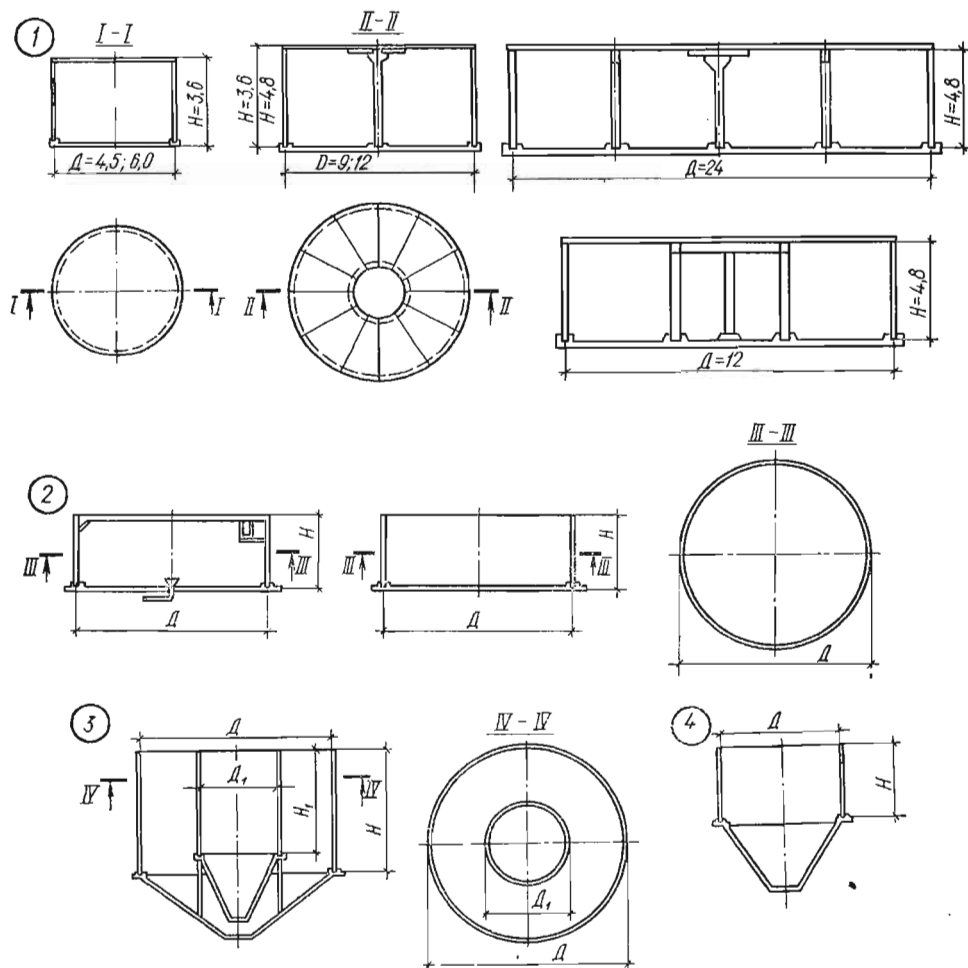


Схема кон- струкции	Сооружение	Параметры, м		Схема кон- струкции	Сооружение	Параметры, м	
		H	D			H	D
Эскиз 1	Резервуары для во- ды	3,6 4,8	4,5; 6; 9 12; 18; 24	Эскиз 2	с вращающимся сборно-распреде- лительным устрой- ством	3	18; 24; 30; 40
Эскиз 2	Флотаторы Отстойники: первичные и вто- ричные	3,6 4,2 5,4	9; 12; 15 18 24; 30 40 50	Эскиз 3	Двухъярусные от- стойники	3,6 4,2 4,8 6,0	4,5 6; 9 6 9
				Эскиз 4	Осветлители-пере- гиватели	5	9; 12; 15

Примечание. Для осветлителей-перегивателей $H_1 = 4,8$ м; $D_1 = 4,5$ при $D = 9$ и 12 м; $D_1 = 6$ при $D = 15$ м.

Таблица 5.2. Габаритные схемы прямоугольных сооружений

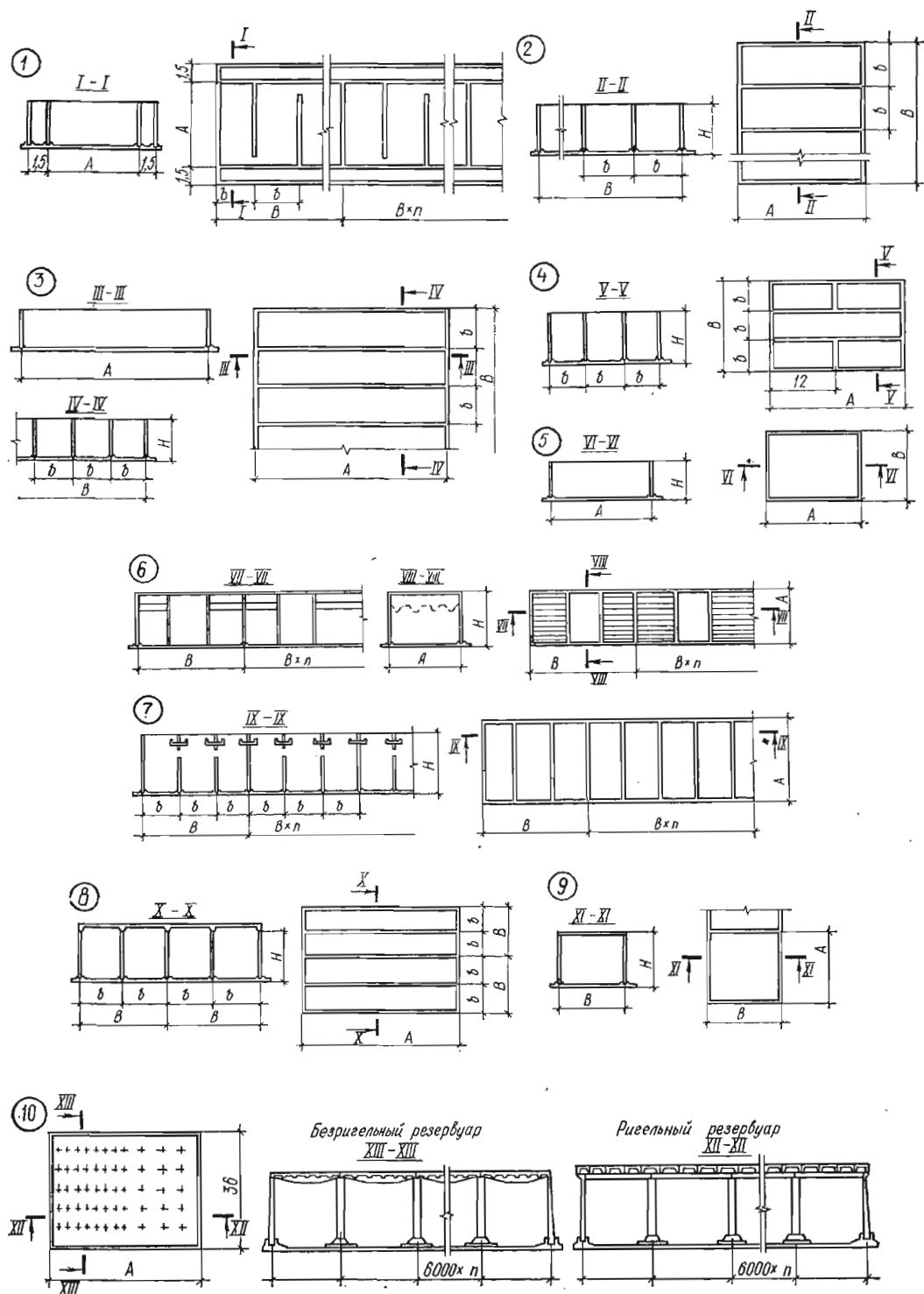


Схема конструк- ций (см. эскизы на с. 102)	Сооружение	Параметры, м			
		<i>H</i>	<i>A</i>	<i>b</i>	<i>B</i>
Эскиз 1	Аэротенки	4,8; 5,4	Кратно 6	6; 9	24; 36
Эскиз 2	Смесители	4,8; 6	6	3	12
		4,8	12	3	36
Эскиз 3	Нефтеотделители	2,4	36	6	12; 18; 24
	Отстойники горизонтальные	4,8	36	6; 9	Кратно 6
		3,6	48	6; 9	
	Песколовки	1,8	Кратно 6	4,5	12
	Нефтеловушки	24; 36	6	6	18
			36	3	6
	Контактные резервуары	1,8	6; 9; 12 15; 18	1,5 3	12; 18; 24 Кратно 3
Эскиз 4	Биофильтры	4,8	12	6; 12	Кратно 6
		5,4	24	12; 18	
Эскиз 5	Усреднители контактного типа	3,6; 4,8 5,4	6	—	6
			9	—	6; 9
			12; 15; 24	—	12
Эскиз 6	Фильтры и контактные осветли- тели	4,8; 5,4 4,8; 5,4; 6	3	—	6
			6	—	6; 7,5
			9	—	9
			9; 12	—	12
Эскиз 7	Осветлители	6	6	2	6
			9	2	6
			9	—	9
Эскиз 8	Горизонтальные отстойники	4,8	Кратно 6	6	12
Эскиз 9	Приемные камеры теплой и ох- лажденной воды	3,6; 4,8; 6	Кратно 3	—	6
Эскиз 10	Прямоугольные резервуары для воды	3,6	Кратно 3	—	6
			3...15	—	12
			12...33	—	12
		4,8	Кратно 3	—	18
			18...30	—	24
			24...39	—	24
			Кратно 6	—	36
			30...66	—	54
			48...78	—	54

Примечания: 1. Стены сооружений с размерами *A* и *B* = 3 м (7,5 м) и *b* = 2, 3 и 4,5 м выполняют только с гибкими стыками в углах; *A* и *B* = 6 м — преимущественно с гибкими стыками в углах. 2. Стены сооружений высотой 1,8 м возводят с применением изделий для лотков ЛПз. 3. Размеры *m* и *k* устанавливают в зависимости от конструкции покрытия.

Колонны устанавливают в стаканы конструкции монолитного дна либо сборных фундамен-
тов, монтируемых на плоское днище.

Покрывание в цилиндрических сооружениях монолитное, либо из специальных трапециевидных панелей, опирающихся на центральную колонну и на стены сооружения. В прямоугольных сооружениях для покрытия используются сборные конструкции по номенклатуре изделий для производственных зданий.

При необходимости устройства перегородок, их выполняют из плоских панелей, разработанных в серии 3.900-3 для емкостных сооружений водоснабжения и канализации, а в отдельных случаях — из панельных перегородок для производственных зданий по серии 1.030.9-2.

Для емкостных сооружений длиной до 50 м, располагаемых в неотапливаемых зданиях или на открытом воздухе, и до 70 м, располагаемых в отапливаемых зданиях или полностью обвало-

ванных грунтом, расчет на температурные воздействия не производят и температурные швы допускается не предусматривать, если температура наиболее холодных суток не ниже -40°C , а температура воды в емкости не более $+40^{\circ}\text{C}$. При этом в сооружениях длиной соответственно 25 и 40 м устраивают 1...2 временных шва бетонирования шириной 0,5...1 м, замоноличиваемых при положительной температуре в холодное время; днище между швами бетонруется непрерывно. В остальных случаях необходимо устройство температурных швов или выполнение расчета на температурные воздействия.

Подземные емкостные сооружения, отметки обвалования которых превышают уровень планировки менее чем на 0,5 м, должны иметь ограждение для предупреждения въезда транспортных средств и механизмов. Для открытых емкостей ограждение требуется при возвышении стен над отметкой планировки или пола менее 0,75 м.

В проекте предусматривают мероприятия, предохраняющие от промерзания грунта основания в зимнее время при опорожнении емкости и во время строительства (в случаях если по грунтовым условиям отметка заложения фундаментов должна быть принята ниже глубины промерзания).

5.3. Нагрузки и воздействия, особенности режима

Сооружения рассчитывают на следующие нагрузки:

гидростатическое давление воды при отсутствии с противоположной стороны грунтовой засыпки; активное боковое давление грунта засыпки при отсутствии с внутренней стороны гидростатического давления воды;

горизонтальное давление, передаваемое грунтом, от загрузения поверхности призмы обрушения транспортными средствами или складированными материалами;

для открытых сооружений с консольными стенами учитывают вертикальную нагрузку от технологического оборудования, приложенную эксцентрично к верхнему торцу стеновых панелей;

для закрытых сооружений учитывают вертикальную нагрузку от покрытия с учетом веса грунтовой засыпки и временной нагрузки над ней; перегородочные панели на гидростатическое давление воды не рассчитывают, так как оно действует на них с двух сторон, и взаимно уравнивается. Их рассчитывают на эксцентрично приложенную вертикальную нагрузку от технологического оборудования и действующую одновременно с ней ветровую.

Разделение нагрузок на постоянные, временные, длительные и кратковременные и коэффициенты надежности по нагрузке принимают в соответствии с табл. 5.3.

Днище рассчитывают при заполненном и незаполненном водой сооружении с учетом подпора грунтовых вод. Нормативное гидростатическое давление определяют при проектном уровне воды, принимаемом на 200 мм ниже верха стены, расчетное — при полностью заполняемой емкости.

Активное боковое давление грунтовой засыпки и давление от нагрузки на призме обрушения находит согласно указаниям гл. 1.

При отсутствии в задании данных о временных нагрузках на призме обрушения и на покрытии их принимают в соответствии с нормами.

Временные нагрузки:	
на призме обрушения	10 кПа (1 тс/м ²)
на покрытии возвышающегося над поверхностью грунта сооружения	2,5 кПа (0,25 тс/м ²)
Высота грунтовой засыпки:	
для открытых сооружений высотой менее 4,8 м ниже верха стены	На 200 мм
то же, высотой 4,8 м и более	На 500 мм

Т а б л и ц а 5.3. Коэффициенты надежности по нагрузке (СНиП 2.01.07-87)

Нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке
Постоянные:	
давление грунта обратной засыпки	1,15
вес грунта засыпки	1,15
собственный вес конструкции	1,1 (0,9)
Временные длительные:	
давление технологической жидкости	1
» грунтовых вод	1,1
Температурные воздействия от технологической жидкости	1,2
Кратковременные:	
нагрузка на призме обрушения (по фактическим данным, но не менее 10 МПа (1 тс/м ²))	1,3
давление воды при гидравлическом испытании	1
нагрузка на покрытие и обваловке, включая временную и снеговую, не более 2,5 МПа (0,25 тс/м ²)	1,2
вакуум при опорожнении закрытых емкостей по фактическим данным, но не более 0,1 МПа (100 кгс/м ²)	1,1

П р и м е ч а н и я: 1. На температурные воздействия от технологической жидкости рассчитывают сооружения, заполненные жидкостью с температурой более 50 или при перепаде температур более 30 $^{\circ}\text{C}$. 2. Покрытия заглубленных или обвалованных сооружений проверяют на нагрузку от строительных механизмов при наличии слоя грунта толщиной 0,3 м и при отсутствии остальных временных нагрузок.

для закрытых сооружений, выше покрытия (в зависимости от климатических условий) На 0,5...1 м

Силу N (рис. 5.1) при отсутствии указаний в задании принимают в виде равномерно распределенной по периметру сооружения нагрузки с нормативной интенсивностью 11 кН/м (1,1 тс/м).

При наличии грунтовых вод или при расположении сооружений в пойме рек рассчитывают незаполненное водой сооружение на устойчивость против всплытия без учета временного повышения уровня грунтовых вод в период паводка, если в проекте предусмотрены мероприятия, предотвращающие опорожнение сооружений в этот период. Расчетные уровни грунтовых вод устанавливают согласно долгосрочному прогнозу. Коэффициент устойчивости против всплытия 1,1.

Статический расчет круглых в плане емкостных сооружений производится как цилиндрической оболочки по безмоментной теории с учетом краевого эффекта в месте сопряжения стен с дном. При этом в кольцевом направлении стеновые панели испытывают растягивающие усилия, а в радиальном (по высоте сооружения) изгиб (см. рис. 5.1, г, д).

Согласно СНиП 2.04.02-84 стены цилиндрических сооружений диаметром более 9 м как правило проектируют предварительно обжатыми. Напряжения сжатия в бетоне стен цилиндрических емкостных сооружений от предварительного об-

жатия, после заполнения их водой и при отсутствии обсыпки, после проявления всех потерь в напрягаемой арматуре, должны быть не менее: в нижней части сооружения (на 1/3 его высоты) 0,8 МПа (8 кгс/см²); в верхней — 0,5 МПа (5 кгс/см²).

Стены прямоугольных сооружений рассчитывают в вертикальном направлении как изгибаемые элементы (см. рис. 5.1, а...е).

5.4. Резервуары для воды

Резервуары оборудуют подводящими и отводящими трубопроводами (или объединенным подводяще-отводящим), переливным и вентиляционным устройствами, спускным трубопроводом, скобами или лестницами, люками-лазами для прохода людей и транспортирования оборудования, а также приборами для измерения уровня воды, контроля давления и вакуума.

В резервуарах для хранения питьевой воды внутренние поверхности конструкций, соприкасающиеся с водой, должны отвечать требованиям категории А1 по ГОСТ 13015-75*, морозостойкость и водонепроницаемость бетона в резервуарах и других емкостных сооружениях указаны в табл. 5.4.

Гидравлические испытания на прочность и водонепроницаемость производят в соответствии с требованиями СНиП III-30-74 при положительной температуре поверхности наружных стен.

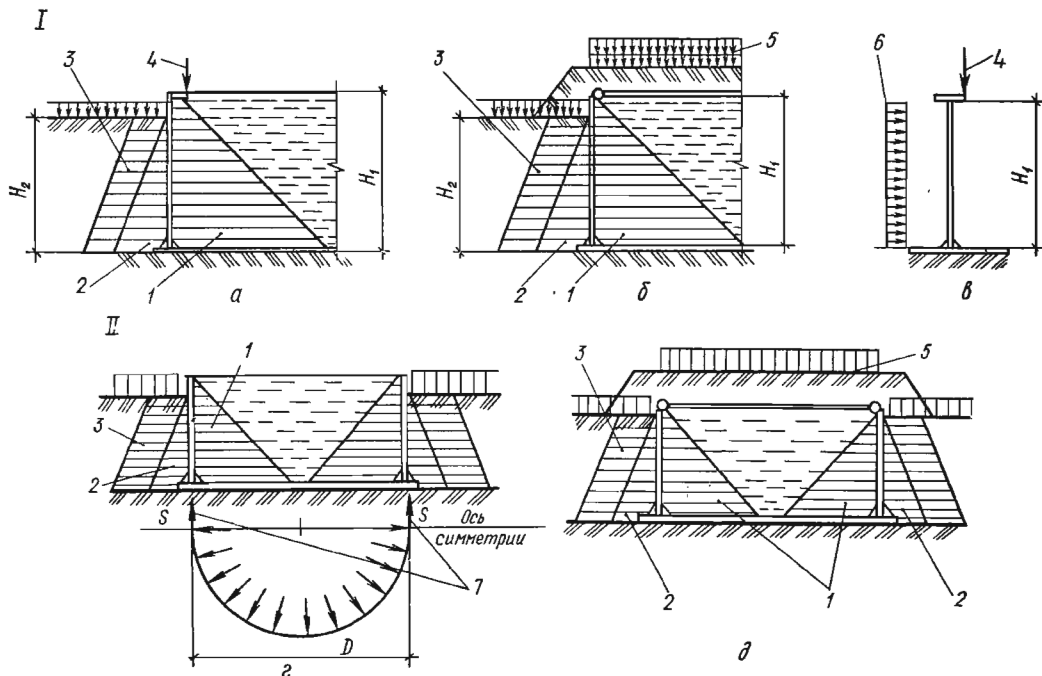
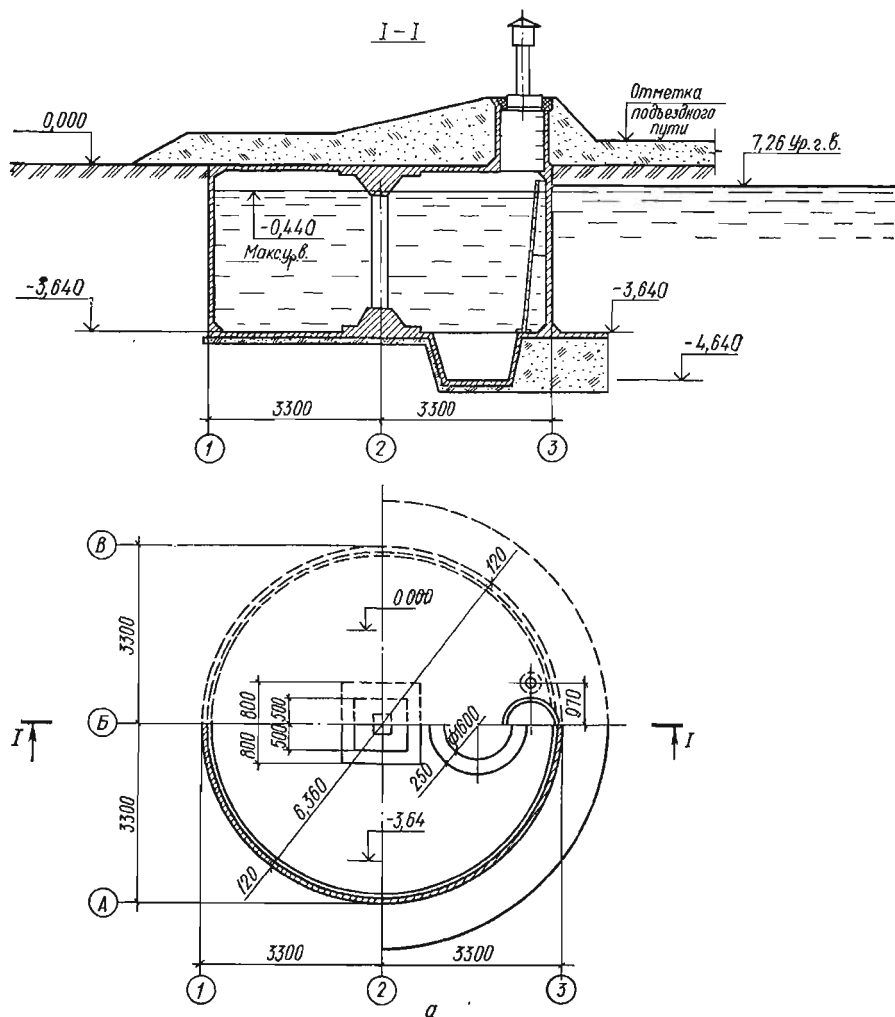


Рис. 5.1. Расчетные схемы сооружений:

I — прямоугольных; II — цилиндрических; а, б — для наружных стен сооружений соответственно открытых и закрытых; в — для перегородок открытых сооружений; г, д — для сооружений соответственно открытых и закрытых; 1 — гидростатическое давление жидкости; 2 — горизонтальное активное давление грунта; 3 — горизонтальное давление грунта от нагрузки по поверхности; 4 — вертикальная нагрузка от технологического оборудования N ; 5 — вертикальная нагрузка от покрытия, засыпки и временной нагрузки на покрытие; 6 — горизонтальная нагрузка от ветра; 7 — кольцевые усилия от гидростатического давления жидкости.



Т а б л и ц а 5.4. Требуемые классы бетона емкостных сооружений по морозостойкости

Условия эксплуатации конструкций	По морозостойкости при расчетной температуре наружного воздуха, °С			
	—5 °С и выше	ниже —5 до —20	ниже —20 до —40	ниже —40
Подлежащие чередующемуся замораживанию при переменном уровне воды с постоянным воздействием воздушной среды	F150	F200	F300	F400
То же, при постоянном уровне воды	F75	F100	F150	F200
Заглубленные в грунт при обваловании, находящиеся в зоне сезонного промерзания	F50	F75	F100	F150
Расположенные в отапливаемых помещениях, постоянно находящиеся под водой или заглубленные ниже глубины промерзания	—	—	F50	F75

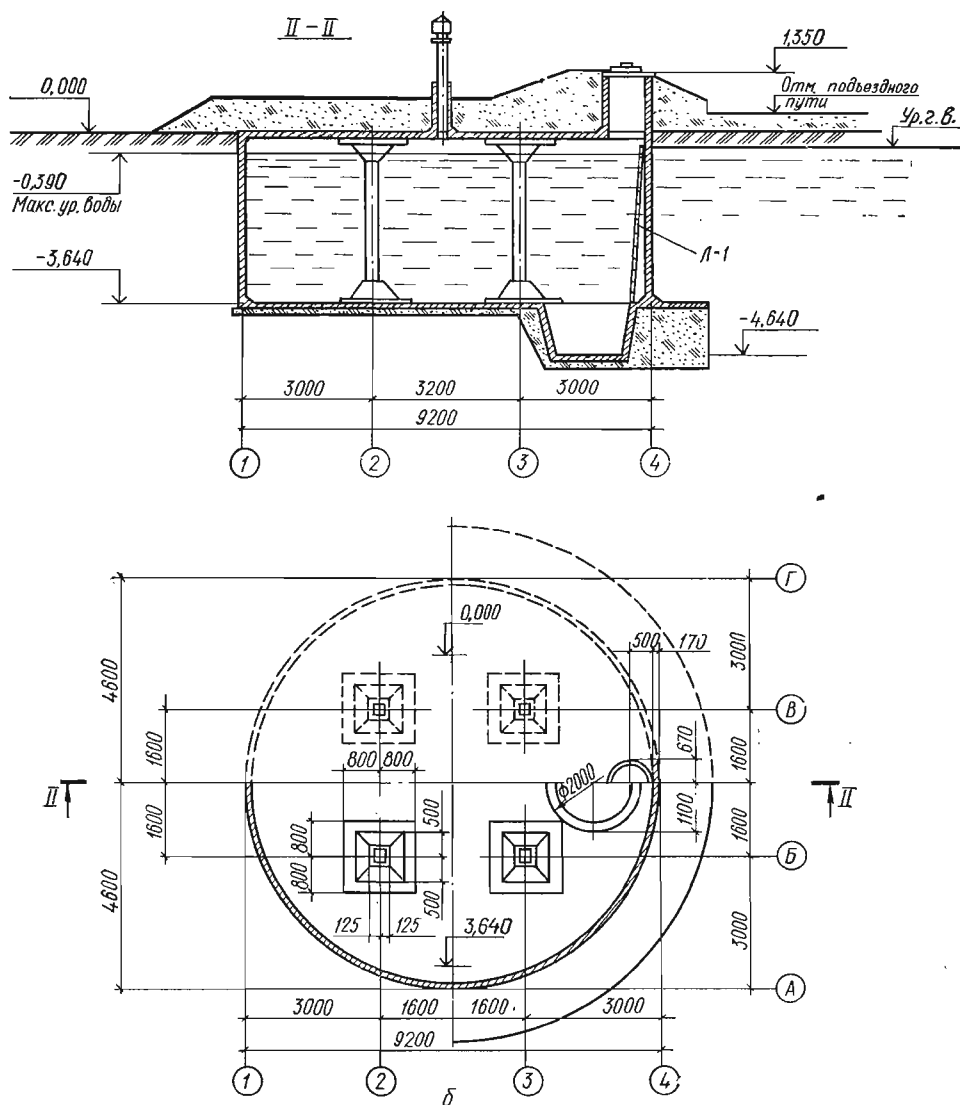


Рис. 5.2. Цилиндрический типовой резервуар для воды вместимостью:

а — 100 м³; б — 200 м³; в — 1000 м³; г — 2000 м³; 1 — люк-лаз; 2 — световой люк; 3 — камера для установки приборов сигнализации уровня воды; 4 — вентиляционные колонны; 5 — монтажный люк; 6 — приямок; 7 — фильтр-поглоитель.

При этом сооружения с антикоррозионным покрытием испытывают до нанесения покрытия.

Типовые проекты выполнены для цилиндрических и прямоугольных резервуаров (рис. 5.2, 5.3, табл. 5.5).

Резервуары вместимостью 100 (типовой проект 901-4-46) и 200 м³ (типовой проект 901-4-47) разработаны Гипролестрансом (Ленинград), предназначены для наружного пожаротушения и применяются на всей территории СССР, включая сейсмические районы и площадки с высоким уровнем грунтовых вод. Все конструкции монолитные.

Резервуары вместимостью 250 (типовой проект 901-4-50с), 500 (типовой проект 901-4-51с), 1000

(типовой проект 901-4-52с) и 2000 м³ (типовой проект 901-4-53с) разработаны Харьковским Водоканалпроектом и предназначены для хранения воды с температурой не выше 35 °С в системах хозяйственно-питьевого, производственного водоснабжения, а также в качестве пожарного водоема в районах с расчетной температурой наружного воздуха —20 и —40 °С, в том числе и сейсмических, на площадках с отсутствием грунтовых вод. Все конструкции резервуаров монолитные, за исключением колонн (из сборного железобетона).

В цилиндрических монолитных резервуарах покрытие рассматривается как безбалочное

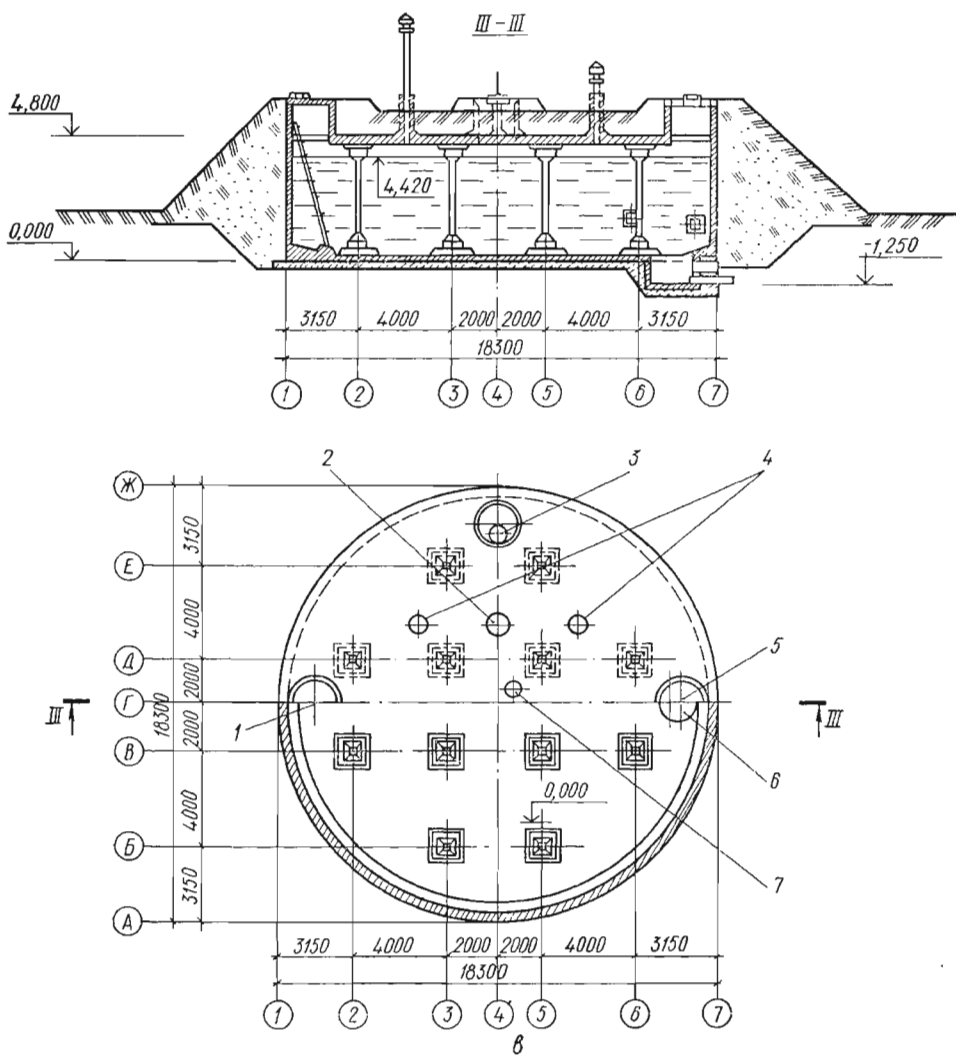
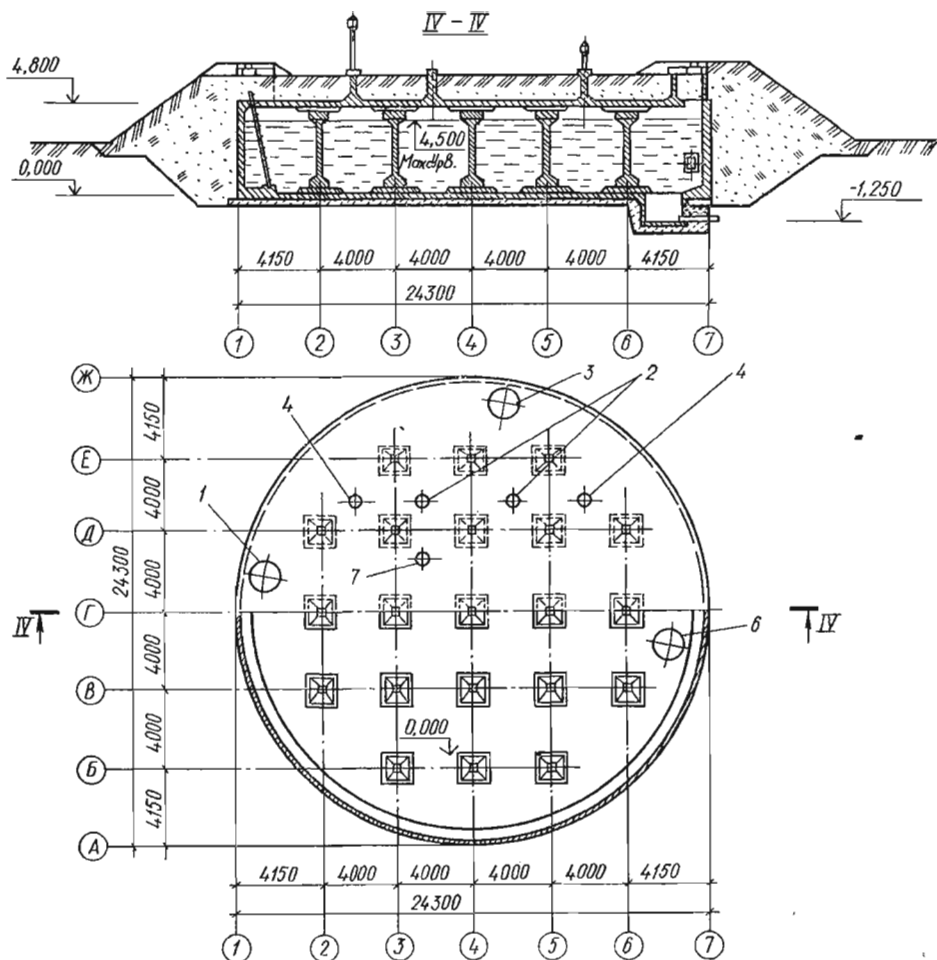


Таблица 5.5. Основные параметры и технико-экономические показатели цилиндрических резервуаров для воды

№ типового проекта	Вмести- мость, м³	Размеры, м		Количество ко лонн, шт.	Расход				Стои- мость в ценах 1984 г., тыс. р	В том числе строительно-мон- тажных работ тыс. р	Построеч- ные тру- дозатраты, чел.-дни
		диа- метр	высо- та		бетона и железобетона, м³		цемен- та, т	ста- ли, т			
					моно- литно- го	сбор- ного					
901-4-46	100	6,6	3,6	1	20,8	—	10,60	2,38	4,10	4,10	—
901-4-47	200	9,28	3,6	4	37,5	—	19,12	4,56	7,15	7,15	—
901-4-50с	250	10,3	3,6	4	54,04	3,32	29,18	3,95	9,89	9,89	278
901-4-51с	500	12,3	4,8	4	62,64	3,92	34,39	7,02	13,92	13,92	374
901-4-52с	1000	18,3	4,8	12	124,02	10,08	57,7	10,36	26,84	26,84	674
901-4-53с	2000	24,3	4,8	21	198,95	17,01	95,55	18,69	41,46	41,46	1130

Примечания: 1. Значения D указаны по наружным граням стен. 2. Для резервуаров вместимостью 100 и 200 м³ данные приведены для варианта строительства при высоком уровне грунтовых вод.



2

перекрытие, опертые по наружному периметру на стены и на внутренние опоры, — квадратные в плане капители колонн, днище — опрокинутое безбалочное перекрытие. Толщина плит покрытия и днища 120...140, стен — 120 мм для резервуаров вместимостью 100...200 м³ и 150 мм для остальных объемов; запроектированных из бетона класса по прочности не ниже В15 (М200) и по водонепроницаемости класса W4 (B4). В днище предусмотрены пряжки, к которым подсоединяется спускной трубопровод, поверху плиты днища — набетонка из бетона класса В7,5 (М100), толщиной 40...10 мм для создания уклона к пряжке.

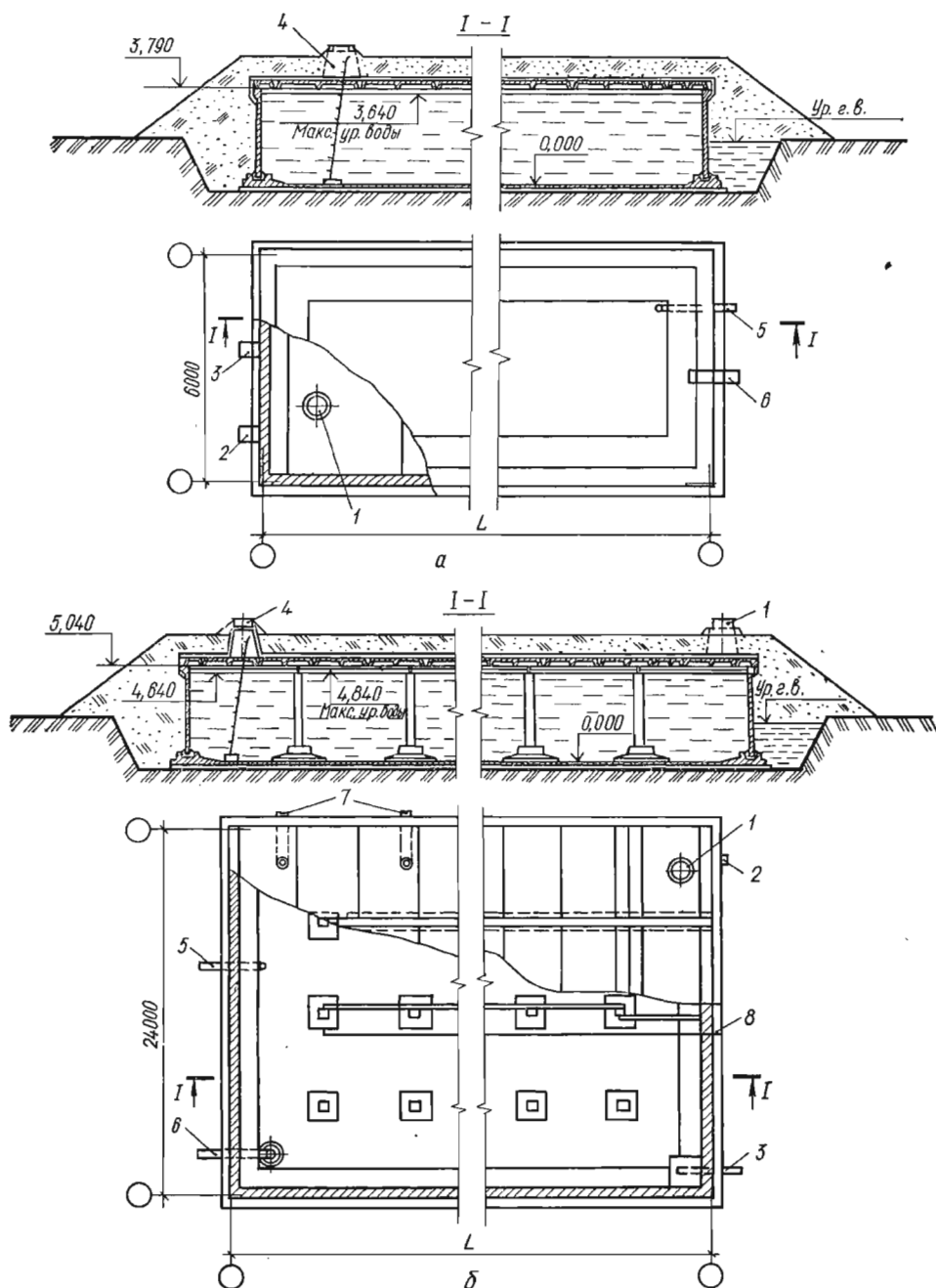
Внутренние поверхности, соприкасающиеся с водой, штукатурят цементно-песчаной смесью слоем 20...25 мм. В резервуарах, предназначенных для хранения питьевой воды, кроме того поверхности железнят. Наружные поверхности покрывают двумя слоями горячего битума.

Под днищем устраивают бетонную подготовку толщиной 100 мм с горячей асфальтовой гидроизоляцией толщиной 6 мм; над покрытием, поверх

битумной гидроизоляции — защитная цементная стяжка толщиной 20 мм. Грунтовая обсыпка выполняется в зависимости от климатических условий толщиной 500...1000 мм.

Типовые проекты прямоугольных резервуаров (рис. 5.3, табл. 5.6) для аккумуляции и хранения воды в системах хозяйственно-питьевого, производственного или пожарного водоснабжения предназначены для применения в I...IV климатических районах СССР с расчетной температурой наружного воздуха не ниже -40 °С, снеговой нагрузкой не более 1,5 кПа (150 кгс/м²), в сейсмических районах. Допускается использование на площадках с грунтовыми водами, уровень которых может превышать уровень днища резервуара не более чем на 2 м.

Конструктивные решения типовых прямоугольных резервуаров общие для всех объемов: все они полуподземные с обвалованием; днище — монолитная железобетонная плита из бетона класса В15 (М200), стены — сборные панели из бетона класса В15 (М200) по серии 3.900-3 вып. 4/82, устанавливаемые в щелевой паз фундаментов.



Угловые участки стен решены с применением угловых сборных блоков (основное решение) и в монолитном железобетоне. Фундаменты под колонны — сборные, одного типоразмера, из бетона класса В15 (М200) устанавливаются на плоскую плиту дна. Колонны — сборные, квадратного сечения, из бетона класса В22,5 (М300), одного типоразмера.

Покрытия — сборные железобетонные плиты, принятые по номенклатуре изделий производственных зданий 3 × 6 м (по серии 1.442.1-1, вып. 1, 3) в двух вариантах: предварительно напряженными из бетона классов В20 (М250) и ненапряженными из бетона класса В15 (М200).

Над покрытием предусмотрена грунтовая засыпка толщиной, в зависимости от климатиче-

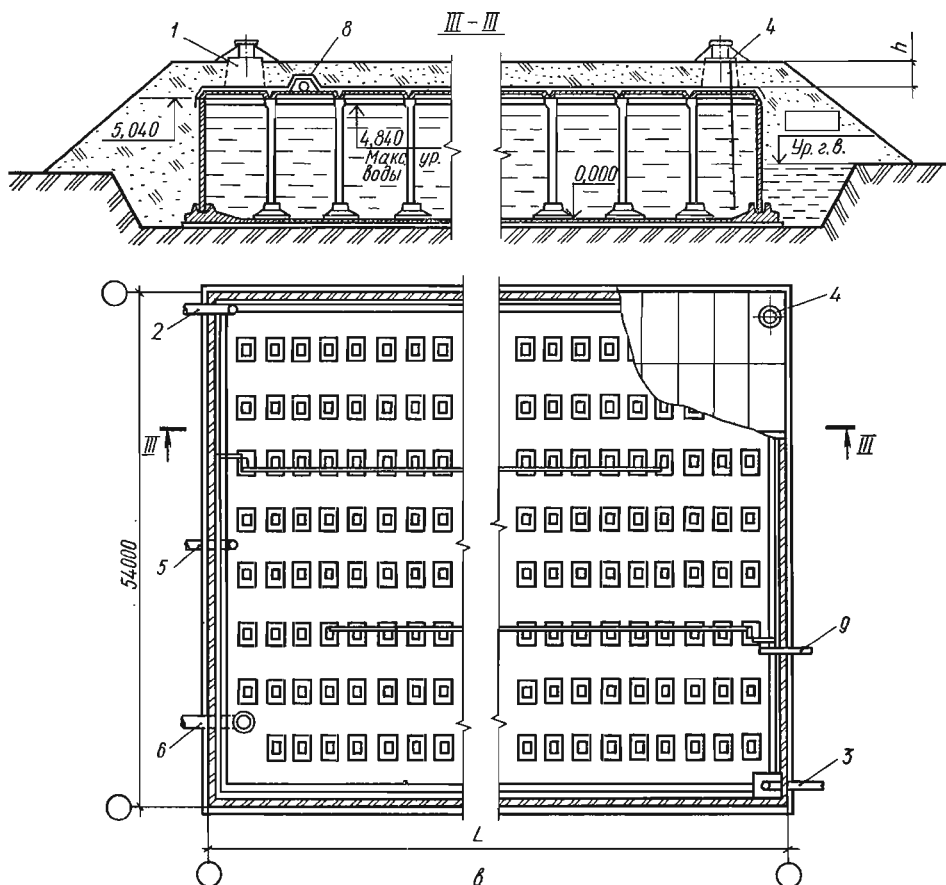


Рис. 5.3. Прямоугольный типовой резервуар вместимостью:

a — 100...250 м³; b — 2500...3900 м³; $в$ — 12 000...20 000 м³; 1 — камера приборов сигнализации уровней; 2, 3 — трубопровод соответственно отводящий с решеткой и подводящий; 4 — люк-лаз со стремяжкой и вентиляционным устройством; 5, 6 — трубопровод соответственно спускной и переливной; 7 — вентиляционное устройство; 8 — водопровод промывочный; 9 — дыхательное устройство.

ских условий 0,5; 0,75 или 1 м. При толщине грунтовой засыпки 1 м ненапряженные плиты выполняют из бетона класса В20 (М250).

В резервуарах вместимостью до 250 м³ плиты покрытия опираются на стены резервуаров; вместимостью 250...3900 м³ при сетке колонн 6 × 6 м по колоннам устанавливают ригели по серии ИС-01-19 (см. гл. 3) крайние (с подрезкой у опоры) и рядовые. Плиты покрытия опирают на полки ригелей.

В резервуарах вместимостью 12 000...20 000 м³ при сетке 6 × 3 м принято безригельное решение и плиты покрытия опираются непосредственно на колонны, конструкции покрытия со сборными камерами для спуска в резервуары и колонны — по серии 3.900-3. Внутренние перегородки (при необходимости) — панельные по серии 1.431-20, вып. 1, 6, 7.

Оборудование резервуаров, гидроизоляция наружных поверхностей и внутренняя отделка решены как для цилиндрических резервуаров.

Харьковским Водоканалпроектом разработан типовой проект 901-4-64-83 для резервуаров вме-

стимостью 50, 150, 200, 250, 300 м³ с применением стеновых панелей сапожкового типа — с опорной пяткой по типу панелей УПС (см. гл. 2). За исключением узла сопряжения стеновых панелей с дном конструктивные решения их не отличаются от описанных.

5.5. Типовые решения некоторых очистных сооружений

В зависимости от технологического процесса очистные сооружения подразделяются на цилиндрические и прямоугольные.

Цилиндрические сооружения. Флотатор для доочистки нефтесодержащих сточных вод производительностью 300 м³ (типовой проект 902-2-290) предназначен для нефтеперерабатывающих заводов и нефтепромыслов (рис. 5.4).

Строительные конструкции решены следующим образом: флотатор — открытая цилиндрическая емкость диаметром 9 м, заглубленная в грунт на глубину 3 м, днище — из монолитного железобетона.

Т а б л и ц а 5.6. Основные параметры и технико-экономические показатели типовых прямоугольных резервуаров для воды

№ типового проекта	Вместимость резер вуара, м³	Разме- ры, м		Сетка колонн, м	Количество колонн шт	Расход				Стоимость в ценах 1984 г., тыс. р		Построеч- ные тру- дозатраты, чел.-дни
		ширина В	длина L			Бетона и желе- зобетона, м³		цемен- та, т	Стали, т	общая	в том числе строительно- монтажных работ	
						моно- лит- ного	сбор- ного					
901-4-57.83	50	3	6	—	—	12,60	13,68	7,92	1,77	4,12	4,04	82,25
901-4-58.83	100	6	6	—	—	20,6	19,5	13,3	2,93	5,97	5,82	107
901-4-58.83	150	6	9	—	—	28,8	24,8	17,5	3,66	7,56	7,38	130
901-4-58.83	200	6	12	—	—	37,7	30,1	21,8	4,38	9,21	8,95	148
901-4-58.83	250	6	15	—	—	45,2	35,4	26,1	5,14	10,81	10,51	160
901-4-59.83	500	12	12	6×6	1	60,3	51,7	36,3	7,79	14,82	14,65	270
901-4-59.83	700	12	18	6×6	2	84,0	70,2	48,8	10,44	19,82	19,65	325
901-4-59.83	1000	12	24	6×6	3	107,6	88,6	61,2	13,10	24,06	23,77	384
901-4-59.83	1200	12	30	6×6	4	131,3	107,1	73,6	15,76	29,95	29,66	433
901-4-60.83	1400	18	18	6×6	4	131,6	123,7	81,5	20,01	34,10	33,63	515
901-4-60.83	1900	18	24	6×6	6	167,9	154,4	102,5	24,53	42,33	41,78	623
901-4-60.83	2400	18	30	6×6	8	204,2	185,0	123,0	29,07	51,05	50,50	767
901-4-61.83	2500	24	24	6×6	9	228,3	207,0	135,6	32,03	50,34	49,74	793
901-4-61.83	3200	24	30	6×6	12	273,3	247,7	163,0	37,67	59,76	59,10	935
901-4-61.83	3900	24	36	6×6	15	319,3	288,5	189,5	43,24	69,34	68,47	1095
901-4-76.83	12 000	54	48	6×3	105	989,3	610,69	433,55	96,37	182,8	180,8	2519
901-4-76.83	14 000	54	54	6×3	119	1103,3	676,15	482,62	106,11	202,57	200,55	2887
901-4-76.83	15 000	54	60	6×3	133	1217,3	741,97	531,47	116,18	222,65	220,28	3075
901-4-76.83	17 000	54	66	6×3	147	1331,3	807,79	580,52	125,66	242,73	240,34	3442
901-4-76.83	18 000	54	72	6×3	161	1445,3	870,61	629,6	135,44	262,77	260,01	3633
901-4-76.83	20 000	54	78	6×3	175	1559,3	939,43	678,6	145,2	282,57	279,78	4001

Примечание. Для проектов 901-4-57.83...901-4-59.83 $H = 3,79$ м; для проектов 901-4-60.83 $H = 4,84$ м.

Т а б л и ц а 5.7. Основные размеры песколовок для очистки сточных вод, не содержащих нефть

Типы	Производительность в сутки		Размеры, мм			Отметки, м				
	м³	л	A	Б	В	Г	Д	Е	Ж	И
I	1400...2700	31...56	300	500	200	9,56	9,21			
II	2700...4200	56...83	300	500	300	9,60	9,18	6,55	8,15	7,80
III	4200...7000	83...133	450	800	300	9,33	8,96			
IV	7000...10 000	133...183	600	800	450	9,50	9,11			
V	10 000...17 000	183...278	600	1000	600	9,39	9,01			
VI	17 000...25 000	278...394	900	1400	900	9,09	8,74			
VII	25 000...40 000	394...590	900	1500	900	9,25	8,78	4,75	7,90	7,55
VIII	40 000...64 000	590...920	1200	1800	900	9,28	8,72			

Примечание. А...И. I...VIII см. на рис. 5.5.

бетона, стены из сборных железобетонных панелей, устанавливаемых в щелевой паз днища, обжимаемые навивкой проволоочной арматуры с последующей защитой ее торкрет-штукатуркой. Наружная отделка и гидроизоляция — такие же, как и в резервуарах.

Песколовки с круговым движением сточных вод производительностью 1400...64 000 м³ в сутки (типовой проект 902-2-331, рис. 5.5, табл. 5.7) предназначены для задержания песка из бытовых и близких к ним по составу производственных, а также нефтесодержащих сточных вод. Они представляют собой круговой резервуар с коническим днищем, внутри которого находится кольцевой лоток со щелевым отверстием внизу. Удаление

песка из песколовок осуществляется с помощью гидроэлеватора.

Узел сооружений состоит из двух песколовок, распределительной камеры и камеры переключения.

В проекте разработаны варианты расположения подводящего лотка для каждого типа на уровне поверхности земли и в насыпи высотой 1; 2; 3; 4; 5 м. Строительные конструкции решены в монолитном и сборном железобетоне.

Осветлитель-перегиватель (рис. 5.6) диаметром 12 м (типовой проект 902-2-315), предназначенный для механической очистки сточных вод мяскокомбинатов и сбраживания осадка, представляет собой комбинированное сооружение, состоя-

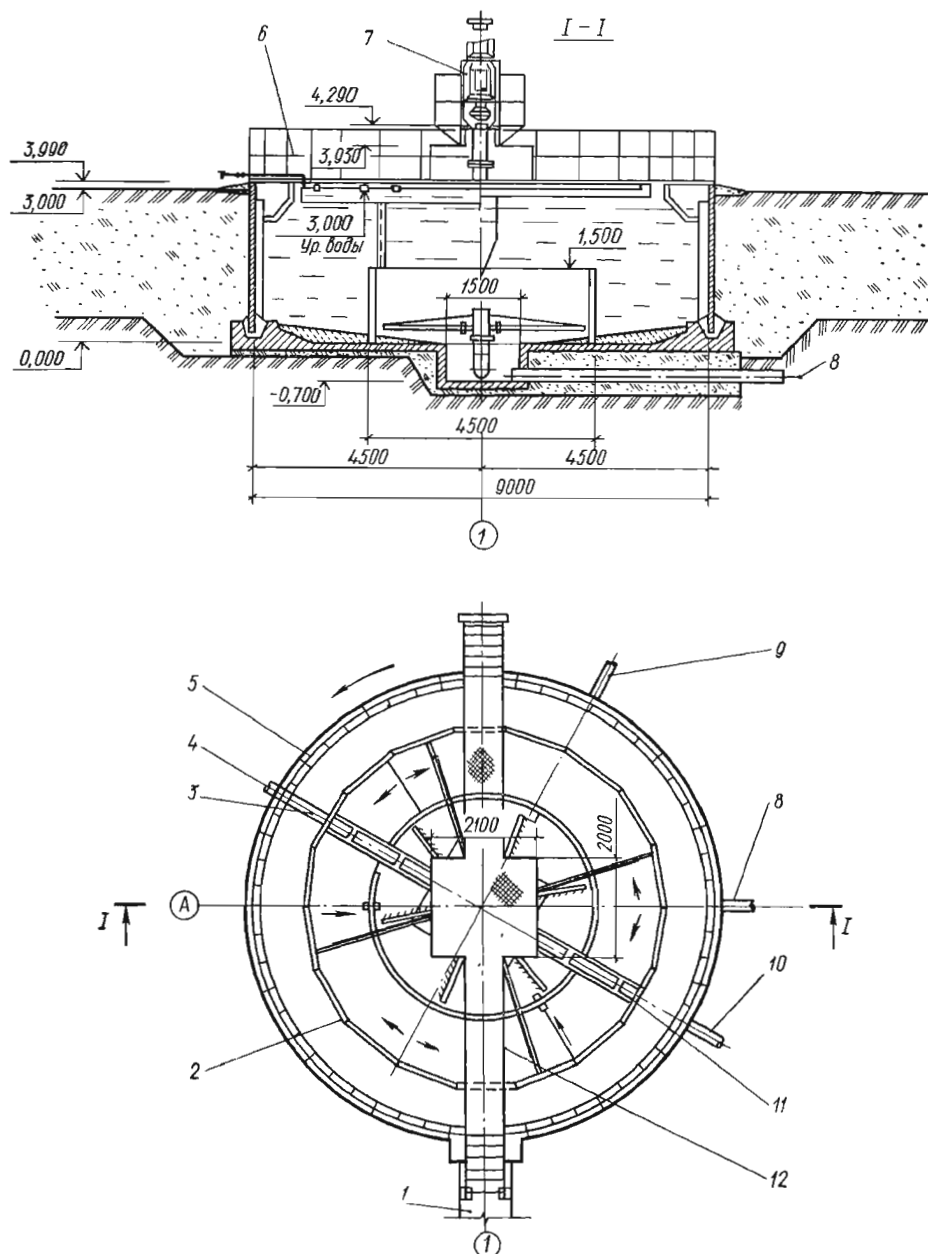


Рис. 5.4. Схема цилиндрического флотатора для доочистки нефтесодержащих сточных вод производительностью 300 м³/ч:

1 — отвод очищенной воды; 2 — водораспределитель; 3 — теплоноситель; 4 — пеногашение; 5 — кольцевой лоток; 6 — ограждение; 7 — механизм сгребания пены; 8 — опорожнение и отвод осадка; 9 — подача воды на флотацию; 10 — отвод пены; 11 — лоток пеносборный; 12 — опорная конструкция для механизма сгребания пены.

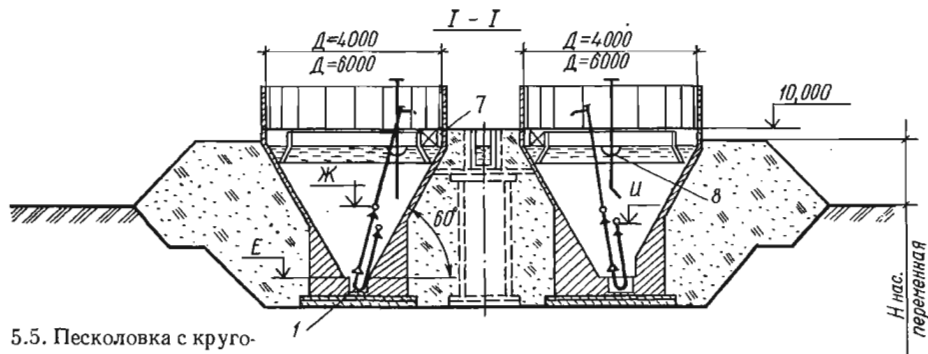


Рис. 5.5. Песколовка с круговым движением сточных вод:

1 — отводящий люк; 2 — распределительная камера; 3 — гидрозелеватор; 4 — щитовой затвор; 5 — нефтепровод (III, V, VII); 6 — подводный лоток; 7 — полупогруженный щит (III, V, VII); 8 — устройство для сбора нефти (III, V, VII); 9 — пульпопровод; 10 — трубопровод рабочей воды; 11 — камера переключения.

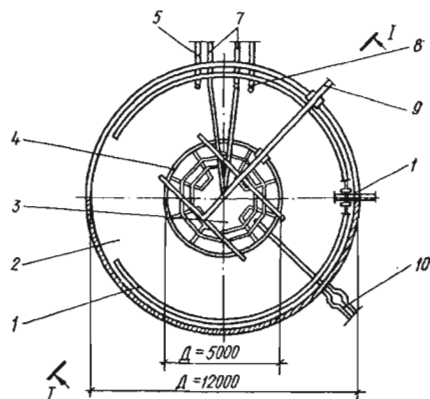
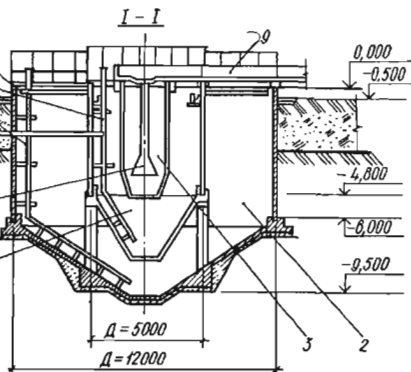
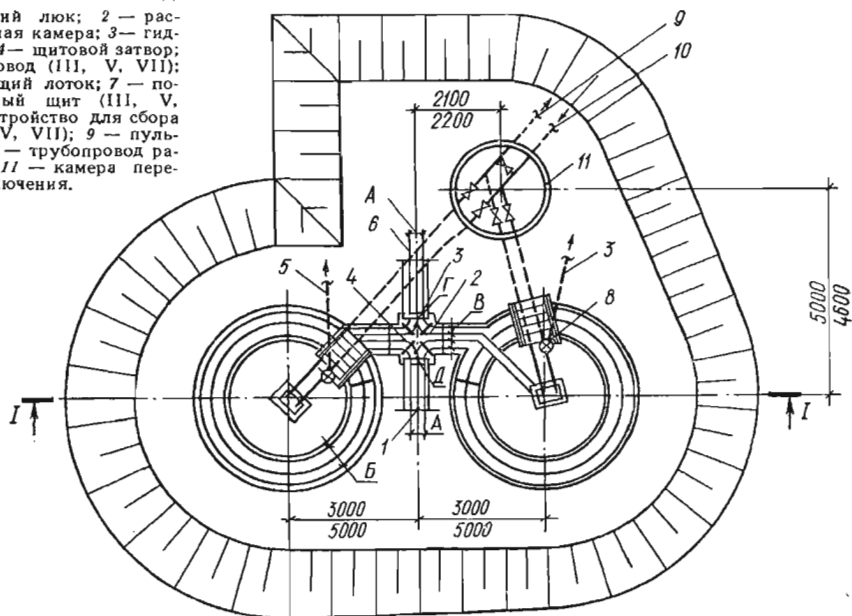


Рис. 5.6. Схема цилиндрического осветителя-перегнвателя диаметром 12 м:

1 — труба для загрузки и перемешивания осадка; 2 — перегнватель; 3 — камера флокуляции; 4 — осветитель; 5 — труба для выпуска иловой воды; 6 — труба центральная; 7 — иловые трубы; 8 — труба переливная; 9, 10 — лоток соответственно подводящий и отводящий 200 × 300 мм.

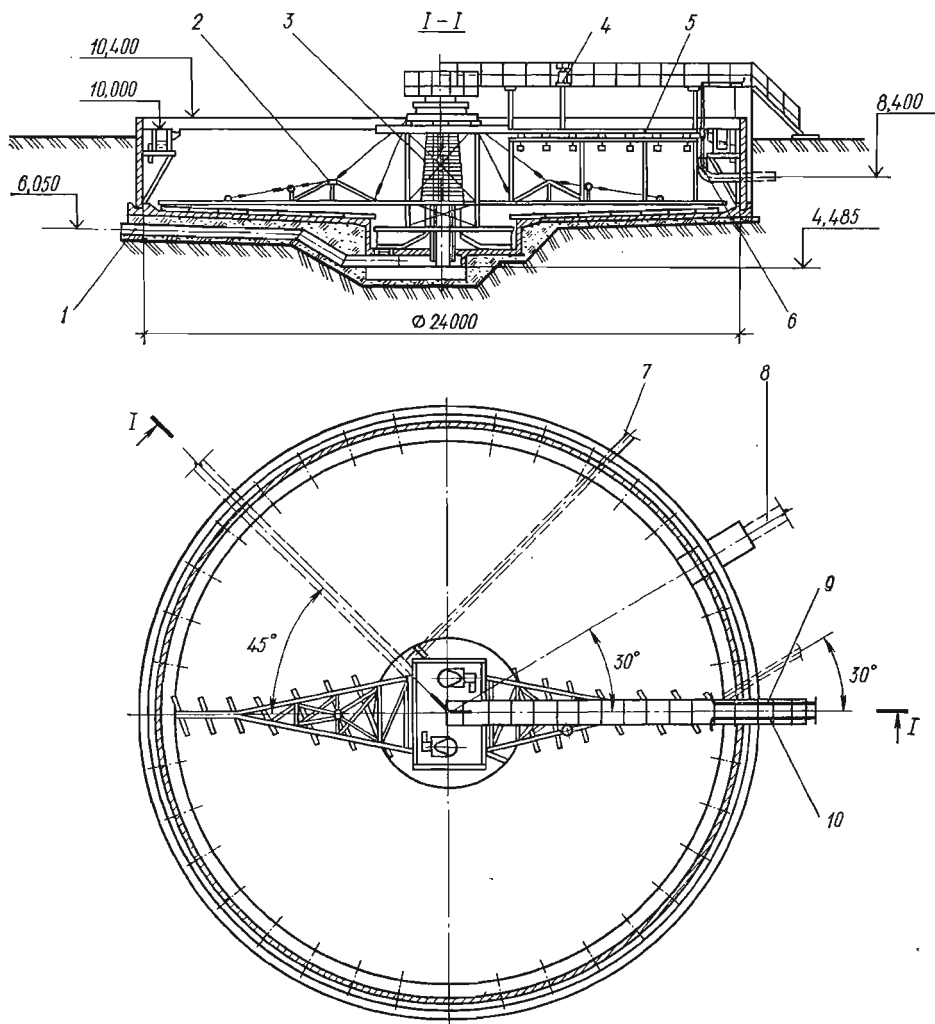


Рис. 5.7. Отстойник канализационный радиальный:

1 — трубопровод подачи сточной жидкости; 2 — илоскреб-нефтьесборник во взрывозащищенном исполнении; 3 — водораспределитель шайбовый; 4 — колонка управления для поворота нефтьесборной трубы; 5 — нефтьесборная труба; 6, 7 — трубопровод отвода соответственно нефтепродуктов и отвода сырого осадка; 8 — трубопровод отвода отстойной воды; 9, 10 — трубопровод соответственно подвода и отвода горячей воды.

щее из осветлителя с естественной аэрацией и кольцевой камеры для сбраживания осадка — перегнивателя. Внутри осветлителя размещена камера флокуляции для укрупнения частиц взвешенных веществ.

Для борьбы с коркообразованием и интенсификации процесса сбраживания в перегнивателе предусмотрено перемешивание осадка насосом, расположенным в иловой насосной станции. В целях предотвращения охлаждения осадка в зимнее время перегниватель перекрывается деревянными щитами.

Днище осветлителя и перегнивателя — из монолитного железобетона, стены — из сборных железобетонных панелей; для стен перегнивателя предусмотрена навивка предварительно напря-

женной арматуры (возможен вариант с решением стен и днища в монолитном железобетоне). Камера флокуляции и перекрытие перегнивателя — из деревянных щитов, балки — сборные железобетонные индивидуального изготовления (типоразмеров I); лотки — сборные железобетонные индивидуального изготовления и по серии 3.900-3; опоры под лотки — из сборных железобетонных колец и плит по серии 3.900-3; трубы центральная для перемешивания осадка и выпуска ила — стальные.

Отстойник канализационный радиальный диаметром 24 м (типовой проект 902-2-353, рис. 5.7) предназначен для удаления из сточных вод нефтеперерабатывающих заводов нефтепродуктов и механических примесей после сооружений основного

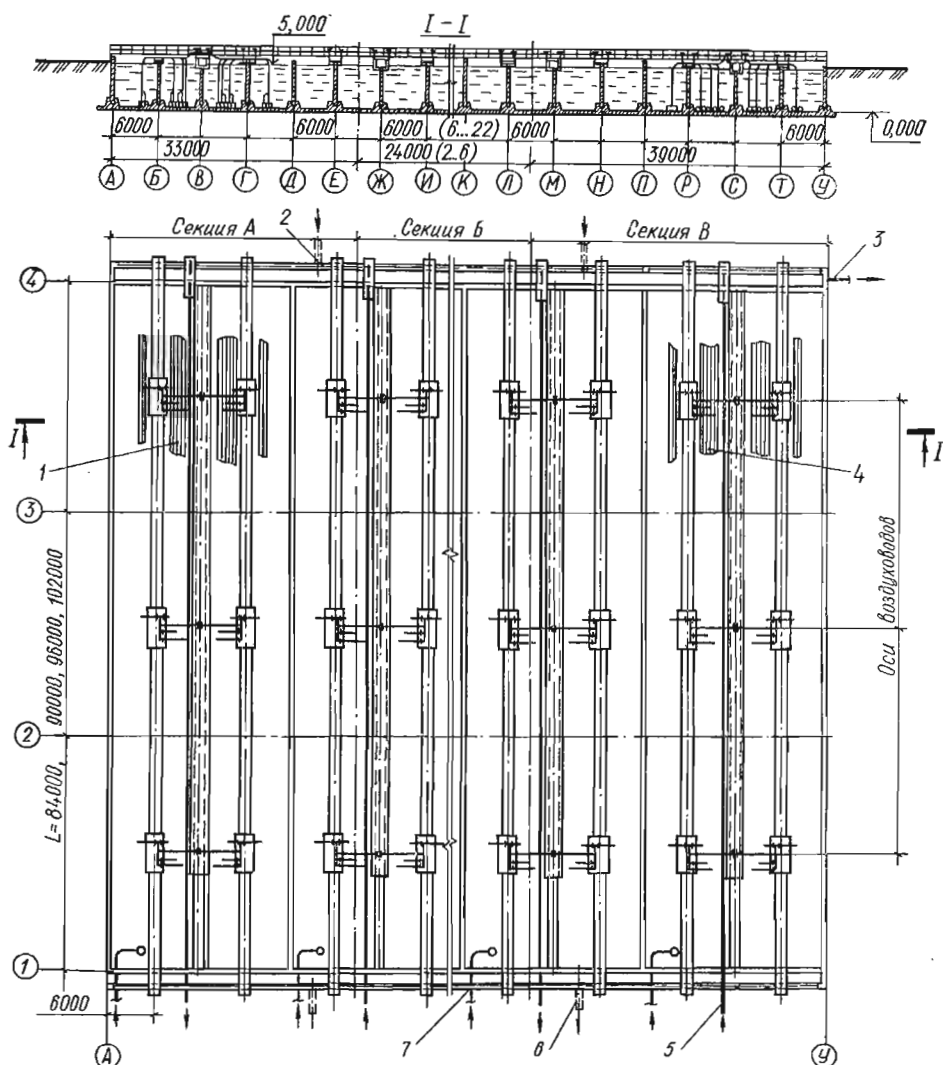


Рис. 5.8. Аэротенк четырехкоридорный из сборного железобетона:

1 — фильтровальный канал; 2 — трубопровод подачи сточной жидкости; 3 — трубопровод опорожнения; 4 — пористые керамические трубы; 5 — воздуховод; 6, 7 — трубопровод соответственно отвода и подачи ила.

нефтеулавливателя, а также для очистки нефтесодержащих сточных вод других отраслей промышленности. Отстойник рассчитан на пребывание в нем сточных вод 3...6 ч. Оборудование выполнено во взрывозащищенном исполнении, основание — монолитное бетонное класса В3,5 (М50); днище — монолитное железобетонное класса В15 (М200); стены — сборные железобетонные панели по серии 3.900-3, вып. 3, лотки — сборные железобетонные индивидуальные; обслуживающая площадка и лестница — металлические индивидуального изготовления. Металлоконструкции окрашиваются краской БТ-577 за 2 раза по огрунтовке ГФ-020 или эмалью ХС-717 за 3 раза по огрунтовке ХС-010.

Прямоугольные очистные сооружения. Аэротенк четырехкоридорный из сборного железобетона (типовой проект 902-2-343, рис. 5.8), предназначен для биологической очистки производственных сточных вод, содержащих органические загрязнения, бытовых сточных вод и их смеси с производственными.

Производительность 80 000 до 260 000 м³ в сутки при периоде аэрации 4...20 ч. В проекте разработаны компоновки из 5...9 секций длиной 84, 90, 96 и 102 м. Основание — монолитное бетонное; днище — монолитное железобетонное; стены — сборные железобетонные панели по серии 3.900-3, вып. 3; перегородки — сборные железобетонные панели по серии 3.900-3, вып. 6; лот-

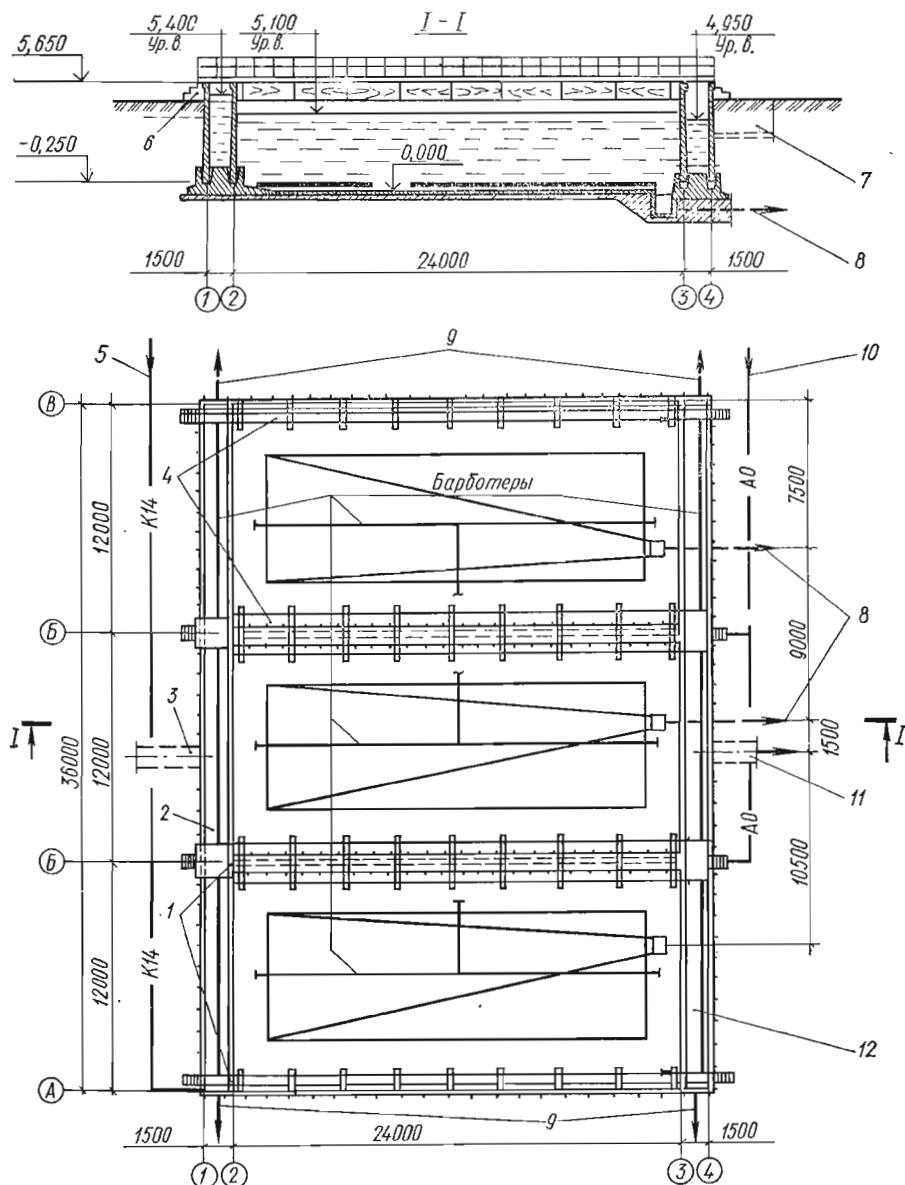


Рис. 5.9. Усреднители концентрации сточных вод с секциями $12 \times 5,1 \times 24$ м (блоки из двух и трех секций):

1 — затвор щитовой; 2 — канал верхний; 3, 6 — лоток подающий 900×1200 ; 4 — лотки распределительные; 5 — вода для взмучивания осадка в лотках; 7 — лоток отводящий; 8 — опорожнение секции; 9 — опорожнение каналов. $D_y = 200$ (вариант); 10 — воздух; 11 — лоток отводящий 900×1200 ; 12 — канал нижний.

ки — сборные железобетонные по серии 3.900-3, вып. 8; обслуживающие площадки — сборные железобетонные плиты индивидуального изготовления; ограждение — металлическое по серии 1.459-2, вып. 2.

Металлоконструкции окрашивают эмалью ПФ-115 за 3 раза по одному слою грунтовки ГФ-020.

Усреднители концентрации сточных вод бар-

ботажного типа (типовой проект 902-2-329, рис. 5.9) предназначены для выравнивания концентрации загрязнений производственных неагрессивных сточных вод, а также с различной степенью агрессивности и при различном характере агрессивности по отношению к строительным конструкциям.

В проекте разработаны два блока усреднителей, состоящие из двух и трех секций с размерами

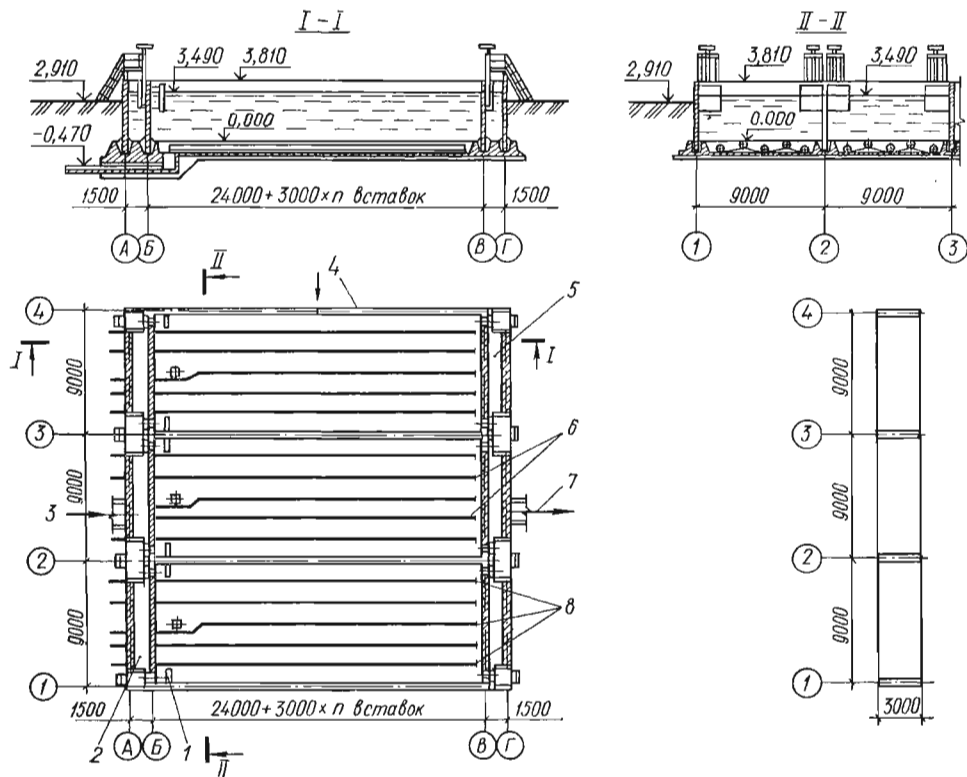


Рис. 5.10. Контактные резервуары шириной 9 м (3 единицы):

1 — струенаправляющий щит; 2 — распределительный канал; 3 — подвод воды; 4 — место вставки; 5 — сборный канал; 6 — воздуховод; 7 — отвод воды; 8 — трубопровод технической воды.

секции $12 \times 5,1 \times 24$ м. Полезный объем секции 1400 м^3 , ее максимальная пропускная способность $530 \text{ м}^3/\text{ч}$. Основание — монолитное бетонное; днище — монолитное железобетонное; стены — сборные железобетонные панели по серии 3.900-3 индивидуального изготовления, лотки — деревянные; мостики ходовые — сборные железобетонные плиты индивидуального изготовления; ограждение — металлическое по серии 1.459-2 индивидуального изготовления. Ограждение окрашивается эмалью ПФ-115 за 3 раза по одному слою грунтовки ГФ-020.

Контактные резервуары шириной 9 м (типовой проект 902-2-333, рис. 5.10) применяются в составе очистных канализационных станций и предназначены для обеспечения расчетного времени контакта очищенных сточных вод с хлором или гипохлоридом натрия. Ширина контактного резервуара 9 м, длина 24 м, рабочая глубина 3,3 м. Дополнительно предусмотрена вставка длиной 3 м, позволяющая увеличивать длину резервуара до 48 м. Расчетная вместимость резервуаров для рекомендуемой длины $2100 \dots 4200 \text{ м}^3$. Расчетная пропускная способность сооружения $4200 \dots 8400 \text{ м}^3/\text{ч}$ при времени контакта 0,5 ч. Основание — бетонная подготовка толщиной 100 мм из бетона класса В3,5 (М50); днище — монолитное железобетонное из бетона класса В15 (М200); стены — сборные железобетонные по серии 3.900-3, вып. 3.

5.6. Сборные железобетонные конструкции

При типовом и индивидуальном проектировании емкостных сооружений водоснабжения и канализации применяют унифицированные сборные железобетонные конструкции, разработанные в серии 3.900-3, соответствующие габаритным схемам этих сооружений, а, при возможности, также изделия по номенклатуре конструкций для производственных зданий. Наибольшее применение

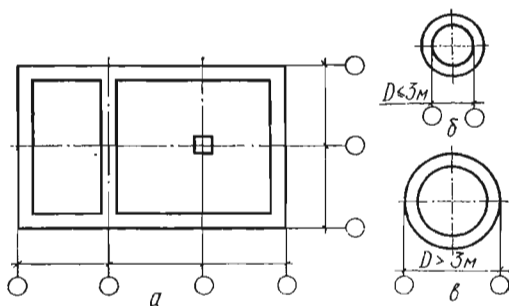


Рис. 5.11. Привязка разбивочных осей к конструкциям сооружений:

а — прямоугольных; б, в — цилиндрических соответственно $d \leq 3 \text{ м}$ и $d > 3,0 \text{ м}$.

Таблица 5.8. Номенклатура стеновых панелей для прямоугольных сооружений

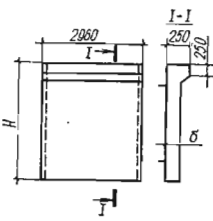
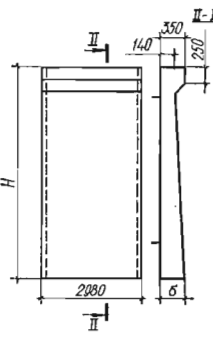
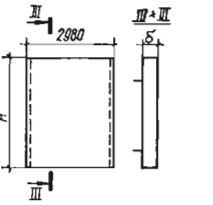
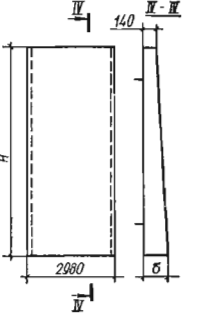
Схема	Марка изделия	Основные размеры, мм		Расход		Масса, т
		Н	δ	бетона, м³	стали, кг	
	ПС1-24-61	2400	140	1,1	65,8	2,8
	ПС1-24-62				66,4	
	ПС1-30-61	3000	140	1,35	94,4	3,4
	ПС1-30-62				100,7	
	ПС1-36-61	3600	180	1,93	160,0	4,8
	ПС1-36-62				166,0	
	ПС1-36-63				181,6	
	ПС1-36-64				198,6	
	ПС1-42-61	4200	230	2,53	185,9	6,3
	ПС1-42-62				214,9	
	ПС1-48-61	4800	240	2,92	267,3	7,3
	ПС1-48-62				288,2	
	ПС1-48-63				331,7	
	ПС1-48-64				363,9	
	ПС1-54-61	5400	300	3,74	347,0	9,4
	ПС1-54-62				381,0	
	ПС1-60-61	6000	320	4,31	463,1	10,8
	ПС1-60-62				533,1	
	ПС2-24-К1	2400	140	1	70,6	2,5
	ПС2-24-К2				76,5	
	ПС2-24-К11				81,9	
	ПС2-24-К12				87,9	
	ПС2-30-К1	3000	140	1,25	135,2	3,1
	ПС2-30-К2				150,4	
	ПС2-30-К3				161,4	
	ПС2-30-К4				173,0	
	ПС2-30-К11				154,8	
	ПС2-30-К12				169	
	ПС2-30-К13				180	
	ПС2-30-К14				190	
	ПС2-36-К1	3600	180	1,71	182,7	4,3
	ПС2-36-К2				204,2	
	ПС2-36-К3				211,1	
	ПС2-36-К4				297,2	
	ПС2-36-К11				201,2	
	ПС2-36-К12				222,7	
	ПС2-36-К13				229,6	
	ПС2-36-К14				254,7	
	ПС2-36-К63	4200	230	2,31	144,8	5,8
	ПС2-36-64				158,4	
	ПС-2-42-К1				269,7	
	ПС2-42-К2				302,4	
	ПС2-42-К3				288,9	
	ПС2-42-К4				321,2	
	ПС2-42-К11				293,2	
	ПС2-42-К12				324,6	
	ПС2-42-К13				312,1	
	ПС2-42-К14				343,4	

Схема	Марка изделия	Основные размеры, мм		Расход		Масса, т
		Н	δ	бетона, м³	стали, кг	
	ПС2-48-К1				370,1	
	ПС2-48-К2				416,2	
	ПС2-48-К3				380,7	
	ПС2-48-К4				449,5	
	ПС2-48-К11	4800	240	2,70	395,7	6,8
	ПС2-48-К12				441,7	
	ПС2-48-К13				405,4	
	ПС2-48-К14				471,9	
	ПС2-48-63				288	
	ПС2-48-64				316,2	
	ПС2-54-К1	5400	300	3,52	454,4	8,8
	ПС2-54-К2				511,4	
	ПС2-54-К11				500,9	
	ПС2-54-К12				550,1	
	ПС2-60-К1				675,2	
	ПС2-60-К2				771,9	
	ПС2-60-К11	6000	320	4,09	728,7	10,2
	ПС2-60-К12				821,2	

Таблица 5.9. Номенклатура стеновых панелей для цилиндрических сооружений

Схема	Марка изделия	Н, мм	Расход		Масса, т
			бетона, м³	стали, кг	
	ПСЦ1-30-1	3000	0,55	27,1	1,4
	ПСЦ1-36-2	3600	0,66	37,6	1,7
	ПСЦ1-42-1	4200	0,77	41,3	1,9
	ПСЦ1-48-1	4800	0,89	45,1	2,2

	ПСЦ2-30-1	3000	0,69	25,1	1,7
	ПСЦ2-30-1А		0,73	33,3	1,8
	ПСЦ2-36-1	3600	0,81	32,5	2,0
	ПСЦ2-36-1А		0,84	40,7	2,1
	ПСЦ2-48-2	4800	1,09	46,0	2,7
	ПСЦ2-60-1	6000	1,36	59,5	3,4

Схема	Марка изделия	Н, мм	Расход		Масса, т
			бетона, м³	стали, кг	
	ПСЦ3-30-1	3000	0,95	59,2	2,4
	ПСЦ3-36-1	3600	1,13	62,6	2,8
	ПСЦ3-42-1	4200	1,63	85,2	4,1
	ПСЦ3-48-2	4800	1,86	87,2	4,7
	ПСЦ3-54-1	5400	2,08	140,8	5,2

Примечания: 1. Класс (марка) бетона для всех панелей, за исключением ПСЦ3-54-1, В15 (М200); для ПСЦ3-54-1 класс бетона В25 (М300). 2. $\varepsilon_1 = 120$ мм, $\varepsilon_2 = 155$ мм для ПСЦ3-300-1, ПСЦ3-36-1; $\sigma_1 = 160$ мм, $b_2 = 195$ мм для ПСЦ3-42-1, ПСЦ3-48-2, ПСЦ3-54-1.

Таблица 5.10. Номенклатура перегородочных панелей

Марка изделия	Основные размеры, мм			Расход		Масса, т
	Н	В	δ	бетона, м³	стали, кг	
ПГ-36-1	3600	2980	140	1,50	117,2	3,75
ПГ-36-2					147,2	
ПГ-42-1	4200	2980	140	1,75	149,2	4,38
ПГ-42-2					173	
ПГ-45-2	4500	2980	140	1,88	190,8	4,70
ПГ-48-1	4800	2980	140	2	169,6	5
ПГ-48-2					233,4	
ПГ-54-1	5400	2980	160	2,57	195	6,42
ПГ-54-2					246	
ПГ-60-1	6000	2980	160	2,86	209,4	7,15

нашли стеновые и перегородочные панели, устанавливаемые в щелевой паз.

В открытых прямоугольных сооружениях разбивочные оси должны совмещаться для наружных стен с верхним внешним ребром панелей, для внутренних стен и колонн — с их геометрическими осями (рис. 5.11, а); в закрытых привязки разбивочных осей наружных стен назначают в зависимости от принятого конструктивного решения, исходя из того, чтобы было обеспечено надежное опирание конструкций покрытия на стены.

В цилиндрических сооружениях разбивочную ось, соответствующую диаметру сооружения, совмещают с внутренней гранью стен для сооружений радиусом кривизны 3 м и с наружной для сооружений с большими радиусами кривизны (рис. 5.11, б, в).

Марки стеновых панелей для прямоугольных сооружений (табл. 5.8) состоят из буквенных и цифровых индексов: первые два буквенных характеризуют тип конструкции (ПС — панели стеновые); первый цифровой — разновидность по опалубочным формам (ПС1 — панель с обвязочной балкой, ПС2 — без обвязочной балки); вто-

рой цифровой — высоту панели в дециметрах; последующий буквенный — расчетную схему панели (Б — балочная, К — консольная); последующая цифра — тип нагрузки, при этом однозначные цифры (1, 2, 3, 4) обозначают рядовые панели, а двузначные (11, 12, 13, 14) — соответствующие им панели для угловых участков. Например, марка панели ПС2-48-К1 — панель стеновая для прямоугольных сооружений, без обвязочной балки, высотой 4800 мм, рассчитываемая по консольной схеме для первого типа нагрузки.

Панели выполняют из бетона класса В15 (М200) и армируют горячекатаной сталью по ГОСТ 5781—81 в основном А-III, а в отдельных случаях — класса А-I и А-II, а также обыкновенной арматурной проволокой по ГОСТ 6727—80 диаметрами 4 и 5 мм класса Вр-1.

Прямоугольные сооружения выполняют без предварительного обжатия.

Классы бетона по морозостойкости и водонепроницаемости устанавливают при разработке реального проекта в соответствии с табл. 5.4. Указания по требованиям к материалам и добавкам для при-

Таблица 5.11. Номенклатура плит покрытия резервуаров по серии 3.900-3

Схема	Марка	Расход		Масса, т
		бетона, м³	стали, кг	
	1ПР-1	1,83	242,66	4,58
	1ПР-2		264,28	
	1ПР-3		298,43	
	1ПР-4		330,62	
	2ПР-1	1,87	252,34	4,68
	2ПР-2		273,96	
	2ПР-3		298,11	
	2ПР-4		340,37	
	3ПР-1	1,70	223,91	4,25
	3ПР-2		237,67	
	3ПР-3		252,97	
	3ПР-4		277,70	
	4ПР-1	1,77	243,27	4,40
	4ПР-2		257,03	
	4ПР-3		272,33	
	4ПР-4		297,06	
	4ПР-1-а	1,74	257,55	4,35
	4ПР-2-а		271,31	
	4ПР-3-а		286,61	
	4ПР-4-а		311,34	

готовления бетона приведены в вып. 1/82 серии 3.900-3.

Маркировка стеновых панелей цилиндрических сооружений (табл. 5.9) следующая: буквенный индекс ПСЦ — панели стеновые цилиндрические, первый цифровой индекс характеризует радиус кривизны: ПСЦ1, ПСЦ2, ПСЦ3 — панели с радиусом кривизны соответственно 3, 7,5 и 15 м. Последующие цифровые индексы обозначают высоту панели в дециметрах и тип нагрузки.

Для сооружений разных диаметров используют одни и те же панели, в связи с чем зазоры в стыках между панелями изменяются в пределах 19...61 мм.

Стены цилиндрических сооружений выполняют с предварительным обжатием, навивкой на стены высокопрочной арматурной проволоки класса Вр-II диаметром 5 мм, либо установкой колец из стержневой арматуры классов А-V или Ат-VC с последующим натяжением их электротермиче-

Т а б л и ц а 5.12. Номенклатура колонн и фундаментов

Схема	Марка	H, мм	Класс (марка) бегона	Расход		Масса, т
				бетона, м³	стали, кг	
	IKP36	3530	B25	0,26	42,92	0,65
	IKP48	4780	(300)	0,35	51,44	0,88
	ФР	—	B15 (200)	0,77	40,50	1,92
	2KP36	3400	B25	0,42	61,90	1,05
	2KP48	4660	(300)	0,50	70,60	1,25

Колонны в вып. 15 разработаны в двух вариантах (табл. 5.12):

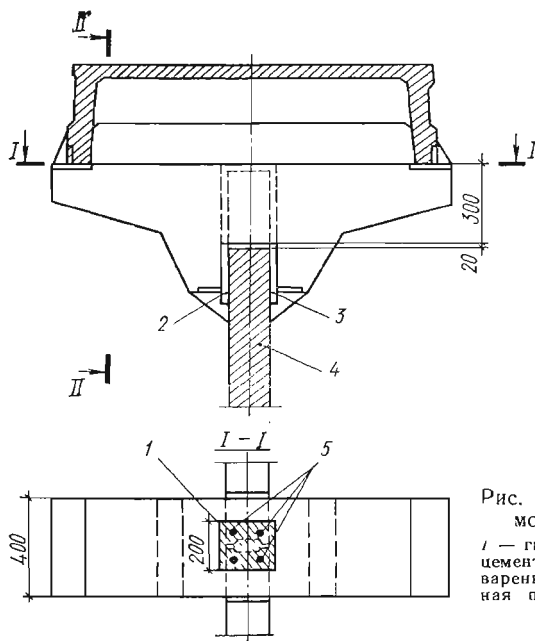


Рис. 5.12. Деталь установки переходных мостиков на перегородочные панели:

1 — гнездо, замоноличенное бетоном В25; 2 — цементный раствор; 3 — стальные клинья, приваренные после установки; 4 — перегородочная панель; 5 — арматурные выпуски из перегородочных панелей.

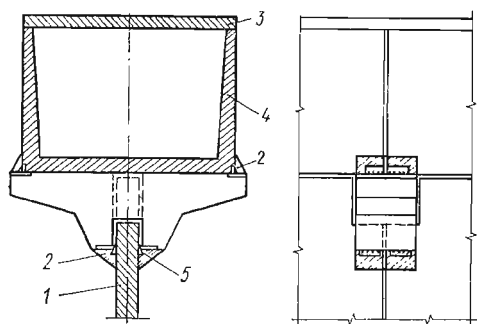


Рис. 5.13. Деталь опирания сборных лотков на перегородочные панели:

1 — перегородочная панель; 2 — цементный раствор; 3 — плита; 4 — лоток ЛТ1; 5 — стальные клинья, после установки приваренные к закладной детали.

1 — для случая со стеновыми панелями, устанавливаемыми в паз фундамента, сечение колонн 200×350 мм, в верхней части 350×350 мм, что необходимо для возможности опирания на колонну четырех плит покрытия. Колонны устанавливают в стаканах сборного фундамента с размерами в плане $1,5 \times 2$ м;

2 — для случая применения панелей с опорной

пяткой. Колонны имеют сечение 250×250 мм с развитыми оголовками (350×350 мм) и опорной частью (900×900 мм) и не требуют устройства фундамента.

В открытых емкостных сооружениях иногда возникает необходимость в устройстве по средним стенам ходовых мостиков и лотков. В этих случаях на перегородочные панели устанавливают специальный двухконсольный элемент, к которому сваркой крепят сборные элементы мостиков (рис. 5.12) или лотков (рис. 5.13), принимаемые по соответствующим типовым сериям.

В сборных и сборно-монолитных емкостных сооружениях особое значение имеет герметичность, надежность стыков. В серии 3.900-3, вып. 2/82 предусмотрены жесткое и гибкое соединение стыков и заполнение вертикальных швов между стеновыми панелями. При жестком соединении панели закладные детали сваривают арматурными накладками по вып. 2/82. После установки и приварки стыковых накладок в нижнюю часть шва под давлением подают цементно-песчаный раствор с последующим выдавливанием его на всю высоту шва, что обеспечивает отсутствие пустот и герметичность шва. При гибком соединении герметичность швов обеспечивается тиоколовыми герметиками упругой прокладкой (герниковый шнур диаметром 40 мм). Температурно-усадочные швы решаются также с применением тиоколовых герметиков.

6. ФУНДАМЕНТЫ ПОД ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЕ ОБОРУДОВАНИЕ

6.1. Общие положения

Классификация. Рабочие чертежи фундаментов под технологическое оборудование разрабатываются в составе строительной части рабочей документации. При большом объеме фундаментов и развитом подземном хозяйстве рекомендуется выделять эти конструкции в отдельный раздел, называемый «Фундаменты под оборудование и подземное хозяйство». Кроме рабочих чертежей фундаментов под оборудование в этот раздел включают также рабочие чертежи каналов, тоннелей и подвалов, разрабатываемых в соответствии с указаниями глав 3 и 4.

Фундаменты под оборудование классифицируются в зависимости от устанавливаемого на них оборудования, вида материала и конструктивного решения и подразделяются на требующие и не требующие расчета на динамические нагрузки. На динамические нагрузки рассчитывают фундаменты под машины:

- с вращающимися частями (турбоагрегаты, электрические машины, центрифуги, центробежные насосы, дымососы, вентиляторы и др.);

- с кривошипно-шатунными механизмами (дизели, поршневые компрессоры, мотор-компрессоры, лесопильные рамы и др.);

- с ударными нагрузками (кузнечные молоты, копровые бойные площадки, дробилки и мельничные установки и др.).

Расчет на динамические нагрузки не производится для фундаментов под оборудование, в котором динамические усилия, возникающие в процессе работы машины, погашаются в самом механизме и на фундамент не передаются (значительная часть прокатного оборудования, станочного и т. п.). Кроме того, есть фундаменты под оборудование, не имеющие динамики (стационарные печи, сушила и др.).

По виду материалов фундаменты под оборудование подразделяют на бетонные, железобетонные монолитные и сборные или сборно-монолитные; по конструктивному решению — на массивные, ступенчатые и рамные.

Задание на проектирование. Задание на проектирование фундаментов машин с динамическими нагрузками содержит:

- техническую характеристику машин (наименование, тип, число оборотов в минуту, мощность, общую массу и массу движущихся частей, скорость ударяющих частей и т. д.);

- данные о значениях, местах приложения и направлениях действия статических нагрузок, а также амплитудах, частотах, фазах, местах приложения и направлениях действия динамических нагрузок, в том числе нагрузок, действующих на расчетные фундаментные болты;

- данные о предельно допускаемых деформациях фундаментов и их оснований (осадка, крен, прогиб фундамента и его элементов, амплитуда колебаний и др.), если такие ограничения вызываются

условиями технологии производства или работы машин (оборудования).

требования к условиям размещения машин (оборудования) на фундаментах: отдельные фундаменты под каждую машину или групповая их установка на общем фундаменте;

чертежи габаритов фундамента в пределах расположения машин, элементов ее крепления, а также вспомогательного оборудования и коммуникаций с указанием расположения и размеров выемок, каналов и отверстий (для фундаментных болтов, закладных труб и других деталей, необходимых для подвода электроэнергии, воды, пара, воздуха, смазки и т. п.), размеров подливки и пр., чертежи расположения фундаментных болтов с указанием их типа и диаметра, закладных деталей и т. д.;

чертежи всех коммуникаций, примыкающих к фундаментам машин и проходящих через них;

данные об инженерно-геологических условиях участка строительства и физико-механических свойствах грунтов основания на глубину сжимаемой толщи, определяемой в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83;

данные о привязке проектируемого фундамента к конструкциям здания, в частности к его фундаментам, особенностях здания, в том числе о виде и расположении в нем оборудования и коммуникаций;

специальные требования к защите фундамента и его примыков от грунтовых вод, агрессивного воздействия смазочных материалов и воздействия высоких, а также низких температур;

размеры и данные о расположении и материале футеровки участков фундаментов, подверженных воздействию высоких температур;

кроме перечисленных данных, включаемых в состав задания на проектирование, должны приводиться дополнительные, вытекающие из специфики каждого вида машин.

Материалы фундаментов. Фундаменты под машины с динамическими нагрузками проектируют бетонными, железобетонными монолитными и сборно-монолитными, а при соответствующем основании — сборными. Монолитные допускают предусматривать под все машины с динамическими нагрузками, сборно-монолитные (или сборные) — главным образом под машины периодического действия (с вращающимися частями, с кривошипно-шатунными механизмами и др.); сборно-монолитные и сборные под машины с ударными нагрузками не применяются.

Бетон по прочности на сжатие для монолитных и сборно-монолитных фундаментов должен быть не ниже класса В10, сборных — не ниже В15, неармированных под станки допускается В7,5. Проектная марка бетона по морозостойкости не ниже F50. Фундаменты под машины, работающие в условиях повышенных и высоких температур, не превышающих 300 °С, проектируют из обычно-

го бетона, для температур свыше 300 °С — из жаростойкого.

Требования к проектированию. Фундаменты под машины с динамическими нагрузками должны удовлетворять условиям прочности, устойчивости и экономичности, а также требованиям санитарных норм по уровню предельно допустимых вибраций. Колебания фундаментов не должны оказывать вредного влияния на технологические процессы, оборудование и приборы, расположенные на фундаменте или вне его, а также на находящиеся вблизи конструкции зданий и сооружений. Наибольшее влияние на конструкции близрасположенных зданий и сооружений оказывают волновые колебания, распространяющиеся в грунте от фундаментов низкочастотных машин с числом оборотов в минуту 400 и менее, вызывающие колебания с частотами, близкими к частотам собственных колебаний зданий. Для уменьшения колебаний зданий стремятся к тому, чтобы основные частоты собственных колебаний зданий и их несущих конструкций отличались от частоты колебаний, распространяющихся в грунте, не менее чем на 20 %.

Колебания от машин со средней (более 400 об/мин) и высокой (более 1500 об/мин) частотой менее опасны в отношении вибраций соседних сооружений, что обусловлено отсутствием условий возникновения резонансных колебаний зданий и более интенсивным затуханием высокочастотных колебаний при их распространении в грунте.

Колебания от машин ударного действия могут вызывать значительные осадки грунтов, особенно водонасыщенных песчаных, и, как следствие, деформации конструкций, расположенных в непосредственной близости от них.

Необходимо стремиться к максимально возможному удалению машин с динамическими нагрузками от объектов, чувствительных к вибрациям, а также от жилых и общественных зданий. Для уменьшения вибраций фундаментов от машин с динамическими нагрузками предусматривают виброизоляцию при соответствующем технико-экономическом обосновании.

Фундаменты под машины с динамическими нагрузками отделяют от смежных фундаментов здания, сооружения и оборудования швами: расстояния между боковыми гранями фундаментов должны быть не менее 100 мм.

При наличии в основании фундаментов под машины слоев слабого грунта (торфянистого, илстого и т. п.) по результатам технико-экономического сравнения вариантов с учетом конкретных условий строительства предусматривают мероприятия по уменьшению возможных недопустимых деформаций основания.

Допускается устройство фундаментов под машины с динамическими нагрузками на насыпных грунтах (за исключением фундаментов турбоагрегатов мощностью более 25 тыс. кВт), если они не содержат гумуса, древесных опилок, органического мусора и других примесей, которые могут вызвать неравномерные осадки грунта при сжатии. При этом основание тщательно уплотняют тяжелыми трамбовками, вибрированием и т. п.

Размеры и форму верхней части фундамента под машины назначают в соответствии с чертежами заводов-поставщиков оборудования и резуль-

татами расчетов, при этом предусматривая наиболее простые формы, в случае сборных или сборно-монолитных конструкций — возможно большую унификацию сборных элементов. Подошва фундаментов под машины прямоугольной формы в плане и расположена на одной отметке.

Глубина заложения фундамента под машины зависит от его конструкции, глубины заложения расположенных рядом каналов, приямков, фундаментов зданий либо других фундаментов под оборудование, глубины заделки анкерных болтов, а также геологических и гидрогеологических условий. Для уменьшения глубины заложения фундамента целесообразно уменьшить его высоту, увеличивая площадь подошвы (если это не ухудшит условий работы машины).

Передача близрасположенным зданиям вызываемых работой машин вибраций практически не зависит от взаимного по высоте расположения подошвы фундаментов под машины и под здания.

При проектировании фундаментов под машины стремятся к тому, чтобы общий центр тяжести фундамента и грунта на обрезах и выступах и центр тяжести площади подошвы его располагались на одной вертикали. Эксцентриситет не должен превышать для грунтов с расчетным сопротивлением $R \leq 150$ кПа 3 %, $R > 150$ кПа — 5 % размера стороны подошвы фундаментов, в направлении которой происходит смещение центра тяжести. Для оснований, сложенных скальными грунтами, значение эксцентриситета не нормируется.

Высоту фундаментов машин назначают минимальной по условиям размещения в них технологических выемок и шахт, а также надежной заделки фундаментных болтов; при этом расстояние от нижних концов наиболее глубоко заделанных болтов до подошвы фундамента не менее 100 мм. Толщину нижней плиты монолитных фундаментов принимают в консольных частях по расчету в зависимости от вылета консоли, но не менее 0,4, а под замкнутыми углублениями — не менее 0,2 м. Если по грунтовым условиям или по условиям размещения фундамента глубина заложения его значительно превышает минимальную высоту фундамента, в целях экономии бетона предусматривают устройство под ним подушки из уплотненного песчаного или крупнообломочного грунта.

Машины крепятся фундаментными болтами, конструкции и способы их установки приведены в п. 6.9.

В монолитных массивных и стенчатых фундаментах под машины предусматривают армирование по расчету: общее — фундамент рассматривается как балка или плита на упругом основании, а также при воздействии на него динамических нагрузок и высоких температур; местное — элементы фундамента загружены местной нагрузкой. В остальных принимают конструктивное армирование (без расчета).

Для монолитных массивных фундаментов объемом до 20 м³ под машины неударного действия предусматривают местное конструктивное армирование, объемом более 20 м³ и под машины ударного действия независимо от их объема — местное и общее: для монолитных стенчатых во всех случаях — общее и местное.

Конструктивное общее армирование массивных и стенчатых фундаментов выполняют в виде горизонтальных сеток, укладываемых по подошве фундамента и у его верхней грани, а для стенчатых, кроме того, в виде вертикальных, устанавливаемых по боковым граням стен. Противоположные арматурные сетки стен соединяют между собой шпильками в шахматном порядке через 3...4 стержня сеток. В местах сопряжения стен с верхней горизонтальной плитой устанавливают дополнительную вертикальную арматуру, площадь сечения которой равна 50 % площади сечения основной арматуры; стержни дополнительной арматуры заводят в тело плиты и стены на длину заделки стержней основной; длину заделки концов вертикальных стержней арматуры стен в верхнюю горизонтальную плиту и нижнюю фундаментную плиту принимают не менее установленной для заделки концов растянутых стержней арматуры.

Конструктивное местное армирование массивных и стенчатых фундаментов предусматривают в местах резкого изменения размеров сечений фундамента, а также по контуру вырезов с размерами сторон более 600 мм и в местах, значительно ослабленных отверстиями или выемками. В качестве арматуры применяют сетки из стержней диаметром 10...12 мм, расположенных в обоих направлениях с шагом 200 мм. Для общего и местного армирования применяют арматуру класса А-I или А-II.

При армировании рамных фундаментов необходимо выполнять следующие требования:

арматура балок, ригелей и колонн должна иметь замкнутые хомуты или стержни, приваренные по периметру поперечного сечения конструкции к рабочей арматуре;

колонны армируют только симметричной арматурой с расстоянием между продольными стержнями не более 300 мм; каждые 3...5 стержней охватывают хомутами или шпильками;

по наружным боковым граням балок и ригелей по высоте сечения не реже чем через 300 мм устанавливают промежуточные стержни диаметром 10...12 мм для элементов нижней части фундамента и 16...18 мм — верхней;

заделка рабочей арматуры ригелей и балок в колонны предусматривается как для жестких рамных узлов:

во всех отверстиях в элементах фундамента при размерах стороны отверстий более 300 мм устанавливается окаймляющая противоусадочная арматура диаметром 10...12 мм через 150...200 мм класса А-I или А-II;

в монолитных фундаментах арматуру колонн при толщине нижней плиты до 1 м доводят до низа плиты; при большей толщине ее заводят в плиту на длину анкеровки.

Стыки сборных элементов рамных фундаментов располагают в узлах рам; стыкуют их сваркой выпусков арматуры с последующим замоноличиванием узлов. Толщина защитного слоя бетона на участках фундаментов, воспринимающих ударную нагрузку, не менее 30 мм.

Температурно-усадочные швы в фундаментах располагают таким образом, чтобы на отдельных участках фундамента в пределах между швами размещалось оборудование, не связанное жестко между собой.

В фундаментах больших размеров при отсутствии температурно-усадочного шва для уменьшения усадочных деформаций допускается устраивать временные усадочные швы шириной 0,7...1,2 м. С обеих сторон шва предусматривают выпуски верхней и нижней арматуры, которую сваривают между собой спустя 20...30 дней после бетонирования. Сварные соединения должны быть равнопрочны соединенным стержням. Временные усадочные швы заполняют бетоном того же класса, что и бетон фундамента. При отсутст-

Т а б л и ц а 6.1. Коэффициенты условий работы γ_{c1} и γ_{c2} (СНиП II-19-79)

Вид машин и оборудования	γ_{c1}	γ_{c2} для мелких и пылеватых водонасыщенных песков и глинистых грунтов текучей консистенции
Машины:		
с вращающимися частями	0,8	0,7
с кривошипно-шатунными механизмами	1	0,6
кузнечные молоты с весом падающих частей более 10 кН	0,5	0,7
то же, менее 10 кН	0,5	1,0
формовочные машины литейного производства	0,5	0,7
то же, для производства сборного железобетона	0,5	0,7
Оборудование:		
дробилки	0,8	0,7
мельничные установки	0,8	0,7
прокатное	1	1
металлорежущие станки	1	1

Примечание. Для всех остальных видов и состояний грунтов $\gamma_{c2} = 1$

вии арматуры в месте расположения временного усадочного шва в проекте предусматривают установку выпусков из стержней диаметром 20 мм класса А-II с шагом 200 мм в один ряд с последующей сваркой их и замоноличиванием.

Указания по расчету оснований и фундаментов. Расчет фундаментов машин и их оснований состоит из определения амплитуд колебаний фундаментов или отдельных их элементов, проверки среднего статического давления на грунт и расчета прочности элементов конструкций фундамента.

Амплитуда колебаний фундамента должна удовлетворять условию

$$a \leq a_u, \quad (6.1)$$

где a — наибольшая амплитуда колебаний фундамента, определяемая расчетом; a_u — предельно допускаемая амплитуда колебаний фундамента, принимается по СНиП II-19-79.

Среднее статическое давление на основание фундамента

$$p \leq \gamma_{c1} \gamma_{c2} R, \quad (6.2)$$

где γ_{c1} — коэффициент условий работы, учитывающий характер динамических нагрузок и ответст-

венность работы, машин (табл. 6.1); γ_{c2} — коэффициент условий работы грунтов основания, учитывающий возможность возникновения длительных деформаций при действии динамических нагрузок; R — расчетное сопротивление грунта основания по СНиП 2.02.01-83.

При расчете элементов конструкций на прочность в качестве расчетных нагрузок принимают статические, состоящие из веса фундамента, засыпки грунта, машины и вспомогательного оборудования, а также нагрузки, заменяющие динамическое воздействие движущихся частей машины

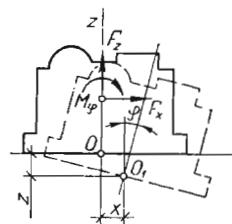
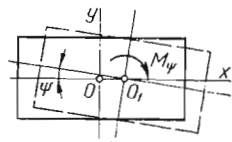


Рис. 6.1. Схема перемещений фундамента при колебаниях.



или представляющие собой какой-либо особый вид силового воздействия (например, тяга вакуума, момент короткого замыкания и т. д.).

Расчетная динамическая нагрузка

$$F = \gamma_i \eta \cdot F_n, \quad (6.3)$$

где γ_i и η — коэффициенты соответственно надежности по нагрузке и динамичности, F_n — нормативное значение динамической нагрузки, соответствующее нормальному эксплуатационному режиму работы машины по СНиП II-19-79.

При расчете прочности элементов конструкций фундаментов допускается производить динамический расчет усилий от расчетных динамических нагрузок, определяемых по формуле (6.3), принимая в ней $\eta = 1$.

Расчет прочности нижних фундаментных плит или лент производят, исходя из линейного распределения реакций грунта по опорной площади: равномерной — при нагрузке, симметричной относительно середины плиты, и трапециoidalной — в случае эксцентричной.

Основную упругую характеристику естественных оснований фундаментов машин — коэффициент упругого равномерного сжатия C_z — устанавливают по результатам испытаний грунтов. При отсутствии данных испытаний его значение для фундаментов с площадью подошвы не более 200 м^2

$$C_z = cE \left(1 + \sqrt{\frac{A_0}{A}} \right), \quad (6.4)$$

где c — коэффициент, м^{-1} , равный для песков 1, для супесей и суглинков 1,2; для глин и крупнообломочных грунтов 1,5; E — модуль деформации грунта; A — площадь подошвы фундамента; A_0 — 10 м^2 .

Для фундаментов с площадью подошвы, превышающей 200 м^2 , значение коэффициента C_z , Н/м^3 , принимается как для фундаментов с площадью подошвы, равной 200 м^2 .

Коэффициент упругого неравномерного сжатия, Н/м^3 ,

$$C_q = 2C_z. \quad (6.5)$$

Коэффициент упругого равномерного сдвига, Н/м^3 ,

$$C_x = 0,7C_z. \quad (6.6)$$

Коэффициент упругого неравномерного сдвига, Н/м^3 ,

$$C_\psi = C_z. \quad (6.7)$$

Коэффициенты жесткости для естественных оснований:

при упругом равномерном сжатии, Н/м ,

$$k_z = C_z \cdot A; \quad (6.8)$$

при упругом неравномерном сжатии — повороте подошвы фундамента относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента перпендикулярно плоскости колебаний, Н/м ,

$$k_\phi = C_\phi \cdot I_x; \quad (6.9)$$

при упругом равномерном сдвиге, Н/м ,

$$k_x = C_x \cdot A; \quad (6.10)$$

при упругом неравномерном сдвиге — повороте подошвы фундамента относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента, Н/м ,

$$k_\psi = C_\psi \cdot I_z. \quad (6.11)$$

В формулах 6.8...6.11: I_x и I_y — момент инерции фундамента, м^4 , соответственно относительно горизонтальной и вертикальной осей (рис. 6.1).

При групповой установке однотипных машин на общем фундаменте, значение амплитуд колебаний, м ,

$$a = \alpha \sqrt{\sum_{i=1}^n a_i^2}, \quad (6.12)$$

где α — коэффициент, принимаемый для машин с синхронными двигателями, равным 1,5, для машин с асинхронными двигателями и молотов — 0,7; a_i — амплитуда колебаний фундамента при работе i -й машины.

При групповой установке различного типа машин на общем фундаменте амплитуду колебаний фундамента определяют как сумму амплитуд колебаний, вызываемых работой каждой из машин.

При установке машин на отдельно стоящих фундаментах амплитуду колебаний каждого фундамента определяют с учетом колебаний, распространяющихся в грунте при работе машин, установленных на других фундаментах. В этом случае максимальные предельно допускаемые амплитуды колебаний фундаментов a_u принимают на 30 % большими.

Амплитуда вертикальных (горизонтальных) колебаний грунта на поверхности в точке, расположенной на расстоянии r от оси фундамента, т. е.

источника волн в грунте

$$a = a_0 \left\{ \frac{1}{\delta [1 + (\delta - 1)^2]} + \frac{\delta^2 - 1}{(\delta^2 + 1) \cdot \sqrt{3 \cdot \delta}} \right\}, \quad (6.13)$$

где a_0 — амплитуда, м, свободных или вынужденных вертикальных (горизонтальных) колебаний фундамента, т. е. источника волн в грунте СНиП 2-19-79; r_{red} — приведенный радиус подошвы фундамента, м,

$$r_{red} = \sqrt{A/\pi}; \quad \delta = r/r_{red}.$$

Частоту волн, распространяющихся в грунте, принимают равной частоте колебаний фундамента машины.

В свайных фундаментах машин расчет несущей способности свай из условия сопротивления грунта основания производят на действие расчетных статических нагрузок с учетом дополнительных коэффициентов условий работы γ_{c1} , принимаемых равными для висячих свай 0,8, для свай-стоек 1; и коэффициентов условий работы грунта основания γ_{c2} , принимаемых равными 0,7 при прорезании висячими сваями рыхлых песков любой крупности и влажности, мелких и пылеватых водонасыщенных песков и глинистых грунтов с консолидацией $I_L > 0,6$. В случае опирания висячих свай на такие грунты несущую способность их определяют по результатам испытаний динамической нагрузкой. Для всех остальных видов и состояний грунтов, а также для свай-стоек $\gamma_{c2} = 1$.

Расчет свайных фундаментов машин на колебания производят по тем же формулам, что и для фундаментов на естественном основании, но вместо характеристик масс и жесткостей m_n , θ , θ_0 , k_z , k_{ϕ} вводят соответствующие им значения m_{np} , θ_{np} , θ_{0np} , k_{znp} , $k_{\phi np}$, определение которых приведено в СНиП II-19-79.

6.2. Машины с вращающимися частями

Указания по проектированию. Задание на проектирование кроме данных, указанных в п. 6.1, содержит следующие материалы:

схему действующих на фундамент нормативных статических нагрузок от неподвижных и вращающихся частей машины с указанием значений нагрузок и координат точек приложения;

данные о нормативных значениях нагрузок от момента короткого замыкания генератора и от тяги вакуума в конденсаторе и координаты точек их приложения;

схему расположения и нормативные нагрузки от вспомогательного оборудования;

схему площадок, опирающихся на оборудование, и данные о значениях нагрузок от них;

данные для определения нормативных монтажных нагрузок;

схему расположения горячих трубопроводов и данные о температуре наружной поверхности их изоляции.

Компоновочные и конструктивные решения. Фундаменты под машины с вращающимися частями проектируют рамными, стенчатыми и массив-

ными. Фундаменты рамного типа состоят из ряда поперечных рам, опирающихся на нижнюю плиту или ростверк, связанных поверху продольными балками; вместо продольных балок и поперечных ригелей рам допускается устраивать плиту, фундаменты стенчатого типа выполняют в виде поперечных или продольных стен, опирающихся на нижнюю плиту и связанных между собой поверху ригелями или плитой; массивные — в виде сплошного массива с необходимыми выемками, колодцами, отверстиями для расположения частей машины.

Тип фундамента определяется, прежде всего, условиями компоновки машины. Если она устанавливается на уровне пола первого этажа безподвального здания и не имеет вспомогательных устройств, устанавливаемых под ней, а также коммуникаций, подводимых к ней снизу, то фундамент проектируют массивным. В остальных случаях выбирают наиболее экономичный. При этом, если линейные размеры фундаментов превышают 2...3 м, их рекомендуется выполнять рамными железобетонными сборными или сборно-монолитными: нижняя часть, опирающаяся на грунт, — монолитная плита, колонны сборные, верхнее строение в зависимости от условий опирания машины. Стенчатые или массивные фундаменты выполняют сборно-монолитными.

Элементы рамных фундаментов проектируют прямоугольного или таврового сечения.

С целью упрощения конструктивной схемы рамного фундамента необходимо:

соблюдать симметрию фундамента относительно вертикальной плоскости, совпадающей с осью вала машины;

располагать ригели поперечных рам симметрично по отношению к осям колонн;

стремиться не допускать эксцентричного нагружения ригелей и балок, сводя до минимума крутящие моменты относительно их осей;

проектировать верх фундамента без уступов по высоте;

принимать вылеты консолей минимальных размеров; при этом высота опорного сечения консоли не менее 0,75 ее вылета;

предельно уменьшать количество выемок, гнезд и сколов.

Стенчатые фундаменты проектируют преимущественно с поперечными стенами, расположенными под подшипниками машины. Конструкции верхней части фундамента должны быть связаны между собой и с нижней плитой жесткими узлами (соответствующим армированием узлов сопряжений). Толщину нижней фундаментной плиты принимают не менее рабочей высоты сечения колонн поперечных рам (для рамных фундаментов) или не менее толщины любой из стен (для стенчатых).

В фундаментах под турбовоздуходувки не допускается устройство каналов для воздуха непосредственно в теле фундамента.

Элементы верхнего строения фундаментов не допускается связывать с конструкциями здания. В виде исключения на них можно опирать вкладки участки перекрытий и площадки для обслуживания машин с прокладками из изолирующих материалов под опоры балок. В случае необходимости на нижние плиты фундаментов под машины допускается опирать колонны обслуживающих площадок и перекрытия над подвалом.

При устройстве под всем машинным залом общей фундаментной плиты допускается на этой плите возводить рамные фундаменты под машины.

Для фундаментов машин с более, чем 1000 об/мин, расчет колебаний можно не производить. Расчет колебаний фундаментов всех видов машин с вращающимися частями сводится к определению максимальной амплитуды горизонтальных (поперечных) колебаний верхней плиты рамных фундаментов, или верхней грани стенчатых и массивных.

Т а б л и ц а 6.2. Коэффициент динамичности η (СНиП П-19-79)

Число оборотов машины n в 1 мин	Нагрузки	
	вертикальные	горизонтальные
Свыше 1500	10	2
От 1500 до 500	6	2
Менее 500	3	2

Примечание. Для турбомашин мощностью более 25 тыс. кВт коэффициент η уменьшают в 2 раза.

Расчет прочности элементов конструкций рамных фундаментов выполняют на действие статических и динамических расчетных нагрузок. При определении расчетной динамической нагрузки по формуле (6.3) значение коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 4$ для всех машин, кроме тех, у которых имеются также возвратно-поступательные массы; для них $\gamma_f = 1,3$. Коэффициент динамичности для рамных фундаментов под машины приведен в табл. 6.2. Нормативные динамические нагрузки от машин с вращающимися частями принимают по данным задания на проектирование, при отсутствии таковых по формуле:

$$F_{on} = F_{hn} = \mu \sum_{i=1}^m G_i, \quad (6.14)$$

где F_{on} — нормативная динамическая вертикальная нагрузка; F_{hn} — нормативная динамическая горизонтальная нагрузка; G_i — вес каждого из m роторов машины; μ — коэффициент пропорциональности (табл. 6.3).

Расчетные динамические нагрузки от машин, соответствующие максимальному динамическому воздействию машины на фундамент, принимают сосредоточенными и приложенными к элементам, поддерживающим подшипники на уровне осей этих элементов.

Динамические нагрузки от машины передаются на фундамент по площадкам опирания подшипников или корпусов машины, в которые встроены подшипники. Вертикальную составляющую динамической нагрузки считают действующей по вертикальной оси подшипника или, если ось подшипника значительно смещена от опорной площадки, — по центру последней.

Горизонтальная составляющая динамической нагрузки независимо от высоты расположения оси вращения ротора машины принимается действующей на фундамент на уровне осей ригелей и балок элементов фундамента, поддерживающих

подшипники или корпуса машины, в которые они встроены.

Если размеры опорной площадки в направлении действия силы значительно меньше пролета поперечного ригеля, поперечная горизонтальная составляющая динамической силы принимается на уровне оси вращения машины.

Для фундаментов турбомашин расчетная динамическая нагрузка в продольном направлении равна 0,5 той же нагрузки в поперечном горизонтальном направлении; для остальных машин с вращающимися частями продольная нагрузка равна нулю.

Расчетные нагрузки на фундаменты турбомашин, соответствующие моменту короткого замыкания и тяги вакуума в конденсаторе, равны нормативным значениям, указанным в задании на проектирование, с коэффициентами надежности по нагрузке γ_f и динамичности η , равными при расчете на действие момента короткого замыкания $\gamma_f = 1$ и $\eta = 2$, а при расчете на действие тяги вакуума в конденсаторе $\gamma_f = 1,2$ и $\eta = 1$.

Расчетное усилие от тяги вакуума в конденсаторе возникает только при гибком присоединении конденсатора к турбине

$$S_p = 10 A,$$

где A — площадь поперечного сечения соединительной горловины конденсатора с турбиной; 10 — усилие тяги вакуума на 1 м² сечения трубопровода.

Т а б л и ц а 6.3. Коэффициент пропорциональности μ для различных машин (СНиП П-19-79)

Вид машины	Коэффициент пропорциональности μ
Турбомашины	0,2
Электрические с числом оборотов в 1 мин:	
свыше 750	0,2
от 750 до 500	0,15
менее 500	0,1
Центрифуги (d — диаметр ротора, m, n — число оборотов в 1 мин)	$\left(\frac{n}{1000}\right)^2 d$
Центробежные насосы	0,15
Дымососы и вентиляторы	$0,8 \left(\frac{n}{1000}\right)^2$, но не менее 0,2

При определении расчетных значений усилий в элементах фундаментов машин с вращающимися частями в каждое отдельное сочетание включают только одну из нагрузок, соответствующих динамическому воздействию машин, — вертикальную или горизонтальную. В расчетах фундаментов под турбомашины в любое из этих сочетаний вводят дополнительно тягу вакуума в конденсаторе.

Сочетание, в которое входит момент короткого замыкания, является особым. Нагрузки, соответствующие динамическому воздействию машины, относятся к категории кратковременных. При расчете фундаментов машин на особое сочетание нагрузок расчетные значения кратковременных

нагрузок или соответствующие им усилия умножают на коэффициент сочетаний $n_c = 0,8$.

Монтажную нормативную нагрузку на верхней плите фундамента принимают по заданию на проектирование, но не менее 20 кПа; коэффициенты $\gamma_f = 1,2$ и $\eta = 1$.

Расчетные значения амплитуд колебаний должны быть не более предельно допустимых, устанавливаемых в задании на проектирование, а при их отсутствии — по табл. 6.4.

Амплитуды горизонтально-крутильных колебаний верхней плиты рамных фундаментов, м,

$$a_{x\psi} = a_x + a_\psi h, \quad (6.16)$$

где h — расстояние от центра тяжести верхней плиты до оси наиболее удаленного подшипника машины, м; a_x — амплитуда горизонтальных колебаний центра тяжести верхней плиты;

$$a_x = \frac{a_{xs}}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_x^2}\right)^2 + 4\xi_{bx}^2 \frac{\omega^2}{\omega_x^2}}}; \quad (6.17)$$

a_ψ — амплитуда (угол поворота), рад, вращательных колебаний верхней плиты относительно вертикальной оси, проходящей через ее центр тяжести;

$$a_\psi = \frac{a_{\psi s}}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_\psi^2}\right)^2 + 4\xi_{b\psi}^2 \frac{\omega^2}{\omega_\psi^2}}}; \quad (6.18)$$

$\omega = 0,105n$ — круговая частота вращения машины, s^{-1} ; a_{xs} , $a_{\psi s}$ — соответственно перемещение, м, и угол поворота, рад, центра тяжести верхней плиты при статическом действии нагрузки F_h ;

$$a_{xs} = \frac{F_h}{k_{dx}}; \quad (6.19) \quad a_{\psi s} = \frac{F_h h}{2k_{mb}}; \quad (6.20)$$

F_h — расчетное значение горизонтальной составляющей динамической нагрузки; k_{dx} , $k_{b\psi}$ — коэффициенты жесткости конструкции фундамента с учетом упругости основания соответственно в горизонтальном направлении, перпендикулярном оси вала машины, и при повороте в горизонтальной плоскости; ξ_x , ξ_ψ — коэффициенты относительного демпфирования системы фундамент — грунт; ω_x , ω_ψ — круговые частоты горизонтальных и вращательных колебаний фундамента относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести верхней плиты;

$$k_{bx} = \frac{1}{\frac{1}{k_x} + \frac{h^2}{k_\phi} + \frac{1}{k_{x,tot}}}; \quad (6.21)$$

$$k_{b\psi} = \frac{1}{\frac{1}{k_\psi} + \frac{1}{k_{\psi,tot}}}, \quad (6.22)$$

где k_x , k_ψ , k_ϕ — коэффициенты жесткости основания соответственно при упругом равномерном k_x и неравномерном k_ψ сдвиге и неравномерном сжатии k_ϕ — по (6.9)...(6.11); h — высота фундамен-

та, м; $k_{x,tot}$ — сумма коэффициентов жесткости всех поперечных рам фундамента в горизонтальном направлении, перпендикулярном оси вала машины,

$$k_{x,tot} = \sum_{i=1}^n k_{ri}, \quad (6.23)$$

n — число рам; $k_{\psi,tot}$ — сумма коэффициентов жесткости всех поперечных рам при повороте верхней плиты в горизонтальной плоскости относительно ее центра тяжести, Н · м;

$$k_{\psi,tot} = \sum_{i=1}^n k_{ri} e_i^2; \quad (6.24)$$

e_i — расстояние от плоскости поперечных рам до центра тяжести верхней плиты, м.

Т а б л и ц а 6.4. Предельно допускаемые амплитуды колебаний (СНиП 11-19-79)

Число оборотов машины в 1 мин, n	Максимальные предельно допускаемые амплитуды колебаний a_u , мм
1000 до 750	0,1
Менее 750 до 500	0,15
Менее 500	0,2

Коэффициенты жесткости одноэтажных поперечных рам с жесткими узлами

$$k_{ri} = \frac{12E_b I_{hi} (1 + 6k_i)}{h_i^3 (2 + 3k_i)}, \quad (6.25)$$

где

$$k_i = \frac{h_i \cdot I_{ii}}{l_i \cdot I_{hi}}; \quad (6.26)$$

E_b — модуль упругости материала рам верхнего строения, Н/м²; I_{hi} , I_{bi} — моменты инерции площади поперечных сечений соответственно колонны и ригеля рамы, м⁴; h_i , l_i — соответственно расчетные высота колонны и пролет ригеля i -й поперечной рамы, м.

Коэффициенты относительного демпфирования системы фундамент — грунт:

$$\xi_{bx} = k_{bx} \left(\xi_x \frac{1}{k_x} + \xi_\phi \frac{h^2}{k_\phi} + \frac{\gamma}{2k_{x,tot}} \right); \quad (6.27)$$

$$\xi_{b\psi} = k_{b\psi} \left(\xi_\psi \frac{1}{k_\psi} + \frac{\gamma}{2k_{\psi,tot}} \right), \quad (6.28)$$

где ξ_x , ξ_ϕ и ξ_ψ — коэффициенты относительного демпфирования для горизонтальных ξ_x и вращательных колебаний ξ_ϕ и ξ_ψ фундамента на грунте; γ — коэффициент поглощения энергии при колебаниях (для железобетона равный 0,1).

Круговые частоты колебаний фундамента:

$$\omega_x = \sqrt{\frac{k_{bx}}{m}}; \quad (6.29)$$

$$\omega_\psi = \sqrt{\frac{k_{b\psi}}{I_\psi}}; \quad (6.30)$$

где m — масса системы, включающая массу всей машины, верхней плиты, продольных балок и поперечных ригелей рам, примыкающих к верхней плите, и 30 % массы всех колонн фундамента, кг; $\bar{I}_\psi$ — момент инерции массы m относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести верхней плиты, кг · м²;

$$\bar{I}_\psi = 0,1 \cdot m \cdot l^2, \quad (6.31)$$

где l — длина верхней плиты, м.

Амплитуды горизонтально-вращательных колебаний верхней грани массивных и стенчатых фундаментов $a_{x\psi}$, м

$$a_{x\psi} = \frac{F_h}{k_x} \sqrt{\frac{\psi_1^2 + 4\xi_x^2 \left(\frac{\omega}{\omega_x}\right)^2 \psi_2^2}{\Omega_1^2 + 4\xi_x^2 \left(\frac{\omega}{\omega_x}\right)^2 \Omega_2^2}}, \quad (6.32)$$

$$\text{где} \quad \psi_1 = k_1 + \beta \frac{h_1}{h_2} k_3; \quad (6.33)$$

$$\psi_2 = k_2 + \beta \frac{h_1}{h_2} k_4; \quad (6.34)$$

$$k_1 = (1 + \beta) \left(\frac{\omega_\varphi}{\omega_x}\right)^2 + \beta (1 + \kappa) - \left(\frac{\omega}{\omega_x}\right)^2; \quad (6.35)$$

$$k_2 = (1 + \beta) \frac{\omega_\varphi}{\omega_x} \frac{\xi_\varphi}{\xi_x} + \beta (1 + \kappa); \quad (6.36)$$

$$k_3 = 1 + \kappa \left[1 + \left(\frac{\omega}{\omega_x}\right)^2 \right]; \quad (6.37)$$

$$k_4 = 1 + \kappa; \quad (6.38)$$

$$\Omega_1 = \left(\frac{\omega}{\omega_x}\right)^4 + (1 + \beta) \left\{ \left(\frac{\omega_\varphi}{\omega_x}\right)^2 - \left(\frac{\omega}{\omega_x}\right)^2 \times \right. \\ \left. \times \left[1 + \left(\frac{\omega_\varphi}{\omega_x}\right)^2 + 4\xi_x \xi_\varphi \frac{\omega_\varphi}{\omega_x} \right] \right\}; \quad (6.39)$$

$$\Omega_2 = (1 + \beta) \left\{ \frac{\omega_\varphi^2}{\omega_x} + \frac{\omega_\varphi}{\omega_x} \frac{\xi_\varphi}{\xi_x} - \right. \\ \left. - \left(\frac{\omega}{\omega_x}\right)^2 \left[1 + \frac{\omega_\varphi}{\omega_x} \frac{\xi_\varphi}{\xi_x} \right] \right\}; \quad (6.40)$$

$$\beta = \frac{h_2^2 m}{\bar{I}}; \quad (6.41) \quad \kappa = \frac{M}{F_h h_2}; \quad (6.42)$$

ω_x, ω_φ — круговые частоты колебаний фундамента, с⁻¹, соответственно горизонтальных и вращательных относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента перпендикулярно плоскости колебаний:

$$\omega_x = \sqrt{k_x/m}; \quad (6.43)$$

$$\omega_\varphi = \sqrt{\frac{k_\varphi - Gh_2}{\bar{I} + mh_2^2}}; \quad (6.44)$$

$\bar{I}$ — момент инерции массы всей установки (фундамента с засыпкой грунта на его обрезах и выступах и машины) относительно оси, проходящей через общий центр тяжести перпендикулярно плоскости колебаний, кг · м²;

$$G = G_\phi + G_m; \quad (6.45)$$

G и G_m — расчетные значения веса соответственного фундамента с засыпкой грунта на его обрезах и выступах и машины, кН; $m = \frac{G_\phi + G_m}{g}$ — масса

всей установки, кг; F_h — расчетная горизонтальная составляющая возмущающих сил машины, кН; M — расчетное значение возмущающего момента, кН · м, равного сумме моментов от горизонтальных составляющих возмущающих сил при приведении их к оси, проходящей через центр тяжести установки перпендикулярно плоскости колебаний, и возмущающему моменту машины; h_1, h_2 — расстояния от общего центра тяжести установки соответственно до верхней грани фундамента и до подошвы фундамента, м; ω — круговая частота вращения машины, с⁻¹;

$$\omega = 0,105n; \quad (6.46)$$

n — число оборотов машины в 1 мин.

6.3. Машины с кривошипно-шатунными механизмами

Указания по проектированию. Динамическими нагрузками, возникающими при работе таких машин и вызывающими колебания их фундаментов, являются неуравновешенные силы инерции и моменты сил инерции движущихся частей кривошипно-шатунных механизмов (кривошипа, шатуна, штока поршня), зависящие от частоты вращения вала машины.

Задание на проектирование фундаментов, кроме данных, приведенных в разделе 6.1, должны содержать:

нормативные значения равнодействующих неуравновешенных (возмущающих) сил и моментов первой и второй гармоники от всех цилиндров машин, места приложения сил и плоскости действия моментов или все необходимые данные для их определения;

расстояние от оси главного вала машины до верхней грани фундамента;

характеристику привода (синхронный, асинхронный электродвигатель и т. п.);

монтажный вес наиболее крупной детали машины и значение монтажной нагрузки, передающейся на фундамент.

Как правило, нормативные значения динамических нагрузок от машин с кривошипно-шатунными механизмами задаются заводами-изготовителями машин и включены в задание на проектирование. При отсутствии этих данных или при необходимости их уточнения значения возмущающих сил и их моментов могут быть определены расчетом.

Фундаменты под машины с кривошипно-шатунными механизмами проектируют массивными или стенчатыми, а в отдельных случаях для машин с вертикально расположенными кривошипно-шатунными механизмами — рамными.

Массивные фундаменты проектируют в виде сплошного конструктивно армированного бетонного массива с приемами, колодцами и отверстиями для размещения частей машины и коммуникаций; их применяют под машины, устанавливаемые на уровне пола первого этажа (фундаменты бесподвального типа); стенчатые — под машины, устанавливаемые на перекрытии над подвалом (фундаменты подвального типа).

Для некоторых типов машин с кривошипно-шатунными механизмами, в частности компрессоров, массивные фундаменты бесподвального типа могут быть выполнены в виде плит толщиной 0,5...0,8 м в зависимости от глубины заделки фундаментных болтов. Размеры конструктивных элементов стенчатых фундаментов принимают согласно заданию на проектирование и в соответствии с данными, приведенными ниже.

Размеры элементов стенчатых фундаментов, м (СНиП II-19-79)

Толщина стен, $l_{ст}$	0,6 и более
Толщина нижней фундаментной плиты $l_{пл}$	$l_{ст}$ и более
Вылет консольных участков нижней фундаментной плиты	2,5 и менее
Вылет консольных участков верхней плиты	2 и менее
Толщина верхней плиты фундамента	0,1 и более

Поскольку машины с кривошипно-шатунными механизмами низкочастотные, для них применяют фундаменты с дорезонансным режимом колебаний, для которых частоты собственных колебаний превышают наивысшую частоту возмущающих сил. При выборе размеров конструктивных элементов фундаментов учитывают, что собственная частота колебаний фундамента может быть увеличена за счет увеличения площади подошвы и уменьшения массы фундамента.

На фундаменты машин допускается свободно опирать отдельные площадки и стойки, не соединенные с конструкциями здания, и устанавливать несколько однотипных машин на общей фундаментной плите толщиной не менее 0,6 м. Устройство общей фундаментной плиты со значительной жесткостью в горизонтальном направлении, превосходящей суммарную жесткость отдельных фундаментов, приводит к уменьшению амплитуд колебаний фундаментов машин с горизонтальными возмущающими нагрузками, работающих в дорезонансном режиме. Для фундаментов машин с вертикальными возмущающими нагрузками применение общей плиты, ввиду ее малой жесткости в вертикальном направлении, может быть неэффективно.

При установке нескольких однотипных машин на общей фундаментной плите участки плиты между смежными фундаментами должны армироваться понизу и поверху из расчета минимального процента армирования для железобетонных конструкций.

Общие случаи определения возмущающих нагрузок. При движении кривошипно-шатунного механизма возникают возмущающие нагрузки первых гармоник, а также неуравновешенные силы и моменты, зависящие от удвоенного, учетверенного, ушестеренного и так далее значений ос-

новной частоты. Эти составляющие возмущающих нагрузок носят названия вторых, четвертых, шестых и так далее гармоник, размеры которых по сравнению с размерами первых гармоник малы. Как правило, в расчете учитываются первая и вторая гармоники.

Суммарные возмущающие нагрузки, действующие на фундамент многоцилиндровых машин, определяются геометрической суммой возмущающих сил, развиваемых каждым цилиндром, и их моментов, зависящих от расположения машины на фундаменте.

Возмущающие силы первых двух гармоник, развиваемые каждым цилиндром, могут быть разложены на составляющие F_{li} — по направлению скольжения поршня и F_{ii} — перпендикулярно к нему, определяемые по формулам:

$$F_{li} = r\omega^2 [(m_{li} + m_{2i}) \cos(\omega t + \beta_i) + \alpha_i m_{2i} \cos 2(\omega t + \beta_i)]; \quad (6.47)$$

$$F_{ii} = r\omega^2 m_{li} \sin(\omega t + \beta_i), \quad (6.48)$$

где i — номер цилиндра; t — время; ω — круговая частота вращения главного вала машины, с^{-1} ; $\alpha_i = \frac{r}{l_i}$; r — радиус кривошипа, м; l — длина шатуна, м; β_i — угол заклинивания, рад, рассматриваемого i -го цилиндра, составленный кривошипом рассматриваемого цилиндра с кривошипом первого цилиндра, угол заклинивания которого принимается равным нулю; m_1 , m_2 — массы частей кривошипно-шатунного механизма, кг, приведенные соответственно к пальцу кривошипа и к крейцкопфу;

$$m_1 = \frac{1}{g} \cdot \left[\frac{r_1}{r} G_1 + \left(1 - \frac{l_1}{l} \right) G_3 - \frac{r_2}{r} G_4 \right]; \quad (6.49)$$

$$m_2 = \frac{1}{g} \left(G_2 + \frac{l_1}{l} G_3 \right); \quad (6.50)$$

G_1 — вес кривошипа, кН; G_2 — вес возвратно-поступательно движущихся частей — поршня, штока, крейцкопфа и т. д., кН; G_3 — вес шатуна, кН; G_4 — вес противовеса, кН; r_1 — расстояние от оси вращения до центра тяжести кривошипа, м; l_1 — расстояние от центра тяжести шатуна до пальца кривошипа, м; r_2 — расстояние от центра тяжести противовеса до оси вращения; g — ускорение силы тяжести, $9,81 \text{ м/с}^2$.

В многоцилиндровой машине суммарные составляющие возмущающих сил при линейном горизонтальном расположении цилиндров $F_h(x, z)$ и линейном вертикальном расположении цилиндров $F_v(x, z)$ и соответственно их моменты, приведенные к точке, относительно которой вращается кривошип первого цилиндра, определяются по формулам:

$$F_{hx} = F_{vz} = r\omega^2 \sum_{i=1}^n [(m_{li} + m_{2i}) \cos(\omega t + \beta_i) + \alpha_i m_{2i} \cos 2(\omega t + \beta_i)]; \quad (6.51)$$

$$F_{hz} = F_{vx} = r\omega^2 \sum_{i=1}^n m_{li} \sin(\omega t + \beta_i); \quad (6.52)$$

$$M_{hz} = M_{vx} = r\omega^2 \sum_{i=2}^n [(m_{1i} + m_{2i}) \times$$

$$\times \cos(\omega t + \beta_i) + \alpha_i m_{2i} \cos 2(\omega t + \beta_i)] l_i; \quad (6.53)$$

$$M_{hx} = M_{vz} = r\omega^2 \sum_{i=2}^n m_{1i} \sin(\omega t + \beta_i) l_i, \quad (6.54)$$

где n — число цилиндров; l_i — расстояние от i -го цилиндра до оси первого цилиндра; M_{hz} , M_{vz} — моменты возмущающих сил относительно вертикальной оси соответственно при горизонтальном (h) и вертикальном (v) расположении цилиндров; M_{hx} , M_{vx} — моменты возмущающих сил относительно горизонтальной оси, перпендикулярной оси главного вала; при этом за ось y принята ось главного вала машины; осей z и x соответственно вертикальная и горизонтальная, перпендикулярные оси главного вала.

При угловом расположении цилиндров суммарные составляющие возмущающих сил и моментов определяются по формулам:

$$F_x = \sum_{i=1}^n F_{ix} = r\omega^2 \sum_{i=1}^n [(m_{1i} + m_{2i}) \times \\ \times \cos(\omega t + \beta_i - \varphi_i) + \alpha_i m_{2i} \cos 2(\omega t + \beta_i - \\ - \varphi_i) \sin \varphi_i - \\ - r\omega^2 \sum_{i=1}^n \sin(\omega t + \beta_i - \varphi_i) \cos \varphi_i; \quad (6.55)$$

$$F_z = \sum_{i=1}^n F_{iz} = r\omega^2 \sum_{i=1}^n [(m_{1i} + m_{2i}) \times \\ \times \cos(\omega t + \beta_i + \varphi_i) + \alpha_i m_{2i} \cos 2(\omega t + \beta_i + \\ + \varphi_i) \cos \varphi_i + r\omega^2 \sum_{i=1}^n m_{1i} \sin(\omega t + \beta_i - \varphi_i) \times \\ \times \sin \varphi_i; \quad (6.56)$$

$$M_x = \sum_{i=2}^n F_{iz} l_i; \quad (6.57) \quad M_z = \sum_{i=2}^n F_{ix} l_i. \quad (6.58)$$

где φ_i — угол между осью i -го цилиндра и вертикалью; остальные обозначения те же, что в формулах (6.47)...(6.54).

Следует учитывать, что в формулах (6.51)...(6.58) возмущающие силы и моменты приведены к точке, относительно которой вращается кривошип первого цилиндра, а не к центру тяжести установки (фундамента и машины).

Расчет фундаментов. Для массивных и стенчатых фундаментов машин с кривошипно-шатунными механизмами производят расчет амплитуды вынужденных колебаний и проверку среднего статического давления на основание; для рамных фундаментов, кроме того, прочности элементов верхнего строения фундамента (ригелей, колонн, плиты).

При расчете прочности элементов конструкций рамного фундамента в формуле (6.3) принимают: F_n — нормативную динамическую нагрузку, соответствующую наибольшей амплитуде первой или

второй гармоник возмущающих нагрузок машины, устанавливаемой в задании на проектирование; $\gamma_f = 2$; $\eta = 1$.

При определении амплитуды колебаний фундаментов горизонтальных машин расчет можно ограничить только вычислением амплитуды колебаний в направлении, параллельном скольжению поршней, и не учитывать влияние вертикальной составляющей возмущающих сил.

При расчете амплитуд колебаний фундаментов вертикальных машин допускается:

расчет амплитуд горизонтальных колебаний только для направления, перпендикулярного главному валу машины;

расчет амплитуд вертикальных колебаний только с учетом влияния вертикальной составляющей возмущающих сил по формуле

$$a = F_{vn} / (k_z - m\omega^2), \quad (6.59)$$

где F_{vn} — нормативная вертикальная составляющая возмущающих сил машины, Н; k_z — коэффициент жесткости основания при упругом равномерном сжатии, Н/м; $m = (G_f + G_m) / 9,81$ — масса всей установки, кг.

Для фундаментов машин с угловым расположением цилиндров амплитуды вынужденных колебаний определяют с учетом вертикальной и горизонтальной составляющей возмущающих сил и моментов машины для плоскости фундамента, перпендикулярной главному валу машины.

Расчет колебаний фундаментов машин с кривошипно-шатунными механизмами производят по формулам (6.16), (6.32)

Для машин с количеством оборотов в 1 мин меньше 500 в зависимости от соотношения высоты фундамента h и размера его подошвы l_x в направлении скольжения поршней для горизонтальной машины, а для вертикальной — в направлении, перпендикулярном к ее главному валу, при определении амплитуд горизонтальных колебаний верхнего обреза фундамента машины допускается пользоваться приближенными формулами:

$$\text{при } l_x > 3h \quad a_x = F_{hn} / (k_x - m\omega^2); \quad (6.60)$$

$$\text{при } l_x < \frac{h}{2} \quad a_x = ha_\varphi, \quad (6.61)$$

где a_φ — амплитуда вращательных колебаний фундамента относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести площади подошвы фундамента;

$$a_\varphi = (F_{hn} h_1) / [k_\varphi - (\bar{I} + m h_2^2) \omega^2], \quad (6.62)$$

где h_1 — расстояние от оси вращения вала машины до подошвы фундамента, м; F_{hn} — нормативное значение горизонтальной составляющей возмущающих сил, Н; h_2 — расстояние от общего центра тяжести установки до подошвы фундамента, м; k_x , k_φ , m , $\bar{I}$ — по формулам (6.9), (6.10), (6.44) и (6.59).

Если из двух гармоник возмущающих сил и моментов одна составляет менее 20 % другой и ее частота отличается более чем на 25 % от собственной частоты колебаний фундамента, то при расчете амплитуд вынужденных колебаний ее не учитывают; в остальных случаях расчет амплитуд

производят для каждой из первых двух гармоник возмущающих сил и моментов.

Для второй гармоники возмущающих сил и моментов размеры амплитуд горизонтальных и вертикальных колебаний определяют по тем же формулам, что и для первой гармоники, заменив в формулах значение круговой частоты вращения ω на 2ω .

Т а б л и ц а 6.5. Допускаемые амплитуды колебаний фундаментов (СНиП II-19-79)

Число оборотов машины n в 1 мин	Максимальные предельно допускаемые амплитуды колебаний a_m , мм, для гармоник колебаний	
	первой	второй
Более 600	0,1	0,05
От 600 до 400	0,1...0,15	0,07
от 400 до 200	0,15...0,25	0,1
Менее 200	0,25 (0,3) *	0,15

* Для фундаментов высотой более 5 м.

Расчетные значения амплитуд колебаний фундамента для каждой гармоники не должны превышать максимальных предельно допускаемых значений, приведенных в табл. 6.5.

При возведении нескольких фундаментов на одной общей плите последнюю условно разбивают на участки, приходящиеся на отдельные фундаменты, и расчет колебаний производят в предположении, что каждый фундамент устанавливается отдельно; при этом значение допускаемой амплитуды колебаний принимают на 30 % больше, чем для отдельных фундаментов.

6.4. Кузнечные молоты

Указания по проектированию. Задание на проектирование фундаментов под молоты содержит материалы, указанные в п. 6.1. кроме того:

чертежи габаритов молота; паспортные данные; тип молота (штамповочный, ковочный), его марка и наименование завода-изготовителя;

нормативное значение номинального и действительного (с учетом веса верхней половины штампа) веса падающих частей;

нормативное значение веса шабета и станины; размеры подошвы шабета и отметки ее относительно пола цеха, а также размеры опорной плиты станины;

размеры в плане, толщина и материал подшаботной прокладки;

рабочая высота падения ударяющих частей молота;

размеры внутреннего диаметра цилиндра и рабочее давление пара или воздуха (энергия удара); число ударов молота в 1 мин.

В конструкцию кузнечного молота входят система падающих частей, осуществляющих удар, стальной массив (шабот), поддерживающий боек или штамп, на который укладывают обрабатываемую деталь, и станина с подъемным механизмом и приспособлениями для управления молотом.

У ковочных молотов станину и шабот устанавливают раздельно, станину штамповочных молотов размещают непосредственно на шаботе. Существуют кузнечные молоты одиночного действия, у которых рабочий ход падающих частей осуществляется исключительно под действием собственного веса, и двойного, у которых падающие части получают добавочные ускорения от дополнительных сил (давление пара или воздуха). В настоящее время применяют молоты двойного действия.

При рассмотрении задания следует иметь в виду, что указываемый в нем номинальный вес падающих частей, характеризующий мощность молота, совпадает с фактическим только у ковочных молотов, у которых в состав этих частей входит баба, шток и поршень. В штамповочных молотах к бабе присоединяют, кроме того, верхний штамп, вес которого не входит в номинальный, указанный в характеристике молота. При отсутствии в задании сведений о фактическом весе падающих частей разрешается принимать его в расчетах на 20 % больше номинального. Однако необходимо учитывать, что иногда верхние штампы могут достигать значительного веса, доходящего до 100 % номинального веса падающих частей, и оговаривать это в заданиях.

Т а б л и ц а 6.6. Толщина подшаботной части фундамента и количество арматурных сеток, укладываемых в верхней части (СНиП II-19-79)

Нормативное значение номинального веса падающей части молота G_0 , кН	Толщина подшаботной части фундамента, м, не менее	Количество арматурных сеток в верхней части фундамента
$G_0 \leq 10$	1	2
$10 < G_0 \leq 20$	1,25	3
$20 < G_0 \leq 40$	1,75	3
$40 < G_0 \leq 60$	2,25	4
$60 < G_0 \leq 100$	2,6	5
$G_0 > 100$	Более 3	Более 5

Для фундаментов под молоты применяют бетон класса не ниже В10, для устройства деревянных подшаботных прокладок — брусья из дуба. При отсутствии дуба для молотов с весом падающих частей до 10 кН подшаботную прокладку допускается изготавливать из лиственницы или сосны. Фундаменты под молоты проектируют в виде жестких железобетонных плит или монолитных блоков. Для молотов с весом падающих частей до 30 кН включительно допускается устройство одного общего фундамента под несколько молотов при их расположении в линию. При этом толщину боковых стен подшаботных приемков принимают на 30 % больше, чем у фундаментов под один молот. Толщина подшаботной части фундамента должна быть не меньше значений, приведенных в табл. 6.6.

Фундаментам штамповочных молотов придается простейшая форма прямоугольного параллелепипеда с невысокими выступами сверху, фиксирующими положение прокладки и поддерживающими стены ограждения ямы для шабета.

Для установок ковочных молотов применяют фундаменты двух видов. В первом станину устанавливают на горизонтальную раму прямоуголь-

ного сечения, свободно опирающуюся через прокладку из досок или нескольких слоев рубероида на фундаментную плиту. Фундаменты второго вида, наиболее распространенные как более простые и оправдавшие себя на практике, проектируют в виде монолитных блоков.

Прокладку под шаботом устранивают из деревянных брусев, уложенных из одного или нескольких щитов, толщину каждого принимают в зависимости от мощности молота, но не менее 100 мм. Болты, стягивающие брусья подшаботной прокладки, располагают в щите через 0,5...1 м. При устройстве прокладки из нескольких щитов последние укладывают крест-накрест.

Минимальная толщина дубовых прокладок принимается в зависимости от веса падающих частей:

Вес падающих частей молота, кН, до	Минимальная толщина дубовых прокладок, м
10	0,4
20	0,5
30	0,6
50	0,8...1
100	1,2...1,4

Фундаменты кузнечных молотов должны иметь конструктивное армирование в соответствии с требованиями, приведенными в п. 6.1.

Верхнюю часть фундамента, примыкающую к подшаботной прокладке, армируют горизонтальными сетками с квадратными ячейками размером 100 мм из стержней диаметром 10...12 мм; сетки располагают рядами с расстоянием между ними по вертикали 100...120 мм в количестве, принимаемом по табл. 6.6. Верхнюю сетку укладывают на расстоянии 30 мм от поверхности фундамента, примыкающей к подшаботной прокладке. У подошвы фундамента укладывают нижнюю горизонтальную арматурную сетку с квадратными ячейками размером 100...200 мм, из стержней диаметром 16...20 мм.

Часть фундаментов коловочных молотов, расположенную под подошвой станины молота, армируют горизонтальной сеткой с квадратными ячейками размером 200...300 мм, из стержней диаметром 12...16 мм. Аналогичные арматурные сетки устанавливают у граней выемки для шабота всех видов кузнечных молотов, причем вертикальные стержни этих сеток доводят до подошвы фундамента.

Для уменьшения колебаний фундамента молота и вредного влияния их на обслуживающий персонал, технологические процессы, вблизи расположенное оборудование и конструкции зданий и сооружений предусматривают виброизоляцию фундаментов молотов.

Для фундаментов молотов с весом падающих частей 100 кН и более, а также в том случае, если основания молотов и несущих строительных конструкций здания кузнечного цеха сложены мелкими и пылеватыми водонасыщенными песками, применение виброизоляции для фундаментов молотов обязательно.

Расчет. Вес и площадь подошвы фундамента подбирают с учетом требований, приведенных в 6.1; при этом для определения среднего статического давления на основание в качестве нормативных статических нагрузок принимают вес

фундамента и грунта, расположенного на его обрезах, станины, падающей части, шабота и подшаботной прокладки.

Максимальная предельно допускаемая амплитуда колебаний фундамента не должна превышать 1,2 мм, за исключением случаев возведения фундаментов на водонасыщенных, а также мелких и пылеватых маловлажных песках, где амплитуда не должна превышать 0,8 мм.

Ориентировочные площадь подошвы и вес фундамента определяют по формулам:

$$A \geq \frac{20(1 - \varepsilon)}{R} v G_{\Pi}; \quad (6.63)$$

$$G = 8(1 - \varepsilon) v G_{\Pi} - G_1. \quad (6.64)$$

Амплитуды вертикальных колебаний фундаментов молотов при центральной установке машины определяют по формуле

$$a_z = \frac{(1 + \varepsilon) v G_{\Pi}}{(1 + 1,67 \xi_z) \omega_z G}, \quad (6.65)$$

где G_{Π} — расчетное значение веса падающих частей молота, кН; G — расчетное значение общего веса фундамента, шабота, станины и грунта, расположенного на обрезах фундамента; G_1 — вес шабота станины, кН; ε — коэффициент восстановления скорости удара; для молотов штамповочных $\varepsilon = 0,5$ — при штамповке стальных изделий и $\varepsilon = 0$ — при штамповке изделий из цветного металла; для коловочных молотов $\varepsilon = 0,25$; v — скорость падающих частей молота в начале удара, м/с, принимаемая по данным завода-изготовителя, или при отсутствии таковых, определяемая по формулам:

для молотов свободно падающих (фрикционных и одностороннего действия)

$$v = 0,9 \sqrt{2gh}; \quad (6.66)$$

для молотов двойного действия

$$v = 0,65 \sqrt{2gh \frac{pA + G_{\Pi}}{G_{\Pi}}} \quad (6.67)$$

или

$$v = \sqrt{\frac{2E_y g}{G_{\Pi}}}, \quad (6.68)$$

где h — рабочая высота падения ударяющих частей молота, м; A — площадь поршня в цилиндре, м²; p — среднее давление пара или воздуха, кПа; E_y — энергия удара кДж; $g = 9,81$ м/с² — ускорение силы тяжести; ξ_z — коэффициент относительного демпфирования для вертикальных колебаний; ω_z — круговая частота свободных вертикальных колебаний, с⁻¹;

$$\omega_z = \sqrt{\frac{k_z g}{G}}, \quad (6.69)$$

где k_z — коэффициент жесткости основания.

Амплитуды вертикальных колебаний фундамента при эксцентричной установке молота

$$a_{ze} = a_z + a_e, \quad (6.70)$$

в которой a_z определяется по формуле (6.65);

$$a_e = \frac{(1 + \varepsilon) v G_{\Pi} \beta}{2Gh_2^2 \omega_{\phi} (1 + \beta) (1 + 1,67 \xi_{\phi})}, \quad (6.71)$$

где e — эксцентриситет удара, м; l — длина фундамента; ε , v , G_p , G — то же, что и в формуле (6.65); β , ω_ϕ — определяются по формулам (6.41) и (6.44).

Расчетное сопротивление прокладок при сжатии поперек волокон, кПа	Модуль упругости, кПа
Из дуба	3600 500 000
» лиственницы	2160 300 000
» сосны	1800 300 000

Расчетное динамическое давление на деревянную подшаботную прокладку, кПа,

$$p = 0,5G_{\phi v} \sqrt{\frac{E_d}{G_1 F_1 t_d}} \quad (6.72)$$

не должно превышать расчетных сопротивлений древесины при сжатии поперек волокон.

Здесь G_1 — расчетное значение общего веса шабота и станины для штамповочных молотов и веса шабота для ковочных молотов, кН; F_1 — опорная площадь шабота, м²; t_d — толщина прокладки, м; E_d — модуль упругости подшаботной прокладки; $G_{\phi v}$, v — то же, что в формулах (6.67) и (6.68).

6.5. Оборудование прокатных и трубных цехов

Общие указания. Прокатные станы по назначению подразделяются на обжимные и заготовочные (блومинги, слябинги, заготовочные, трубозаготовочные), сортовые (рельсобалочные, крупносортовые, среднесортные, мелкосортные, проволочные, штрипсовые), листовые (толстолистовые, листовые широкополосные, тонколистовые), холодной прокатки листа, трубопрокатные, особых видов прокатки (колесопрокатные, шаропрокатные, для профилей переменного сечения), трубосварочные, трубоэлектросварочные.

Оборудование прокатных станов представляет собой комплекс многочисленных машин и механизмов и разделяется на основное, служащее непосредственно для прокатки, т. е. обжатия металла между вращающимися валками и вспомогательное, служащее для выполнения дополнительных и подсобных операций, которыми сопровождается процесс прокатки.

Основное оборудование: рабочая клеть, в станинах которой заключены прокатные валки, двигатель, приводящий во вращение прокатные валки, передаточные механизмы, служащие для передачи вращения от двигателя к прокатным валкам (шестеренная клеть, редуктор, шпинделя и соединительные муфты). Остальное оборудование относится к вспомогательному.

Проектирование фундаментов под прокатное оборудование производится на основании задания, которое, кроме материалов, перечисленных в общих положениях в начале настоящей главы, должно содержать следующие данные, представляемые заводами-поставщиками оборудования:

план основных осей оборудования (отдельный чертеж на весь стан с привязкой главных осей оборудования к осем здания);

чертежи расположения анкерных болтов, закладных деталей, каналов, тоннелей и т. д.;

расположение лотков для гидравлического смыва окалины и места, где необходимо устройство ограждений и перекрытий;

расположение участков фундаментов, подлежащих защите от действия высоких температур, кислот, масел, воды и ударных нагрузок;

расположение и размеры опорных плоскостей станин оборудования, схематические разрезы оборудования с указанием мест расположения вертикальных и горизонтальных сил и крутящих моментов, передающихся на фундаменты;

нагрузки, систематически возникающие при работе основного и вспомогательного оборудования, например, вращающие моменты на валу приводного двигателя, горизонтальные силы, действующие на рабочую клеть и упоры, и т. п.;

максимальные нагрузки, возникающие в аварийных случаях, например при поломке шпинделя вала;

монтажные нагрузки, действующие на фундамент, перекрытие подвалов и на пол в районе фундаментов оборудования.

Строительное задание составляется в соответствии с ОСТ 24.010.09-79 «Задание на проектирование фундаментов для прокатного оборудования».

Компоновочные решения и основные типы фундаментов. Компоновочные решения фундаментов оборудования и функционально связанных с ними подземных сооружений следующие:

в виде массивных или облегченных фундаментов с устройством в них коммуникационных тоннелей, каналов и подземных помещений (могут располагаться также в отдельно стоящих подвалах);

с устройством технических подвалов, располагаемых под основным и вспомогательным оборудованием или частью его, в которых предусматривается открытая разводка коммуникаций и размещение технологического оборудования и технических служб;

с устройством технических этажей, располагаемых выше отметки пола цеха, при поднятой линии прокатки, за исключением подвальных помещений.

Массивные фундаменты могут выполняться из монолитного бетона или железобетона. В целях уменьшения расхода материалов допускается устройство пустот в теле фундамента. Коммуникации в фундаментах рекомендуется прокладывать в едином тоннеле с размещением в нем маслоэмульсионных, водопроводных, электрокабельных и других разводок, если блокировка их допускается по технологическим, противопожарным и другим условиям.

Облегченные фундаменты могут быть монолитными или сборно-монолитными, по конструктивному решению — рамными, стенчатыми, каркасными и т. п. В пространстве, образованном в пределах фундаментов, допускается размещать технические службы, вспомогательные и подсобные помещения.

В зонах воздействия временных нагрузок на пол цеха интенсивностью более 100 кПа размещать технические подвалы не рекомендуется.

Компоновочные решения фундаментов с поднятой линией прокатки и образованием технических этажей рекомендуется в первую очередь для мелкосортных, проволочных и трубных станов (если это допускается технологическими условиями и планировкой промышленной площадки) при

неблагоприятных гидрогеологических условиях (например, в случае высокого уровня грунтовых вод) в целях значительного сокращения объема работ нулевого цикла.

Фундаменты с техническими подвалами и техническими этажами могут быть решены в сборных, сборно-моноклитных или моноклитных конструкциях.

Основное оборудование листовых, толстостеновых, рельсобалочных, заготовочных и других тяжелых станов устанавливается на массивных моноклитных или на моноклитных железобетонных устоях облегченных фундаментов.

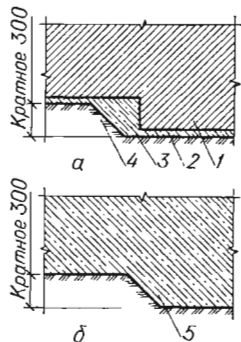


Рис. 6.2. Перепады подошвы фундамента с гранями:

а — вертикальными; б — наклонными; 1 — железобетонный фундамент; 2 — подготовка; 3 — подбетонка; 4 — грунт; 5 — бетонный (неармированный) фундамент.

Основное оборудование крупно- и среднесортных станов размещают, как правило, на облегченных фундаментах с нижней и верхней моноклитными плитами с устройством диафрагм жесткости в двух взаимно перпендикулярных направлениях, причем основное оборудование должно размещаться над несущими опорами (стойками или стенами).

Основное оборудование мелкосортных, проволочных, штрипсовых и других легких станов можно размещать на сборно-моноклитных фундаментах облегченного типа в пролетах верхней фундаментной плиты. Вспомогательное — на облегченных фундаментах или на перекрытиях технических подвалов и этажей.

Установку рабочей и шестеренной клетей, редуктора и привода электродвигателя предусматривают на общем фундаменте.

Фундаменты основного оборудования заготовочных, листовых рельсобалочных и других тяжелых станов в целях исключения передачи вибраций на соседние участки должны быть отделены от перекрытий подвалов и фундаментов зданий.

Фундаменты под легкое вспомогательное оборудование могут быть выполнены из отдельных сборных бетонных или железобетонных блоков, устанавливаемых на несжимаемое основание.

На фундаментах оборудования допускается опирать перекрытия подземных помещений и технических этажей.

При компоновке технических подвалов, тоннелей и технических этажей необходимо предусматривать мероприятия по эвакуации обслуживающего персонала и учитывать требования противопожарной безопасности в соответствии с указаниями глав СНиП 2.04.03-85 и СНиП 2.01.02-85.

Расчет фундаментов. Расчет массивных фундаментов под основное и вспомогательное оборудование сводится к проверке отдельных участков на прочность, а также к определению давлений, пе-

редаваемых фундаментами на грунт. При этом постоянные нагрузки от веса оборудования принимаются равномерно распределенными по фактической площади опирания оборудования.

Расчет облегченных фундаментов под технологическое оборудование сводится к расчету рамы или бруса на упругом основании. Все нагрузки принимаются статическими, в том числе и нагрузки от неуравновешенной центробежной силы.

Горизонтальная расчетная нагрузка, передаваемая на фундамент через механические упоры (амортизаторы) стационарного или подвижного типов,

$$F_b = F\mu, \quad (6.73)$$

где F — сила удара, Н; μ — коэффициент, учитывающий условия работы конструкции ($\mu = 3$);

$$F = \sqrt{2k(E - E_1)}, \quad (6.74)$$

где k — жесткость пружины, Н/м; E — энергия движущейся заготовки, Дж;

$$E = \frac{mv^2}{2}, \quad (6.75)$$

где m — масса заготовки, кг; v — скорость движения заготовки, м/с; E_1 — энергия, теряемая в результате удара;

$$E_1 = (1 - \beta^2) \frac{m_1}{m_1 + m} E; \quad (6.76)$$

β — коэффициент, зависящий от упруго-пластических свойств ударяющей заготовки (для горячего металла $\beta = 0$; для холодного — 0,5); m_1 — масса деталей упора, перемещающихся в момент удара, кг.

Конструктивные указания. Массивные фундаменты оборудования проектируют из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В10 в возрасте 90 дней; облегченные сборные и сборно-моноклитные — из бетона класса не ниже В15, моноклитные — не ниже В10 в возрасте 28 дней. Подготовку под фундаментами предусматривают из бетона класса В5, в агрессивных грунтовых условиях — из слоя щебня, пропитанного битумом. Подливку под опорные рамы и станины оборудования выполняют из бетона на мелком заполнителе класса не ниже В15. При толщине подливки менее 40 мм — из цементного раствора В10.

Фундаменты под оборудование закладывают на естественных, ненарушенных грунтах. При наличии в основании фундамента слоя небольшой мощности слабых грунтов (торфянистых, насыпных, илстых и т. п.) его следует заменять непродачными заполнителями (песком, доменными шлаками), или проходить фундаментами до грунтов с необходимой несущей способностью. При этом фундаменты рекомендуется заглублять в грунт естественного залегания не менее чем на 500 мм.

Глубина заложения подошвы фундамента обусловливается высотой тоннелей, каналов и подвалов, располагаемых в теле фундамента, глубиной заложения фундаментов примыкающих установок, а также длиной заделки анкерных болтов. В отдельных случаях глубина заложения подошвы фундамента определяется грунтовыми условиями площадки.

Глубина заложения подошвы фундамента назначается по возможности на одном уровне. Если заложение всех участков фундаментов на одном уровне приводит к значительному перерасходу материалов, допускается устраивать отдельные участки фундаментов на разной глубине. Перепады подошв железобетонных фундаментов выполняются с вертикальными гранями и заполнением

лей и потолок должны быть окрашены маслястой- кими синтетическими красками светлых тонов.

Монтажные люки в перекрытиях подвалов перекрывают сборными плитами, поверх которых устраивают пол цеха.

Для восприятия горизонтальных сил, вызывающих сдвиг оборудования на фундаментах, предусматривают железобетонные упоры (рис. 6.3)

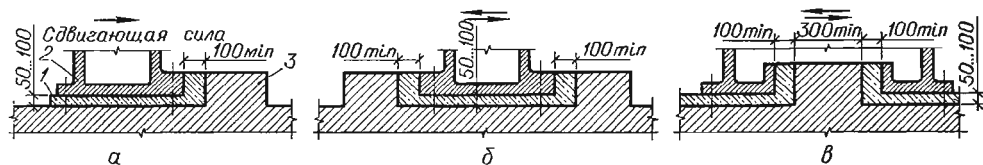


Рис. 6.3. Железобетонные упоры при действии сдвигающей силы:

а — односторонней; б — двусторонней; в — при наличии проемов в опорных станинах оборудования; 1 — платформа; 2 — оборудование; 3 — армированный упор.

пазух котлованов подбетонками враспор грунта, а перепады подошв бетонных фундаментов выполняются с уклоном (рис. 6.2).

В местах примыкания фундаментов под оборудование к фундаментам здания отметки их подошв назначают на одном уровне. При этом должны обеспечиваться независимая осадка этих фундаментов.

Размеры и форму верхней части фундаментов под оборудование принимают в соответствии с заданием на проектирование фундаментов.

При проектировании фундаментов соблюдают следующие требования:

расстояние от края станины до края фундамента или канала — не менее 100 мм;

приближение кромок фундаментов или выступающих его частей (на высоту 2 м) к габаритам машин — не менее 800 мм;

толщина днища тоннелей гидросмыва окалины, пересекающих основной массив фундаментов, — не менее 500 мм; коммуникационных тоннелей — по расчету, но не менее 200 мм;

размеры фундаментов в плане кратны 100 мм.

Для отвода случайных вод в каналах и тоннелях предусматривают продольный уклон к месту стока не менее 0,002 и поперечный — не менее 0,01.

Уклоны в лотках, каналах и тоннелях для стока воды выполняют набетонкой максимальной толщиной не более 300 мм. При больших уклонах и значительной протяженности тоннелей гидросмыва окалины толщина набетонки принимается постоянной, уклон создается за счет верхней части днища, при этом нижняя выполняется горизонтальной с уступами по вертикали.

Фундаменты, разделенные на части глубокими открытыми каналами, связывают поверху железобетонными балками-распорками через 3...6 м.

Металлические лестницы, ведущие в подвалы, прямки и т. д. устраивают под углом 45°; при нерегулярном пользовании лестницами в виде исключения — под углом 60°; ширина марша лестниц не менее 700 мм.

В маслоэмульсионных подвалах пол и стены должны быть облицованы светлыми керамическими плитками на высоту 1,8 м; пол — керамической плиткой с рифленой поверхностью, стены — глазурованной керамической плиткой. Стены выше пане-

ли или специальные стальные рамы, которые рассчитывают по условию

$$Q \leq 0,5 (G + \Sigma P), \quad (6.77)$$

где Q — сдвигающая расчетная горизонтальная сила; G — вес машины; $\Sigma P = 0,2 R_{ba} A n$ — сумма сил от предварительного натяжения фундаментных болтов; R_{ba} — расчетное сопротивление растяжению болта; A — площадь сечения болта по резьбе; n — количество болтов; 0,2 — коэффициент, учитывающий размер предварительного натяжения болтов в процессе эксплуатации.

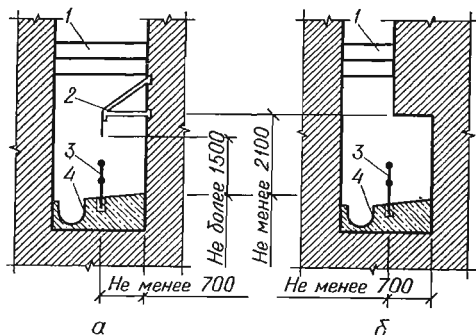


Рис. 6.4. Устройство ограждения в тоннеле гидросмыва окалины:

а — с металлическим козырьком; б — с бетонным выступом; 1 — балка-распорка; 2 — защитный козырек; 3 — ограждение (перила); 4 — лоток гидросмыва окалины.

При расчете железобетонных упоров или стальных рам силы трения, возникающие от веса оборудования и затяжки фундаментных болтов, не учитывают.

Участки фундаментов, подвергающиеся систематическим механическим ударным воздействиям (например, ямы для обрезков, балки-распорки и др.), защищают специальными стальными облицовками, которые разрабатывают в строительной части проекта.

Внутренние поверхности ям для окалины, приямков у ножниц и пил и другие устройства должны

быть защищены от ударов грейфера или бады рельсами, бывшими в употреблении. Рекомендуются типы рельсов Р24...Р38. В тоннелях гидросмыва окалины для защиты обслуживающего персонала от кусков падающей окалины над проходом устраивают металлические защитные козырьки и ограждения со стороны лотков (рис. 6.4). В зависимости от размера кусков падающей окалины толщина стального листа 8...10 мм. Вместо металлических козырьков могут быть предусмотрены бетонные выступы. Лотки

установки, которых указывают в электрической части проекта.

Температурно-усадочные швы в фундаментах, м

В бетонных	20
В железобетонных монолитных	40
» сборно-монолитных	50

Расстояния для усадочных швов могут быть увеличены при соответствующем расчетном обосновании.

Деформационные и температурно-усадочные швы совмещают и располагают таким образом, чтобы они разделяли фундамент на отдельные участки, несущие не связанное между собой оборудование.

Если фундаменты не могут быть разделены температурно-усадочными швами на отдельные участки, то для уменьшения усадочных напряжений в проекте предусматривают временные усадочные швы шириной от 0,7 до 1,2 м. В этих случаях из массива фундаментов с обеих сторон временного шва в уровне подошвы и верхней поверхности фундамента выпускают рабочую арматуру, которую спустя 3...4 недели после бетонирования фундаментов сваривают с накладными стержнями, а шов заполняют бетоном того же класса, что и фундамент. При отсутствии арматуры у подошвы или у верхней поверхности фундамента в месте расположения временного шва ставят стержни диаметром 20 мм с шагом 200 мм в один ряд с последующей их сваркой и замоноличиванием.

Фундаменты клеток, редукторов, электродвигателей привода, ножниц (обжимных, листовых и заготовочных станков), листовых моталок необходимо возводить без устройства рабочих швов бетонирования. Если объем бетона указанных фундаментов превышает 4000 м³, то места расположения рабочих швов бетонирования и их конфигурация должны назначаться в рабочих чертежах проекта.

В фундаментах сложной конфигурации, а также если объем бетона указанных фундаментов не позволяет осуществлять непрерывное бетонирование, места расположения рабочих швов бетонирования и их конфигурацию назначают в проектах производства работ, которые согласовывают с организацией, разрабатывающей чертежи фундаментов под оборудование.

Армирование фундаментов. Монолитные фундаменты, в случае необходимости, армируют нижней (противоусадочной), укладываемой по подошве фундаментов, и верхней арматурой, укладываемой под станинами оборудования с динамическими нагрузками (клетки, редукторы, электродвигатели, листовые моталки и др.).

Необходимость установки и количество нижней арматуры обуславливается размерами фундаментов в плане: до 20 м включительно не армируют; от 20...30 м устанавливают рабочую арматуру диаметром 16 мм класса А-II с шагом 200 мм; 30...40 м — диаметром 20 мм класса А-II с шагом 200 мм, причем концы фундаментов длиной до 7,5 м можно армировать арматурой диаметром 16 мм класса А-II.

Нижнюю и верхнюю арматуру укладывают в одном или двух взаимно перпендикулярных направлениях в виде плоских сварных сеток с ра-

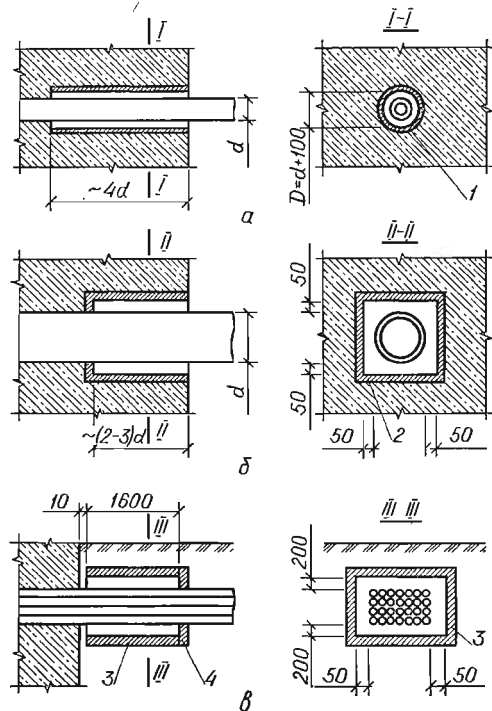


Рис. 6.5. Мероприятия по защите коммуникационных труб в местах выхода их из фундаментов: а — прокладка труб в гильзах; б — устройство компенсирующих ниш; в — устройство специальных коробов; 1 — стальная гильза; 2 — деревянный короб; 3 — железобетонный короб; 4 — кирпичная стенка.

гидросмыва окалины предусматривают из чугунных желобов, поставляемых заводом-изготовителем оборудования, или каменного литья.

Днище канала гидросмыва окалины и стены на высоту 1 м от лотка должны быть защищены от воздействия технической воды торкрет-штукатуркой.

В целях предохранения от повреждений в местах выхода коммуникационных труб из фундаментов оборудования в грунт, а также при переходе их через температурные швы необходимо (рис. 6.5):

для труб диаметром до 150 мм закладывать гильзы большего диаметра;

для труб диаметром 150 мм и более устраивать «компенсирующие ниши»;

для труб разводки кабельных сетей выполнять железобетонные или кирпичные короба, места

бочими стержнями в одном продольном направлении.

В местах перепада подошвы фундамента вертикальные грани уступа фундамента не армируют. Нижнюю арматуру повышенной части фундамента заводят в массив на 30 диаметров за линию пересечения плоскости сеток верхнего уступа с плоскостью, проведенной под углом 60° к горизонту из нижнего угла уступа, при этом общая длина заделки не более 70 диаметров рабочей арматуры.

Верхнюю арматуру под станинами укладывают в двух направлениях с шагом рабочих стержней 200 мм. Диаметр стержней арматуры класса А-III принимают в зависимости от диаметра болтов, крепящих оборудование к фундаментам.

Диаметры болтов для крепления оборудования к фундаментам, мм	Диаметры рабочих стержней сеток верхней арматуры массивных фундаментов, мм
Менее 42	12
42...56	16
64 и более	20

Местное армирование фундаментов производят на участках, ослабленных тоннелями, каналами, а также в местах систематического воздействия ударных нагрузок, лучистой теплоты и пр.

Под станинами оборудования, передающими систематически ударные нагрузки, ставят по 2...3 сетки из стержней диаметром 10...12 мм класса А-III с шагом 100 мм в двух направлениях, верхнюю укладывают на расстоянии 20...30 мм от поверхности фундамента. Расстояние между сетками по высоте фундамента принимают равным 100 мм. Если оборудование с динамическими нагрузками устанавливают у края фундамента, то стержни верхних сеток загибают вниз на 15 диаметров.

В местах воздействия лучистой теплоты поверхности массивных частей фундаментов армируют сетками из стержней диаметром 12 мм, класса А-III, с ячейкой 200×200 мм.

Участки фундаментов, ослабленные тоннелями, каналами и т. п., толщина которых менее 1 м и которые не требуют установки расчетной арматуры, армируют конструктивно сеткой из стержней диаметром 12 мм, класса А-III, с шагом 200 мм с заделкой в основной массив на 15 диаметров. Ослабленные вертикальные участки фундамента толщиной более 1 м конструктивно не армируют, над проемами укладывают сетку из стержней диаметром 12 мм, шагом 200 мм.

Минимальная площадь сечения арматуры массивных консольных участков фундаментов составляет не менее 0,05 % площади поперечного сечения консолей при расчете их как бетонных элементов.

В монолитных железобетонных плитах необходимы конструктивные мероприятия, обеспечивающие проектное положение верхней арматуры. В плитах толщиной до 0,5 м под верхнюю арматуру (сетки) ставят поддерживающие каркасы; толщиной более 0,5 м при больших объемах бетонных работ допускается предусматривать поддерживающие жесткие каркасы из профильного металла.

Стены толщиной до 0,5 м армируют простран-

ственными самонесущими каркасами, собираемыми из двух унифицированных плоских сеток с рабочей арматурой в одном продольном направлении и поддерживающих каркасов, которые фиксируют сетки в рабочем положении и обеспечивают общую пространственную жесткость.

Балки-распорки в тоннеле гидросмыва окалины армируют продольными стержнями по периметру сечения с установкой замкнутых хомутов. Площадь сечения всей рабочей арматуры должна быть не менее 2 % расчетной площади сечения балки, если армирование балок-распорок не определяется расчетом.

При толщине подливки под оборудование более 100 мм из тела фундамента предусматривают арматурные выпуски-щетину (или подливку на безусадочном цементе).

Защита фундаментов от воздействия агрессивных сред. Проект защиты фундаментов под оборудование и подземного хозяйства от агрессивного воздействия технологических растворов выполняет специализированная проектная организация. При проектировании конструкций, подверженных воздействию агрессивных сред, учитывают требования СНиП 2.03.11-85. Элементы конструкций, эксплуатируемые в условиях воздействия агрессивных сред, должны иметь доступ для систематического осмотра и периодического возобновления антикоррозионной защиты.

Фундаменты под оборудование, находящиеся в зоне агрессивного воздействия среды, должны выступать над уровнем чистого пола не менее чем на 0,3 м; конфигурация их должна исключать возможность образования застойных зон и обеспечивать быстрый сток с них агрессивных жидкостей.

Защитные покрытия фундаментов под оборудование от воздействия кислотных и щелочных сред принимают в зависимости от их конструкции и назначения с учетом характера и интенсивности агрессивного воздействия, температуры агрессивных проливов и метода их уборки, наличия механических воздействий и других условий эксплуатации.

Конструкция и защита фундаментов при наличии механических воздействий должна включать в себя непроницаемый подслон и защитную облицовку из штучных кислотоупорных материалов. На участках с наиболее тяжелыми условиями эксплуатации (фундаменты под ванны агрегатов, зоны установки теплообменников, насосов, мерников и т. д.) возможно выполнение двухслойной бронирующей футеровки из кислотоупорных штучных материалов.

В технологических тоннелях, в которых прокладываются трубопроводы с кислотными и щелочными растворами, днище и стены на высоту 0,5 м облицовывают кислотоупорной керамикой на кислотоупорной силикатной замазке.

Защиту от воздействия минеральных масел и технологических смазок предусматривают для фундаментов под клетки, промасливающие машины, в помещениях технологических смазок и др.

Для защиты фундаментов под оборудование, тоннелей, каналов от указанных воздействий рекомендуется применять:

облицовку листами из углеродистой стали в местах постоянных механических воздействий и большой интенсивности проливов;

облицовку из штучных керамических материалов в условиях слабых механических воздействий и большой интенсивности воздействия проливов;

окраску маслостойкими красками в условиях слабых механических воздействий и при малой интенсивности воздействия проливов;

бетон повышенной плотности при слабоагрессивной степени воздействия.

Полости в фундаментах под моталки, разматыватели, транспортеры и другие участки, эксплуатируемые в условиях интенсивного воздействия проливов масла и имеющие сложную конфигурацию, а также лотки и прямки, где происходит скопление проливов масла и эмульсии, как правило защищают листами углеродистой стали. При этом вертикальные поверхности полостей облицовывают на высоту 0,5 м, а выше — окрашивают эпоксидными материалами. В лотках и прямках допускается также применение облицовки из керамической плитки на эпоксидной замазке.

6.6. Дробилки

Задание на проектирование фундаментов под дробилки кроме материалов, приведенных в п. 6.1, должно содержать следующие характеристики машин:

нормативное значение горизонтальной и вертикальной составляющих равнодействующей динамических нагрузок и их места приложения соответственно относительно верхней грани фундамента под дробилки и вертикальной оси, проходящей через центр тяжести дробильной установки; рабочее число оборотов в минуту вала эксцентрика для конусных дробилок или главного вала для других видов дробилок;

нормативное значение веса вращающихся частей; количество и нормативное значение веса молотков, расстояние от оси вращения до центра тяжести молотка для молотковых дробилок;

ширина входной щели для щековых или нижний диаметр дробящего конуса для конусных (гирационных) и диаметр ротора для молотковых дробилок;

нормативное значение полного веса корпуса дробилок, веса заполнения.

Фундаменты под дробилки проектируют монолитными или сборно-монолитными; монолитные — преимущественно стенчатые, состоящие из двух стен, жестко заделанных в нижнюю плиту, а также верхней плиты, или двух верхних поперечных ригелей; сборно-монолитные — стеночные или рамные с нижней плитой и верхними ригелями из монолитного железобетона. Фундаменты под дробилки высотой менее 5 м рекомендуется проектировать массивными или стенчатыми.

Групповые фундаменты под несколько дробилок предусматривают: при одноярусном расположении дробилок — стенчатыми или рамными, при двух- или трехъярусном — стенчатыми. Групповые фундаменты при двухъярусном расположении дробилок с установкой в верхнем ярусе дробилок с расчетной горизонтальной составляющей возмущающих сил менее 30 кН рекомендуется проектировать рамными.

Подошва фундаментов под конусные дробилки квадратная, под остальные — прямоугольная,

вытянутая в направлении действия динамических нагрузок. Толщина нижней плиты фундаментов не менее 0,7 толщины стен для стенчатых фундаментов и не менее наименьшего размера сечения колонны рамы для рамных. Толщина стен стенчатых фундаментов должна быть не менее 600 мм.

Армирование фундаментов под дробилки выполняют согласно указаниям, приведенным в п. 6.1. Для общего конструктивного армирования стенчатых фундаментов применяют сетки из стержней диаметром 12...16 мм с шагом в обоих направлениях соответственно 200...300 мм. Нижнюю плиту армируют двумя горизонтальными сетками (нижней и верхней); стены — сетками, располагаемыми у поверхности стен; ригели — в соответствии с их расчетом (как балки). В рамных фундаментах рамы армируют по расчету, нижнюю плиту — конструктивно.

В фундаментах под дробилки устанавливают дополнительную арматуру в элементах фундамента, ослабленных отверстиями, выемками и т. д. При расчете фундаментов определяют наибольшую амплитуду горизонтальных колебаний верхней грани фундамента, проверяют среднее статическое давление на основание, а также прочность конструкций фундаментов.

Расчет колебаний фундаментов под дробилки выполняют по формулам (6.1)...(6.31) для рамных фундаментов и по формулам (6.32)...(6.45) для массивных и стенчатых. Определение амплитуды горизонтальных колебаний верхней грани массивных фундаментов под щековые и конусные (гирационные) дробилки допускается производить по приближенной формуле

$$a_x = \frac{F_h \left(\rho_1 \frac{h_1}{h_2} + 1 \right)^2 (1 + \kappa \cdot \rho_1)}{k_x \sqrt{k_1^2 \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_1} \right)^2 \right]^2 + 4\xi_x^2 \times \dots \times \left[(1 - \rho_1)^2 + \rho_1^2 \frac{\xi_\varphi}{\xi_x} \cdot \frac{k_\varphi}{k_x h_2^2} \right]^2}}, \quad (6.78)$$

где

$$k_1 = (1 - \rho_1)^2 + \rho_1^2 \frac{k_\varphi}{k_x h_2^2}. \quad (6.79)$$

Обозначения те же, что и в формулах (6.32)...(6.45). Расчет колебаний фундаментов под конусные дробилки с подошвой прямоугольной формы производят в плоскости, совпадающей с направлением меньшего размера подошвы.

Неуравновешенные силы инерции, возникающие при работе большинства щековых дробилок, относительно невелики, вследствие чего производить расчет фундаментов под них на колебания необходимо при установке мощных машин весом от 500 кН и более. Амплитуды колебаний под валковые дробилки можно не определять. При назначении размеров фундаментов под дробилки без расчета на колебания во избежание проявления недопустимых вибраций площадь подошвы фундамента принимают на 30...40 % больше площади, занимаемой основанием верхнего строения.

Максимальная предельно допускаемая амплитуда колебаний фундаментов под дробилки 0,3 мм.

Рамные фундаменты под дробилки рассчитывают по прочности на действие веса всех элементов установки с учетом веса заполнения и силы F , заменяющей динамическое действие машины. Значение F определяют по формуле (6.3), в которой принимают для щековых и конусных дробилок коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,3$, коэффициент динамичности $\eta = 1,2$; для молотковых дробилок $\gamma_f = 4$, $\eta = 1$; нормативное значение динамической нагрузки устанавливают по заданию на проектирование.

6.7. Мельничные установки

В зависимости от отношения длины барабана к его диаметру мельницы подразделяют на два типа: с коротким барабаном (стержневые, шаровые, рудно-галечные и др.) и трубчатые.

Задание на проектирование фундамента под мельничные установки кроме данных, приведенных в п. 6.1, должно содержать следующие характеристики:

- наименование системы мельницы и ее размеры (длина и диаметр барабана);
- направление вращения барабанов мельницы;
- расстояние от оси вращения барабанов мельницы до верхней грани фундамента;
- полный вес корпуса мельницы и вес заполнения;

значение и координаты точек приложения всех статических нагрузок, передаваемых на фундамент мельницей (с загрузкой), редуктором и мотором.

Фундаменты под мельничные установки проектируют монолитными или сборно-монолитными; под трубчатые мельницы — в виде ряда поперечных по отношению к оси мельницы П-образных рам, опирающихся на отдельные железобетонные плиты; под мельницы с коротким барабаном — в виде общих массивных плит с поперечными стенами или рамами для опирания частей машин.

Для уменьшения уровня вибраций рамные фундаменты под отдельные мельницы попереху объединяют общей железобетонной плитой. При проектировании фундаментов из монолитного железобетона допускается проектировать опоры трубчатых мельниц в виде поперечных стен на отдельных плитах.

При скальных и крупнообломочных грунтах допускается опирать стены, поддерживающие части мельниц с коротким барабаном, на отдельные плиты. Установка двигателя и редуктора мельниц на разных фундаментах, не связанных жестко между собой, не допускается.

При проектировании фундаментов под трубчатые мельницы необходимо выполнять следующие требования:

толщина каждой поперечной стены или рамы не менее $\frac{1}{3}$ поддерживаемой ею площадки и не менее 0,8 м;

в рамных фундаментах отношение длины ригеля в свету к наименьшему из поперечных размеров не более 2, отношение длины стойки к наименьшему из ее поперечных размеров — не более 4;

толщину нижних плит определяют по расчету их на прочность и назначают не менее толщины стен или рам.

Фундаменты под мельничные установки армируют в соответствии с указаниями, приведенными в п. 6.1. При этом общее конструктивное армирование массивных и стенчатых фундаментов — сетками из стержней диаметром 12...16 мм с шагом в обоих направлениях соответственно 200...300 мм; верхняя часть рамных фундаментов под трубчатые мельницы — по схеме армирования жестких рам.

Расчет колебаний фундаментов под мельничные установки производят на действие случайной динамической нагрузки, вызываемой движением заполнителя в барабане.

Амплитуды горизонтальных колебаний верхней грани массивных и стенчатых фундаментов мельничных установок от действия случайной динамической нагрузки

$$a_x = \frac{v}{\omega_x^2 \cdot m} \sqrt{\frac{\omega_x}{2\xi_x} \left[\frac{v_1^2}{\xi_1} \left(1 + \frac{h_1}{h_2} \rho_1 \right)^2 + \frac{v_2^2}{\xi_2} \left(1 + \frac{h_1}{h_2} \rho_2 \right)^2 \right]}, \quad (6.80)$$

где v — интенсивность случайной нагрузки, $\text{Н} \cdot \text{с}^{1/2}$;

$$v = \alpha m_1 \omega d \sqrt{\omega \left[1 - \left(\frac{\omega^2 d}{20} \right)^2 \right]}, \quad (6.81)$$

$$v_{1,2} = \frac{1 + \frac{h_0}{h_2} \rho_{1,2}}{\left(\frac{\omega_{1,2}}{\omega_x} \right)^{\frac{3}{2}} \left(1 + \rho_{1,2}^2 \frac{1}{\beta} \right)}; \quad (6.82)$$

$$\rho_{1,2} = 1 - \left(\frac{\omega_{1,2}}{\omega_x} \right)^2; \quad (6.83)$$

$$\xi_{1,2} = \frac{\left(\frac{\omega_{1,2}}{\omega_x} \right)^4 + \frac{\xi_\phi}{\xi_x} \left(\frac{\omega_\phi}{\omega_x} \right)^2 \frac{1 + \beta}{\beta} \rho_{1,2}^2}{\left(\frac{\omega_{1,2}}{\omega_x} \right)^4 + \left(\frac{\omega_\phi}{\omega_x} \right)^2 + \frac{1 + \beta}{\beta} \rho_{1,2}^2}; \quad (6.84)$$

α — коэффициент, зависящий от типа мельницы, принимаемый:

для стержневых мельниц $\alpha = 0,015$; для остальных типов мельниц $\alpha = 0,001$; h_0 — расстояние от центра тяжести установки до оси вращения барабана мельницы, м; m_1 — масса загрузки барабана мельницы, кг; ω — круговая частота вращения барабана, с^{-1} ; d — диаметр барабана, м; $\omega_{1,2}$ — главная собственная частота установки, с^{-1} ; ξ_x, ξ_ϕ — коэффициенты относительного демпфирования соответственно для горизонтальных и вращательных колебаний; остальные обозначения см. в (6.32), (6.41), (6.43), (6.44).

Амплитуды горизонтальных колебаний рамных фундаментов под мельницы от действия случайной динамической нагрузки

$$a_{x\phi} = a_x + a_\phi h, \quad (6.85)$$

где h — расстояние от центра тяжести верхней части фундамента до оси наиболее удаленного подшипника мельницы, м; a_x и a_ψ — амплитуды соответственно горизонтальных колебаний верхней плиты, м, и вращательных колебаний относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести плиты, рад;

$$a_x = v/k_{bx} \sqrt{\omega_x/2\xi_{bx}}; \quad (6.86)$$

$$a_\psi = (ve)/k_{b\psi} \sqrt{\omega_\psi/2\xi_{b\psi}}, \quad (6.87)$$

где e — расстояние в плане от центра тяжести верхней части фундамента до середины длины барабана, м; остальные обозначения см. в (6.21), (6.22), (6.27)...(6.30), (6.86).

Собственная круговая частота колебаний фундамента мельниц должна отличаться не менее чем на 25 % от собственной круговой частоты крутильных колебаний вала электродвигателя

$$\omega_0 = \sqrt{[k(\bar{I}_1 + \bar{I}_2 i^2)]/(\bar{I}_1 \bar{I}_2)}, \quad (6.88)$$

где $\bar{I}_1$ — момент инерции массы барабана с грузкой относительно оси вращения барабана, кг · м²; $\bar{I}_2$ — момент инерции массы ротора электродвигателя относительно его оси вращения, кг · м²; k — крутильная жесткость вала, соединяющего ротор двигателя с приводной шестерней, Н · м/рад; i — передаточное число зубчатой пары (шестерни и зубчатого венца барабана).

Максимальная предельно допускаемая амплитуда колебаний фундаментов под мельницы установки принимается равной 0,1 мм.

Расчет прочности элементов конструкций фундаментов под мельницы производят с учетом действия следующих нагрузок:

расчетного значения веса элементов конструкции и частей мельницы с учетом веса заполнения;

горизонтальной составляющей расчетной динамической нагрузки F , приложенной к данной опоре и определяемой по формуле (6.3), в которой значения коэффициентов надежности по нагрузке и динамичности принимают соответственно $\gamma_f = 1,3$ и $\eta = 1$, а F_d принимают равной: для зубчатых мельниц $0,2G_M$; мельниц с коротким барабаном $0,1G_M$, где G_M — часть нормативного значения веса мельницы (без мелющих тел и заполнения), приходящаяся на данную опору.

6.8. Металлорежущие станки

В состав задания на проектирование фундаментов под металлорежущие станки, кроме материалов, приведенных в п. 6.1, должны входить следующие материалы:

чертеж опорной поверхности станины станка с указанием опорных точек, способов установки и крепления станка на фундаменте, расположения и размеров фундаментных болтов, закладных деталей, а также выемок, каналов и шахт, необходимость в которых вызывается конструкцией станка и условиями его монтажа и обслуживания;

данные о нормативных значениях нагрузок на фундамент: для станков весом до 100 кН — общий вес станка, более 100 кН — схему расположения и нормативные значения статических нагрузок, передаваемых на фундамент;

данные о максимальных предельно допускаемых изменениях положения центра тяжести станка в результате установки тяжелых деталей и перемещения узлов станка, а также данные о максимальных предельно допускаемых значениях угла поворота фундамента относительно горизонтальной оси для станков, требующих ограничения упругого крена фундамента;

данные о классе станков по точности, а также о жесткости станины станков, о необходимости обеспечения жесткости за счет фундамента и о возможности частой перестановки станков;

указания о необходимости и рекомендуемом способе виброизоляции высокоточных станков.

Кроме того, для высокоточных станков в особо ответственных случаях (тяжелых или в зоне интенсивных колебаний оснований) в задании на проектирование представляют данные о результатах измерений колебаний грунта в местах, предусмотренных для установки их, а также другие данные, необходимые для определения параметров виброизоляции (предельно допускаемые амплитуды колебаний фундамента или предельно допускаемые амплитуды колебаний элементов станка в зоне резания и т. п.).

Станки в зависимости от веса, конструкции и класса точности устанавливаются на бетонном полу цеха, на устроенных в полу утолщенных бетонных лентах или на массивных фундаментах.

Станки весом до 100 кН, а при соответствующем обосновании до 150 кН нормальной и повышенной точности с жесткими и средней жесткости станинами, для которых отношение $l/h < 8$ (где l — длина, м, h — высота сечения станины станка, м), а также высокоточные, виброизоляцию которых допускается осуществлять при помощи упругих опор, расположенных непосредственно под станиной станка, устанавливаются на полу; станки весом до 300 кН допускается устанавливать на утолщенные бетонные ленты, устраиваемые в полу. На специально проектируемых фундаментах располагают станки следующих видов:

с нежесткими станинами с отношением $l/h \geq 8$ и с составными станинами, в которых жесткость обеспечивается за счет фундамента;

весом более 100 кН, размещенные в помещениях с толщиной плиты пола, недостаточной для их установки;

высокоточные, для виброизоляции которых необходимы специальные фундаменты.

Специальные фундаменты для виброизоляции высокоточных станков помимо случаев, указанных выше, проектируют, если: требуемые низкие частоты собственных колебаний станка на опорах не могут быть обеспечены упругими опорами, размещаемыми под станиной; необходимо увеличить массу изолируемой системы для уменьшения амплитуд вынужденных колебаний, вызываемых динамическими нагрузками, действующими в станке, а также ограничить перекос станка от статических нагрузок при установке тяжелых деталей, при перемещении узлов и т. д.

При проектировании виброизолированных фундаментов под станки исходят из соответствующих расчетов, если они на резиновых ковриках, должны быть предусмотрены средства, обеспечивающие возможность их смены.

Высоту фундаментов под станки нормальной и повышенной точности весом до 300 кН прини-

мают по табл. 6.7; более 300 кН — из условия обеспечения необходимой жесткости станины за счет фундамента, а также из конструктивных соображений.

Станки устанавливают на одиночные и общие фундаменты. Установка точных станков на общие фундаменты допускается только в тех случаях, когда среди них нет таких, при работе которых будут возникать значительные динамические нагрузки, вызывающие колебания с амплитудами, превышающими максимальные предельно допускаемые значения, указанные в задании на проектирование.

Высоту общих фундаментов станков нормальной и повышенной точности определяют по результатам расчета фундамента по прочности и жесткости с учетом минимально необходимой высоты (см. табл. 6.7), обеспечивающей жесткость станины отдельных станков, а также из конструктивных соображений, особенностей данного вида станка и условий его обслуживания.

Станки устанавливают без крепления и с креплением фундаментными болтами.

Крепление станков фундаментными болтами требуется в таких случаях:

по условиям техники безопасности;
для обеспечения совместной работы станины с фундаментом;

при динамических нагрузках от возвратно-поступательно перемещающихся частей станка.

Станки нормальной и повышенной точности можно не крепить фундаментными болтами при установке их на полу цеха или на ленточных фундаментах, если по условиям технологии возможны их частные перестановки (за исключением случаев, оговоренных выше).

Станки без крепления размещают на упругих опорах, металлических прокладках или клиньях с подливкой цементным раствором. На упругие опоры или прокладки устанавливают станки с жесткими станинами при $l/h < 5$, при которых без ущерба для удобства работы на станке и качества обработки деталей возможны перекосы станка от веса перемещающихся узлов, а также станки, работающие с относительно небольшими динамическими нагрузками, вызывающими амплитуды колебаний станины того же порядка, что и максимальные предельно допускаемые амплитуды гармонических колебаний на рабочих местах в производственных помещениях.

Для снижения влияния источников вибрации на устойчивость фундаментов и работу высокоточных станков их размещают на возможно большем расстоянии от источников сотрясений и вибраций. Расстояние от фундаментов под высокоточные станки до фундаментов под станки, работающие со значительными динамическими нагрузками, должно быть не менее 15 м.

При проектировании фундаментов под станки, для которых требуется ограничение упругого крена фундамента, выбирают тип основания с учетом результатов расчета основания по деформациям.

При установке станков на утолщенных бетонных лентах пола или на отдельных фундаментах ленты или фундаменты рассчитывают по прочности на действие расчетных статических нагрузок.

Расчет оснований фундаментов по деформациям производят в случаях ограничения углов поворо-

та фундамента; при этом допускается пренебрегать упругостью фундамента. Расчет углов поворота фундамента производят на действие расчетных (с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$) статических, эксцентрично расположенных нагрузок.

Таблица 6.7. Высота фундаментов под металлорежущие станки нормальной и повышенной точности весом до 300 кН (СНиП II-19-79)

Группа станков	Станки	Высота фундамента, h , м
1	Токарные, горизонтально-протяжные, продольно-фрезерные, продольно-строгальные	$0,3 \sqrt{l}$
2	Шлифовальные	$0,4 \sqrt{l}$
3	Зуборезные, карусельные, вертикальные полуавтоматы и автоматы, карусельно-фрезерные, консольно- и бесконсольно-фрезерные, горизонтально-расточные	$0,6 \sqrt{l}$
4	Вертикально- и радиально-сверлильные	$0,6...1$
5	Поперечно-строгальные и долбежные	$0,8...1,4$

Примечания: l — длина фундамента, м. 2. Для агрегатных станков повышенной точности, многооперационных и с программным управлением высота фундаментов должна быть увеличена на 20 %.

Расчет колебаний фундаментов под станки не выполняют, поскольку неуравновешенные силы инерции большинства типов металлорежущих станков незначительны.

Фундаменты станков армируют сетками из стержней диаметром 8...10 мм, с квадратными ячейками размером 300 мм, которые укладывают на расстоянии 20...30 мм от верхней и нижней граней фундамента.

6.9. Фундаментные болты для крепления технологического оборудования

Основные типы и область применения. Фундаментные болты для крепления технологического оборудования по назначению делят на конструктивные и расчетные (силовые). Конструктивные служат для фиксации оборудования на фундаментах и для предотвращения случайных смещений. Их предусматривают для оборудования, устойчивость которого против опрокидывания, сдвига или скручивания обеспечивается собственным весом. Расчетные болты воспринимают нагрузки, которые возникают при работе технологического оборудования.

Фундаментные болты, в зависимости от способа установки, подразделяют на устанавливаемые (табл. 6.8, рис. 6.6): непосредственно в массив фундамента; в массив фундамента с изолирующей трубой; в готовые фундаменты в просверленные скважины; в колодцах.

Глухие фундаментные болты, устанавливаемые непосредственно в массив фундамента, могут выполняться с отгибами, с анкерными плитами, составными с анкерными плитами. Болты с отгибами, наиболее простые в изготовлении, применяют, если высота фундаментов не зависит от глубины заделки болтов в бетон; болты с анкерными плитами, имеющие меньшую глубину заделки в бетон по сравнению с болтами с отгибами, применяют, если высота фундамента определяется глубиной заделки болтов в бетон.

Таблица 6.8. Типы, наименование и диаметры фундаментных болтов (ГОСТ 24379.1—80)

Тип болта (рис. 6.6)	Исполнение	Болт	Номинальный диаметр резьбы, мм
1 (а)	I II	Изогнутый	12...48
2 (б)	I II III	С анкерной плитой	16...48 56...90 100...140
3 (в)	I II	Составной	24...48 56...64
4 (г)	I II III	Съемный	24...48 56...125 56...100
5 (д)	—	Прямой	12...48
6 (е)	I II III	С коническим концом	12...48

Болты составные с анкерными плитами используют при установке оборудования методом поворота или надвигки. В этих случаях муфту и нижнюю шпильку с анкерной плитой устанавливают в массив фундамента во время бетонирования, а верхнюю ввертывают в муфту на всю длину резьбы после установки оборудования через отверстия в опорных частях.

Болты съемные, устанавливаемые в массив фундамента с изолирующей трубой, могут выполняться без амортизирующих элементов, с амортизирующими элементами — тарельчатыми пружинами.

Болты без амортизирующих элементов состоят из шпильки и анкерной арматуры (трубы и плиты). Анкерную арматуру закладывают в фундамент во время бетонирования фундамента, а шпильку устанавливают свободно в трубе после устройства фундамента. Болты с амортизирующими элементами состоят из шпильки, анкерной арматуры и тарельчатых пружин, располагаемых в нижней части болта.

Съемные фундаментные болты без амортизирующих и с амортизирующими элементами применяют для крепления тяжелого прокатного, кузнечно-прессового и другого оборудования, вызывающего большие динамические нагрузки, а также в случаях, когда в процессе эксплуатации оборудования возможна замена болтов. Фундаментные болты с амортизирующими элементами обеспечивают прочность соединения при меньших

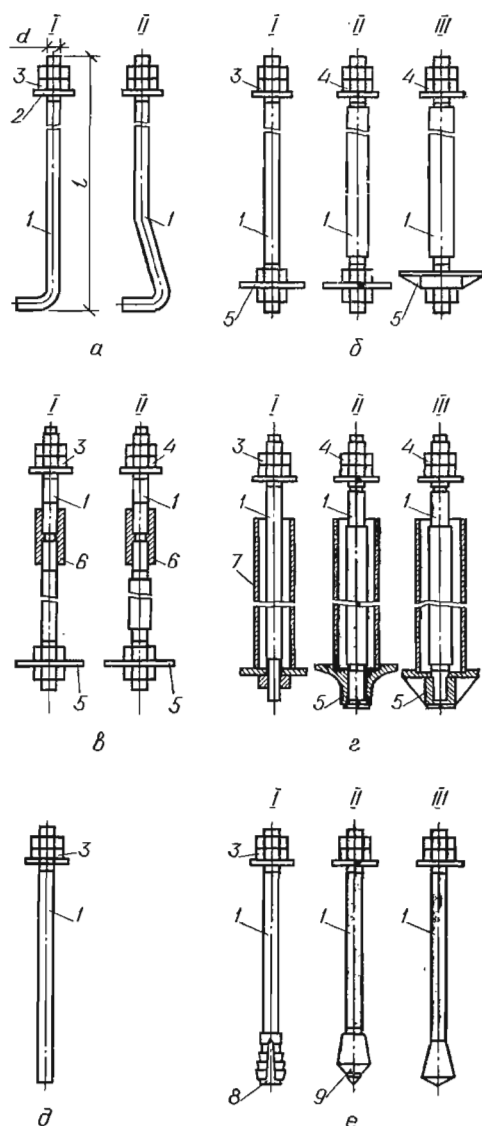


Рис. 6.6. Типы и конструкция фундаментных болтов:

а — тип 1, изогнутые; б — тип 2, с анкерной плитой; в — тип 3, составные; г — тип 4, съемные; д — тип 5, прямой; е — тип 6, с коническим концом; I...III — исполнение; 1 — шпилька; 2 — шайба; 3, 4 — гайки соответственно по ГОСТ 5915—70* и ГОСТ 10605—72*; 5 — плита анкерная; 6 — муфта; 7 — анкерная арматура; 8 — цапга разжимная; 9 — втулка коническая.

глубинах заделок болтов в бетон по сравнению с болтами без амортизирующих элементов за счет упругих деформаций тарельчатых пружин; при этом необходимо предусматривать возможность доступа к нижней части болтов.

Болты, устанавливаемые в колодцах, допускается применять только в тех случаях, когда по каким-либо причинам они не могут быть установлены в просверленные скважины.

Фундаментные болты, устанавливаемые в готовые фундаменты с просверленными скважинами, подразделяются на прямые, закрепляемые с помощью эпоксидного клея, конические, закрепляемые с помощью цементной зачеканки, распорных цанг и распорных втулок, и составные с распорным конусом. Болты, закрепляемые эпоксидным клеем, устанавливают до и после монтажа оборудования. Болты с распорными цангами и распорными втулками позволяют вводить крепление в эксплуатацию сразу же после установки болтов в скважины. Болты составные с распорным конусом применяют только для конструктивного закрепления оборудования.

Таблица 6.9. Марка сталей расчетных фундаментных болтов (ГОСТ 24379.0—80)

Расчетная зимняя температура наружного воздуха, °С	От —40 до —50		
	—40 и выше	От —40 до —50	От —51 до —65 включительно
Марка стали	ВСтЗкп2, ВСтЗпс2, Ст20	09Г2С-6, 10Г2С1-6	09Г2С-8, 10Г2С1-8

Способы опирания оборудования на фундаменты. В зависимости от способа опирания оборудования на фундамент различают три вида конструкций стыков «фундамент — оборудование» (рис. 6.7).

При закреплении оборудования на фундаментах преимущественно должны применяться бесподкладочные методы монтажа.

Опорные элементы, устанавливаемые между фундаментом и опорной частью станины оборудования, служат также для компенсации неточности размеров и отметок готовых фундаментов при установке оборудования в проектное положение.

При применении конструкции стыка вида 1 (см. рис. 6.7, а) монтажные и эксплуатационные нагрузки на фундамент передаются через отдельные элементы, используемые как постоянные опоры, подливка имеет вспомогательное назначение.

При конструкции стыков вида 2 или 3 (см. рис. 6.7, б, в) эксплуатационные нагрузки передаются на фундамент соответственно через бетонную подливку или через выверенную поверхность фундамента.

Толщина слоя подливки под оборудование при бесподкладочном монтаже допускается в пределах 50...80 мм. При наличии на опорной поверхности оборудования ребер жесткости зазор принимается от низа ребер.

Подливка выступает за опорную поверхность оборудования не менее чем на 100 мм, при этом ее высота должна быть больше высоты основного слоя подливки под оборудование не менее чем на 30 мм и не более толщины опорного фланца оборудования.

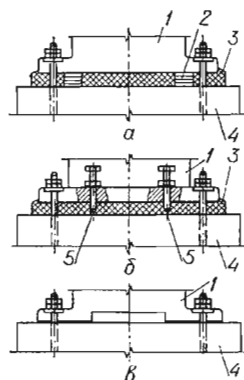
Класс бетона или раствора при подливке оборудования должен приниматься не ниже класса бетона фундамента, а при бесподкладочных методах монтажа — на одну ступень выше.

Материал фундаментных болтов. Марка сталей расчетных болтов, эксплуатируемых при расчет-

ной зимней температуре наружного воздуха до —65 °С включительно, должна назначаться в соответствии с указаниями табл. 6.9. Конструктивные фундаментные болты во всех случаях должны изготавливать из стали марки ВСтЗкп2 по ГОСТ 380—71*.

Расчетные фундаментные болты для крепления оборудования изготавливают из углеродистой стали ВСтЗпс2 по ГОСТ 380—71* или из конструкционной марки Ст20 по ГОСТ 1050—74**.

Рис. 6.7. Конструкции стыков «фундамент — оборудование» с опиранием оборудования:



а — в металлических пакетах; б — в бетонную подливку при «бесподкладочном» методе монтажа оборудования; в — непосредственно на фундамент; 1 — оборудование; 2 — металлические пакеты; 3 — бетонная подливка; 4 — фундамент; 5 — регулировочные (установочные) болты.

При расчетной зимней температуре наружного воздуха —40 °С и выше допускается применять болты диаметром 56 мм и более из низколегированной стали марок 09Г2С-2 и 10Г2С1-2 по ГОСТ 19281—73*.

Для крепления сосудов и аппаратов, предназначенных для обработки и хранения взрывоопасных продуктов, а также для крепления аппаратов колонного типа при расчетной температуре воздуха до —30 °С включительно используют сталь марки ВСтЗпс3 (вместо ВСтЗпс2), от —31 до —40 °С — марки Ст20 по ГОСТ 1050—74**.

Таблица 6.10. Коэффициент μ , учитывающий масштабный фактор (СНиП 2.09.03-85)

Диаметр болта, мм	10...12	16	20...24	30...36	42...48	56...72	80...90	100...125	140
μ	0,9	1	1,1	1,3	1,6	1,8	2	2,2	2,5

При расчетной температуре до —65 °С низколегированные марки сталей 09Г2С-8 и 10Г2С1-8 должны иметь ударную вязкость не ниже 30 Дж/см².

Расчет фундаментных болтов. Нагрузки, действующие на болты, по характеру воздействия подразделяются на статические и динамические. Размер, направление и характер действующих нагрузок от оборудования на болты должны быть указаны в задании на проектирование фундаментов под оборудование.

Расчетное сопротивление болтов усталостному разрушению при динамических нагрузках

$$R_{b,v} = R_{bz} \frac{1}{\beta} \cdot \frac{1}{\mu}, \quad (6.99)$$

где R_{ba} — расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов; β — коэффициент концентрации напряжений, учитывающий снижение предела выносливости резьбового участка стержня болта, $\beta = 3,6$; μ — коэффициент, учитывающий масштабный фактор, принимаемый по табл. 6.10.

При ограниченном числе циклов нагружения менее $5 \cdot 10^6$ расчетное сопротивление болтов усталостному разрушению увеличивается умножением на коэффициент α , значение которого

Таблица 6.11. Коэффициент α , учитывающий число циклов нагружения (СНиП 2.09.03-85)

Число циклов нагружения	$0,05 \times 10^6$	$0,2 \cdot 10^6$	$0,8 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^6$	$5 \cdot 10^6$ и более
α	3,15	2,25	1,57	1,25	1

приведено в табл. 6.11. Глубина заделки болтов в фундаменты для шпилек из стали марки ВСтЗ и бетона фундамента класса В10 приведена в табл. 6.12. При других марках стали шпильки болтов или классов бетона глубина заделки для глухих и съемных болтов, устанавливаемых в массив фундаментах,

$$h_0 \geq hm_1 m_2, \quad (6.90)$$

но не менее $8d$, а для болтов, устанавливаемых на готовых фундаментах в просверленные скважины и в колодцах,

$$h_0 \geq hm_2, \quad (6.91)$$

где h — глубина заделки болтов в бетон по табл. 6.12; m_1 — отношение расчетного сопротивления растяжению бетона класса В10 по проч-

ности на сжатие к расчетному сопротивлению принятого класса; m_2 — отношение расчетного сопротивления металла болтов принятой марки стали к расчетному сопротивлению стали марки ВСтЗкп2.

Подбор сечения болтов производится по прочности из условия нераскрытия стыка в системе «фундамент — оборудование» и проверяется на выносливость усталостному разрушению.

Площади сечения болтов (по резьбе) по прочности

$$A_{bn} = \frac{S_v + \kappa F}{R_{ba}}, \quad (6.92)$$

где S_v — усилие затяжки болта, определяемое по формуле (6.96); κ — коэффициент, принимаемый по табл. 6.12; F — расчетная нагрузка, действующая на болт.

Для болтов, устанавливаемых без контроля усилия затяжки, допускается

$$A_{bn} = \frac{\kappa F}{R_{ba} - 1000}. \quad (6.93)$$

Съемные болты с изолирующей трубой устанавливать без контроля затяжки не допускается.

При динамических нагрузках площадь сечения болтов, вычисленную по формулам (6.92) или (6.93), необходимо проверить на выносливость по формуле

$$A_{bn} = (1,8 \kappa F \mu) / (R_{ba} \alpha). \quad (6.94)$$

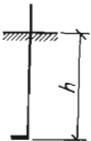
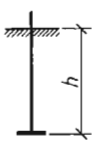
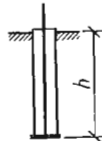
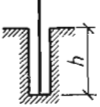
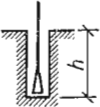
Площадь сечения болтов для восприятия сдвигающих усилий

$$A_{bn} = S_h / R_{ba}, \quad (6.95)$$

где S_h — усилие затяжки болтов, определяемое по формуле (6.97).

Усилие затяжки фундаментных болтов S_v при вертикальных статических и динамических на-

Таблица 6.12. Заделка болтов из стали марки ВСтЗ в фундаменты из бетона класса В10 (СНиП 2.09.03-85)

Показатели	Болт				
	с отгибом	с анкерной плитой	прямой	конический	
	Диаметр болта (по резьбе) d , мм				
	12...48	глухие 12...140	съёмные 56...125	12...48	12...48
					

Глубина заделки h	$25d$	$15d$	$30d$	$10d$	$10d$
Наименьшее расстояние между болтами c	$6d$	$8d$	$10d$	$5d$	$8d$
Наименьшее расстояние от оси болтов до грани фундамента e	$4d$	$6d$	$6d$	$5d$	$8d$
Коэффициент κ	0,6	0,6	0,3	0,7	0,7
Коэффициент стабильности затяжки k	2 (1,3)	2 (1,3)	1,5	3 (2)	3 (2)

Примечание. В скобках приведены значения для статических нагрузок.

$$S_v = k(1 - \alpha) F, \quad (6.96)$$

где k — коэффициент стабильности затяжки, принимаемый по табл. 6.12.

Усилие затяжки болтов S_h для восприятия горизонтальных (сдвигающих) сил в плоскости стыка

$$S_h = k \frac{Q - G\mu}{\pi i}, \quad (6.97)$$

где Q — расчетная сдвигающая нагрузка, действующая в плоскости стыка «фундамент — оборудование»; G — собственный вес оборудования; μ — коэффициент трения, принимаемый равным

Таблица 6.13. Расчетная площадь поперечного сечения фундаментных болтов (ГОСТ 24379.0—80)

Номинальный диаметр резьбы шпильки, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см ²	Номинальный диаметр резьбы шпильки, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см ²	Номинальный диаметр резьбы шпильки, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см ²
12	0,77	42	10,34	90	53,68
16	1,44	48	13,80	100	67,32
20	2,25	56	18,74	110	82,67
24	3,24	64	25,12	125	108,56
30	5,19	72	32,23	140	138,01
36	7,59	80	40,87		

0,3 при бесподкладочном способе установки оборудования и 0,2 — при других способах установки; n — количество болтов.

При совместном действии вертикальных и горизонтальных (сдвигающих) сил усилие затяжки принимается по суммарному ее значению.

Расчетная площадь поперечных сечений болтов в зависимости от их диаметра приведены в табл. 6.13.

При групповой установке болтов расчетная нагрузка F , приходящаяся на один болт, должна определяться для наиболее нагруженного болта по формуле

$$F = -\frac{G}{n} + \frac{My_1}{\sum y_i^2}, \quad (6.98)$$

где G — собственный вес оборудования; M — расчетный опрокидывающий момент от оборудования; y_1 — расстояние от оси поворота до наиболее удаленного болта в растянутой зоне стыка; y_i — расстояние от оси поворота до i -го болта; при этом учитывают как растянутые, так и сжатые болты. Ось поворота оборудования допускается принимать проходящей через центр тяжести опорной поверхности оборудования.

Основные требования к установке фундаментных болтов. Глухие болты с отгибами и анкерными плитами, а также анкерную арматуру съемных болтов устанавливают в фундамент до бетонирования на специальных кондукторах, строго фиксирующих и обеспечивающих проектное положение болтов и анкерной арматуры при бетонировании фундамента. В фундаментах под основное оборудование прокатных, трубных и

других цехов с большими размерами в плане, имеющих значительную глубину и размеры фундаментных болтов, кондукторные устройства рекомендуется осуществлять сборно-разборными стальными или железобетонными с учетом возможного использования их для других фундаментов. Кондукторные устройства разрабатываются в проекте производства работ с учетом способа укладки бетона.

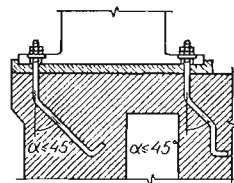


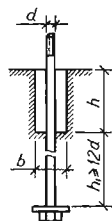
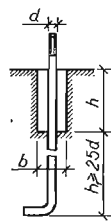
Рис. 6.8. Установка гнутых болтов в фундамент.

При расположении глухих болтов с отгибами у края фундамента отогнутый конец болта необходимо ориентировать в сторону массива, а при расположении в углах — по биссектрисе.

В местах, где нижние концы фундаментных болтов могут попасть в пустоты фундамента (проемы, тоннели и т. д.), допускается применять изогнутые болты; при этом угол изгиба болтов к вертикали должен быть не более 45° (рис. 6.8).

Таблица 6.14. Размеры шанцев для болтов диаметром до 48 мм (Руководство по проектированию фундаментов оборудования прокатных и трубных цехов / ЦНИИпромзданий. — М., 1973)

Эскиз болта с шайцами	Диаметр резьбы болтов d , мм	Размеры шанцев, мм	
		h	b



24	200	100
30...36	300	100
42...48	400	150

Для придания некоторой подвижности глухим болтам диаметром до 48 мм включительно в фундаментах вокруг верхней части болта устраивают круглые или квадратные шанцы (табл. 6.14). Глубина заделки болтов в этом случае назначается от низа шанцев не менее 25 диаметров болтов для болтов с отгибами и не менее 12 диаметров — с анкерными плитами.

Болты на эпоксидном клее, конические с цементной зачеканкой, распорными цангами и втулками, а также с распорным конусом устанавливают в скважины, просверленные в бетоне или железобетоне механизированным инструментом. Если позволяют технологические условия, скважины могут быть образованы после монтажа оборудования через отверстия в его опорных узлах (плитовинах). Для выполнения скважин

под конические болты с распорными цангами с жесткими допусками на диаметр отверстия применяют станки алмазного сверления. Толщина клеевого слоя для болтов, закрепляемых эпоксидным клеем, 3...8 мм для болтов диаметром резьбы до М48 мм и от 5 до 15 мм для болтов диаметром резьбы свыше М48.

Болты в колодцах заливают бетоном на мелкозернистом заполнителе класса не ниже В15 по прочности на сжатие.

Таблица 6.15. Коэффициент ξ , учитывающий геометрические размеры резьбы, трение на торце гайки и в резьбе

Диаметр болта, мм	ξ	Диаметр болта, мм	ξ	Диаметр болта, мм	ξ
10	$2 \cdot 10^{-3}$	36	$9 \cdot 10^{-3}$	80	$2,1 \cdot 10^{-2}$
12	$2,4 \cdot 10^{-3}$	42	$1,1 \cdot 10^{-2}$	90	$2,3 \cdot 10^{-2}$
16	$3,2 \cdot 10^{-3}$	48	$1,2 \cdot 10^{-2}$	100	$2,5 \cdot 10^{-2}$
20	$4,4 \cdot 10^{-3}$	56	$1,4 \cdot 10^{-2}$	110	$2,8 \cdot 10^{-2}$
24	$5,8 \cdot 10^{-3}$	64	$1,7 \cdot 10^{-2}$	125	$3,2 \cdot 10^{-2}$
30	$7,5 \cdot 10^{-3}$	72	$1,9 \cdot 10^{-2}$	140	$3,5 \cdot 10^{-2}$

Наименьшие допустимые расстояния между осями болтов s и от оси крайних болтов до граней фундамента e , приведены в табл. 6.12. Расстояние между болтами, а также от оси болтов до грани фундамента допускается уменьшать на $2d$ при увеличении глубины заделки на $5d$. Кроме того, расстояние от оси болта до грани фундамента допускается уменьшить еще на один диаметр при наличии армирования вертикальной грани фундамента в месте установки болта.

Во всех случаях расстояние от оси болта до грани фундамента не должно быть меньше 100 мм для болтов диаметром до 30 мм и не меньше 150 мм для болтов диаметром более 30 мм.

Диаметры конструктивных болтов указывают в задании на проектирование фундаментов, при отсутствии указаний их назначают в соответствии с диаметром отверстий в опорных частях оборудования.

Фундаментные болты затягивают, контролируя крутящий момент

$$M_t = S_v \xi, \quad (6.99)$$

где S_v — усилие затяжки, определяемое по формуле (6.96); ξ — коэффициент, учитывающий геометрические размеры резьбы, трение на конце гайки и в резьбе, принимаемый по табл. 6.15.

6.10. Машины с динамическими нагрузками и оборудование, чувствительное к сотрясениям

Общие сведения. Виброизоляция машин — одно из наиболее действенных средств борьбы с колебаниями конструкций зданий и сооружений, вызываемыми работой машины. Виброизоляция применяется либо для уменьшения динамических воздействий, передаваемых машиной на поддер-

живающие конструкции, либо для снижения уровня вибраций приборов и прецизионных машин, вызываемых колебаниями поддерживающих конструкций или основания. Виброизоляция снижает уровень колебаний рабочих мест и, следовательно, устраняет вредное влияние вибраций.

По назначению различают виброизоляцию:

машин — источников вибрации, для снижения динамических усилий, передаваемых ими на поддерживающие конструкции или основание, с целью снижения неблагоприятного влияния колебаний на строительные конструкции зданий, обслуживающий персонал и технологическое оборудование, чувствительное к вибрации (активная виброизоляция);

измерительных приборов, точных станков и других аналогичных объектов для уменьшения их колебаний, вызванных вибрациями поддерживающих конструкций (пассивная виброизоляция).

Виброизоляцию машин можно осуществить в вариантах:

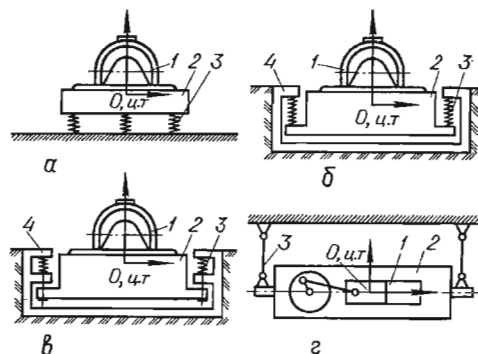


Рис. 6.9. Варианты схемы виброизоляции машин:

а — опорный; б — подвесной с пружинами, работающими на растяжение; в — с подвесными стержнями и пружинами, работающими на растяжение; г — подвесной с шарнирными стержнями; 1 — машина; 2 — постамент (фундаментный блок); 3 — виброизолятор; 4 — подфундаментный короб (корыто).

опорном, когда виброизоляторы расположены непосредственно под корпусом изолируемой машины или под жестким постаментом (фундаментным блоком), на котором укреплена сама машина (рис. 6.9, а);

подвесном, когда изолируемый объект подвешен на виброизоляторах, закрепленных выше подошвы постаментов и работающих на сжатие (рис. 6.9, б) или растяжение (рис. 6.9, в).

Если в изолируемой машине преобладают горизонтальные возмущающие силы, то в отдельных случаях (для низкочастотных машин) можно применить схему, при которой машина подвешивается на тросах или стержнях с шарнирными присоединениями к несущим строительным конструкциям (рис. 6.9, г).

Особенности устройства виброизоляторов. Виброизоляторы выполняют в виде прокладок или опор из резины или специальных виброизоляционных материалов, из стальных пружин или комбинированными.

Прокладки или опоры из резины или специальных материалов применяют в качестве виброизо-

ляторов для установки приборов и станков, чувствительных к сотрясениям, и под высокочастотные легкие машины (вентиляторы, электромашины и некоторые виды неуравновешенных станков).

Пружинные виброизоляторы используют только для сравнительно хорошо уравновешенных машин с вращающимися роторами или соединенных с внешними коммуникациями такими связями, которые способны обеспечить достаточное затухание колебаний системы при прохождении через резонанс во время пусков и остановок, не получая при этом повреждений.

Каталоги резиновых и пружинных виброизоляторов разработаны институтом ЦНИИПромзданий в сериях 3.001-1, вып. 2 и 3.001-2 вып. 1 и 2.

Комбинированные виброизоляторы, состоящие из стальных пружин и резиновых элементов, применяют в тех случаях, когда одни стальные пружины не могут обеспечить достаточного затухания колебаний. Их используют при установке наиболее неуравновешенных машин периодического действия и кузнечных молотов. Размещают группами в виде кустов из стальных пружин и резиновых элементов или рассредоточенно. Соединение их может быть параллельным и последовательным; параллельное предпочтительнее по конструктивным соображениям, а также для повышения устойчивости комбинированных виброизоляторов и снижения нагрузки, воспринимаемой резиновыми виброизоляторами.

В процессе монтажа комбинированных виброизоляторов с параллельным соединением стальных пружин и резиновых элементов нередко вес изолируемой установки полностью передается на стальные пружины; после окончания монтажа происходит некоторая разгрузка пружин с включением в работу резиновых элементов. В связи с этим стальные пружины проверяют на прочность с учетом передачи на них веса всей установки.

Виброизоляция машин с периодической возмущающей нагрузкой. Для проектирования виброизоляции машины с периодической возмущающей нагрузкой необходимы:

- чертежи машины с указанием расположения анкерных болтов и ее габаритов;

- вес машины и положение ее центра тяжести;
- моменты инерции изолируемой машины относительно ее главных центральных осей;

- число оборотов в минуту при эксплуатационном режиме;

- при переменном режиме работы — сведения о минимальном и максимальном числе оборотов вращающихся частей машины или числе циклов в минуту возвратно-поступательно движущихся деталей;

- скорость нарастания числа оборотов машины при пуске и их убывании при остановке;

- размеры, направления и координаты точек приложения возмущающих сил машины и сведения о возмущающих моментах;

- характеристика различных подводок с указанием мест их присоединения к машине;

- чертежи строительной конструкции, поддерживающей машину, и ее характеристику;

- требования, предъявляемые к виброизоляции (допускаемые амплитуды колебаний изолируемой машины и поддерживающей конструкции — грунта);

- физико-механические характеристики материалов, применяемых для изготовления демпфирующих элементов виброизоляции;

- сведения о возможности воздействия на виброизоляторы различных агрессивных веществ;

- данные о жесткостных характеристиках виброизолируемой машины.

При виброизоляции машины с фундаментом, заглубленным в грунт, необходимо устройство ограждающего короба, внутри которого размещаются фундаментный блок и виброизоляторы (см. рис. 6.9, б, в).

При выборе конструктивной формы фундаментного блока (постамент) стремятся к уменьшению расстояния между центром тяжести всей установки и линией действия возмущающей силы, что способствует снижению амплитуды вращательных колебаний установки. Уменьшение амплитуды вращательных колебаний изолируемой установки может быть достигнуто также увеличением ее момента инерции относительно оси вращения.

Расчет виброизоляции машин с периодической возмущающей нагрузкой состоит из следующих этапов:

- подбор основных параметров виброизоляции;
- определение характерных размеров упругих элементов;

- выбор расположения виброизоляторов;
- проверка выполнения условий, наложенных на частоты собственных колебаний изолируемой установки;

- проверка выполнения требований, которым должны удовлетворять амплитуды вынужденных колебаний изолируемой установки;

- определение амплитуд возмущающих сил, передающихся на поддерживающую конструкцию. Виброизоляторы устанавливают так, чтобы были удобны их монтаж, замена, а также возможность наблюдения за их состоянием в процессе эксплуатации; для этого предусматривают зазоры или проходы, обеспечивающие доступ ко всем виброisolаторам.

Виброизоляторы располагают в плане таким образом, чтобы их центр жесткости находился на одной вертикали с центром тяжести установки; в этом случае статическая осадка всех виброизоляторов одинакова. Это условие выполняется при симметричном расположении в плане одинаковых виброизоляторов относительно центра тяжести установки. Необходимо стремиться к уменьшению расстояния по высоте между центром жесткости виброизоляторов и центром тяжести установки; при совпадении их поступательные и вращательные колебания виброизолированной установки становятся независимыми.

При применении комбинированных виброизоляторов необходимо, кроме того, выполнение условия, чтобы центры жесткости стальных пружин и резиновых элементов находились на одной вертикали; это относится к каждому отдельному кустовому виброisolатору.

При проектировании виброизоляции учитывают, что расположение виброизоляторов влияет на частоты собственных вращательных колебаний изолируемой машины; удаление виброизоляторов в любом направлении от центра тяжести изолируемой установки повышает, а приближение их к центру тяжести понижает эти частоты.

Виброизоляция фундаментов под молоты. Виброизоляция фундаментов под молоты снижает неблагоприятные влияния колебаний, передающихся через грунт, на строительные конструкции зданий, обслуживающий персонал и на технологическое оборудование, чувствительное к вибрации. Применение виброизоляции позволяет существенно уменьшить расстояния от молотов до объектов, чувствительных к вибрации.

Виброизолированный фундамент под молот состоит из фундаментного блока и заглубленного в грунт подфундаментного короба, на который опирается фундаментный блок посредством виброизоляторов. При снижении частоты собственных колебаний фундаментного блока динамическое воздействие на грунт уменьшается.

При проектировании необходимы:
строительное задание на проектирование;
тип и марка молота, чертежи общего вида молота, шабота, подводка пара и воздуха;
вес падающих частей — номинальный и действительный;

число ударов молота в минуту;
скорость падающих частей в момент соприкосновения с поковкой;

сведения о материале поковки;
вес шабота и станины молота;
допускаемые амплитуды колебаний фундаментного блока и грунта под виброизолированным фундаментом;

коэффициент упругого равномерного сжатия грунта в основании фундамента.

В опорном варианте виброизоляторы расположены между подошвой фундаментного блока и дном подфундаментного короба, в подвесном — на балках, опирающихся на пиластры стен подфундаментного короба. При опорном варианте необходимо предусмотреть свободный доступ к виброisolаторам; для молотов с номинальным весом падающих частей до 100 кН оставляют проходы между боковыми гранями фундаментного блока и стенами подфундаментного короба шириной не менее 50 см, для молотов с номинальным весом падающих частей более 100 кН — не менее 80 см. Если виброизоляторы в опорном варианте располагаются не по периметру подошвы фундамента, а на железобетонных лентах, установленных на дне короба, то помимо проходов между стенами подфундаментного короба и боковыми гранями фундаментного блока должен быть предусмотрен зазор между дном короба и подошвой фундаментного блока не менее 80 см для молотов с номинальным весом падающих частей до 100 кН и не менее 100 см с весом 100 кН и более. При этом боковые проходы могут быть оставлены только у двух противоположных граней фундаментного блока, расстояние между двумя другими гранями и стенами подфундаментного короба может быть уменьшено до 10 см.

При подвесном варианте расстояние между боковыми гранями фундаментного блока и пиластрами стен подфундаментного короба, поддерживающими балки с виброisolаторами, принимается не менее 10 см.

Центры тяжести системы, состоящей из фундаментного блока, шабота и молота, и падающих частей молота, а также центр жесткости виброisolаторов должны находиться на одной вертикали.

Для виброизолированных фундаментов под молоты обязательно устройство вокруг молота рабочего настила, отделенного от шабота и станины и опирающегося на стены подфундаментного короба, в котором для удаления масла и воды, накапливающихся на его дне, устраивают лотки и приямки. Для выравнивания участков дна фундаментного короба, на которые устанавливаются виброisolаторы, предусматривают закладные детали из полосовой стали, располагаемые по уровню на одной отметке при бетонировании дна.

6.11 Типовые конструкции

Фундаменты под компрессоры. В вып. 56а, 58...70, 72...74, 76...78 серии ОФ-01-11 и в вып. 10, 14, 16, 17, 21, 22, 25...27, 31...37, 41, 42, 44...47, 50...56, 58...87 серии 3.004-8 включены рабочие чертежи монолитных железобетонных фундаментов под компрессоры, которые можно возводить в тех случаях, когда не требуется виброизоляция (табл. 6.16, 6.17).

Рабочие чертежи фундаментов под компрессоры разработаны применительно к четырем категориям грунтов, приведенным в каждом выпуске серии. Размеры верхней части фундаментов остаются неизменными для ряда выпусков серии при любых грунтовых условиях; размеры подошвы фундаментов и тип оснований зависят от категории грунтов и приводятся в каждом проекте. Для случаев искусственных оснований в сериях дана полная расчетная нагрузка на свайное основание в целом.

В вып. 1 серии 3.004-7 приведены рабочие чертежи виброизолированных фундаментов под поршневые вертикальные компрессоры (табл. 6.18); виброизолированный фундамент представляет собой железобетонный блок, который опирается на пружинные виброisolаторы, устанавливаемые в днище подфундаментного короба.

Фундаменты под молоты. В вып. 17, 18 серии ОФ-01-10 помещены рабочие чертежи монолитных железобетонных фундаментов под пневматические ковочные, а в вып. 1, 3, 4, 8, 10...14 серии 3.004-2 под паровоздушные ковочные, пневматические ковочные и паровоздушные штамповочные молоты (табл. 6.19 и 6.20). Указанные серии можно применять в тех случаях, когда не требуется устройство виброизоляции. Типовые фундаменты под молоты разработаны применительно к четырем категориям грунтов.

Размеры верхней части фундаментов остаются неизменными при любых грунтовых условиях, а размеры подошвы и тип основания зависят от категории грунтовых условий и приводятся в каждом проекте. Для случаев искусственных оснований в сериях задается полная расчетная нагрузка на свайное основание.

В вып. 14...17 серии ОФ-01-14 и выпусках 1, 3...16 серии 3.004-3 включены рабочие чертежи виброизолированных фундаментов под пневматические ковочные, паровоздушные ковочные и паровоздушные штамповочные молоты (табл. 6.21 и 6.22). Виброизолированный фундамент состоит из подфундаментного короба и фундаментного блока. Фундаментный блок с установленным на нем молотом свободно опирается на виброisolаторы.

Т а б л и ц а 6.16. Типовые фундаменты под компрессоры без виброизоляции серии ОФ-01-11

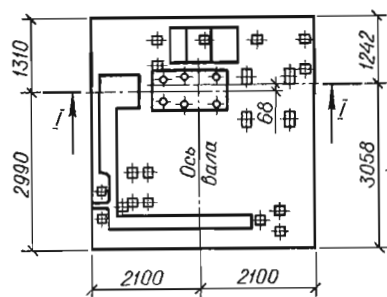
Схема фундаментов	Номер выпуска	Марка компрессора	Завод-изготовитель	Объем бетона, м³	Содержание стали на 1 м³ бетона, кг
	56 ^a	Блоккартерный	«Компрессор»	—	—
	58	205ВП30/8 или 205ВП20/18	То же	9	18,5
	59	205ВП40/3	«Борец»	12,2	17,7
	60	205ВП20/35		7	18,2
	61	205ВП16/70		8	18,3
	62	АО-1200, ДАОН-350/2 или ДАО-750 *	«Компрессор»	30	39,0
	63	205ГП20/30		8,2	18,8
	64	205ГП13/150		8	18,4
	65	205ГП30/8 или 205ГП20/18 или 405ГП20/18	«Борец»	9	17,8
	66	205ГП140/3		12,2	17,6
	67	2ГП6/30		5,6	12,1
	68	2ГП6/35		4,5	14,5
	69	2ГП6/18, 2ГП10/8 или 102ГП10/8 или 302ГП10/8		4	12,2
	70	ВП-50/8 с электродвигателем ДСК-173/16-16м	Краснодарский компрессорный	20,4	15,6
	72	205ГП16/70		8,6	18,0
	73	2ГП20/2, 2ГП12/3, 102ГПД-13, 2ГПД22 или 1С2ГПД17		4	12,0
	74	202ВП10/8, 202ВП6/18	«Борец»	3,3	14,4
	76	205ГП20/35		6,5	19,8
	77	205ГПД28		5,6	20,2
	78	2ГПД7		5,1	23,2

Т а б л и ц а 6.17. Типовые фундаменты под компрессоры без виброизоляции серии 3.004.-8

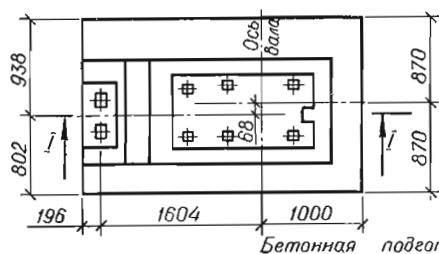
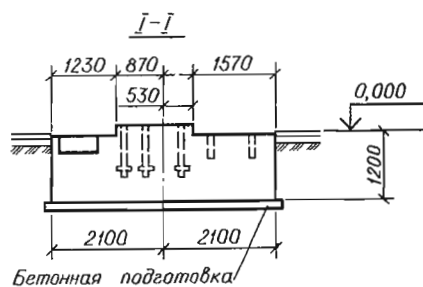
Схема фундамента (см. эскизы на с. 155... 157)	Номер выпуска	Марка компрессора	Завод-изготовитель	Расход	
				бетона, м³	стали на 1 м³ бетона, кг
Эскиз 1	10	7ГП-11/3-50	«Борец» Краснодарский компрессорный	33	18,1
	14	ВП-20/8м		7,4	17,3
Эскиз 2	16	2М10-50/8 *	Пензенский компрессорный	27	51
	17	4М10-100/8 *		45,5	37,2
	21	3ГП-13/18	Краснодарский компрессорный	5,8	16,7
Эскиз 3	25	АО-1200П *	Пензенский компрессорный	47	28,6
	26	АО-600П *		30,1	30
	27	ДАО-275П * или ДАОН-175П *		28	32,4
Эскиз 4	31	АО-1200П *	То же	41,2	38,7
	32	АО-600П *		30,7	36,9
	33	ДАОН-350П *		52,8	25,8
	34	ДАОН-350П *		39	40,7
	35	ДАО-550П *		48,8	28,6
	36	ДАО-550П *		41,4	42

Схема фундамента (см. эскизы на с. 155... 157)	Номер выпуска	Марка компрессора	Завод-изготовитель	Расход	
				бетона, м³	стали на 1 м³ бетона, кг
Эскиз 5	37	Поршневые холодильные АВ100, 22ФВ100, АУ200, 22ФУ200, ФУН200, АУ300, ФУ175, АУУ400, ФУУ350, БФУ10М, ДАУ50	«Компрессор»	2,8	38,4
Эскиз 6	41	2ГП-6/18	Краснодарский компрессорный	7,2	16,4
	42	13ГП-20/9		7,2	20,8
	44	ЭО-300П *	Пензенский компрессорный	32	69
	45	ЭО-300П *		33,3	53
	46	2М10-11/42-60 *		43,5	40,2
Эскиз 7	47	4М10-40/70 *	Пензенский компрессорный	121	24,2
	50	302ГП-6/30	«Борец»	3	20,7
	51	Поршневой вакуумный насос 3ВНП-3, 2ДВНП-6	Мелитопольский компрессорный	4,4	31
Эскиз 8	52	2ВМ10-50/8 *	Пензенский компрессорный	29	47,5
	53	4ВМ10-100/8 *		45,8	44,5
	54	305ВП12/220	«Борец»	10	15,9
	55	305ВП40/3	То же	7	14,8
	58	302ВП10/8	»	4,5	14,9
Эскиз 9	59	АО-1200П *	Пензенский компрессорный	41,3	37,9
	60	ДАОН-350П *		42,8	40,5
	61	ДАО550-П *		41,8	40,6
	62	305ВП30/8 или 505ВП20/18	«Борец»	9,1	20,4
	63	305ГП20/35	То же	10,5	20,2
	64	305ВП16/70	»	11	18,4
	65	305ВП60/2	»	16,5	18
Эскиз 10	66	АО-600П *	ПО «Пензкомпрессормаш»	32,5	39,3
	67	ДАО-275П * или ДАОН-175П *		32	41,3
	68	ЭО-300П *	То же	33,5	42,8
	69	305ГП20/18 или 305ГП30/8	«Борец»	12	20,6
	70	305ГП7/6-24	То же	9	25,4
	71	305ГП16/70	»	10	22,6
	72	4ВМ24/8 *	»	7	26,6
Эскиз 11	73	103ВП-20/8 **	Краснодарский компрессорный	6,2	23,4
	74	302ВП-10/8		3,8	23
	75	2ГП-2/220М		4	26,2
	76	3С5ВП30/8	«Борец»	12,1	21,2
	77	305НП20/30	То же	10	18,4
	78	3С2ВП10/8	»	3,8	17,9
	79	3С5ВП40/3	»	10,7	25
	80	202ВП12/3	«Борец»	4,2	20,5
	81	7ВП-20/220	Краснодарский компрессорный	32	18,1
	82	БНК-150/0.7		33,7	18
	83	3ГП-20/8 **		8,5	24,8
	84	2ГП-4/5 **	То же	7,6	23
	85	2ВП-2/220 **	»	7,6	22
	86	3ГП-5/220 **	»	6	22,5
	87	2УП **	»	7	20,1

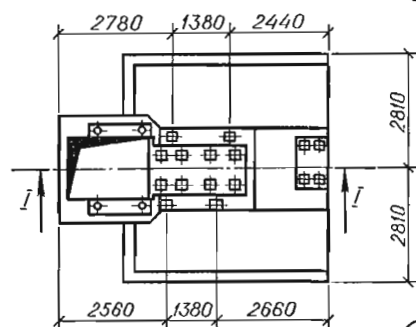
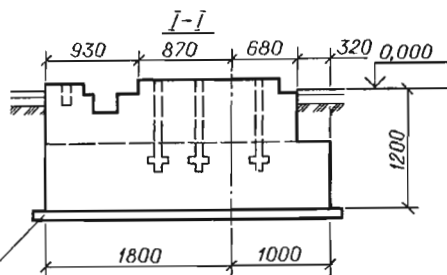
Примечание. Одной звездочкой обозначен оппозитный тип компрессора, двумя — прямоугольный, остальные — угловые.



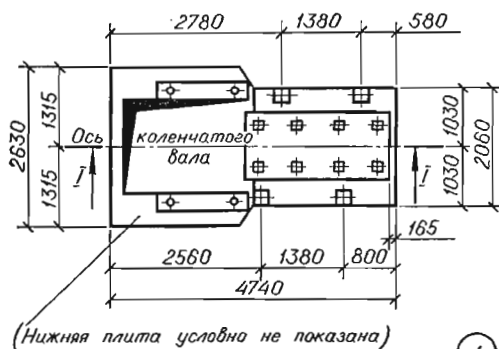
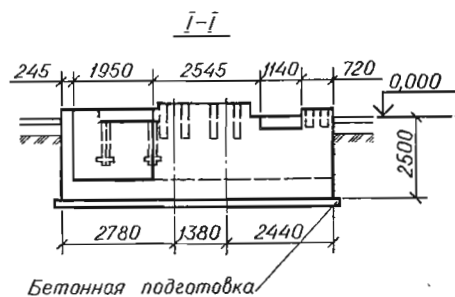
1



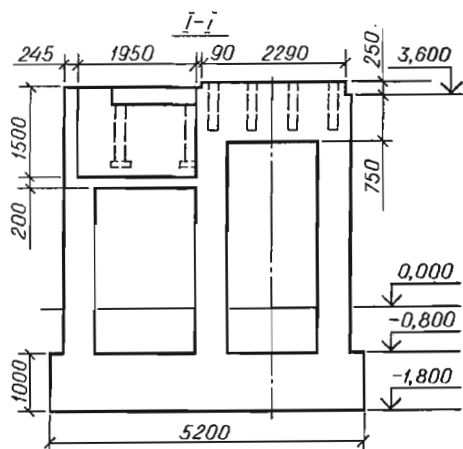
2



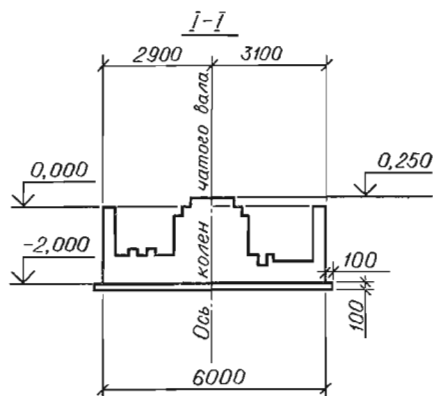
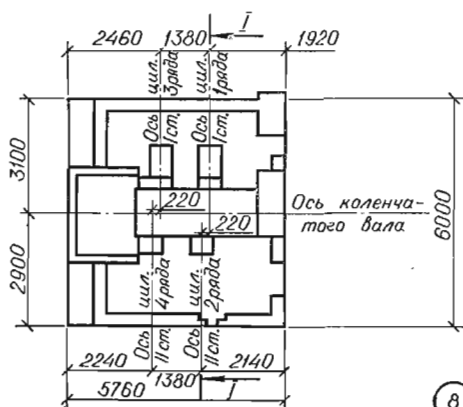
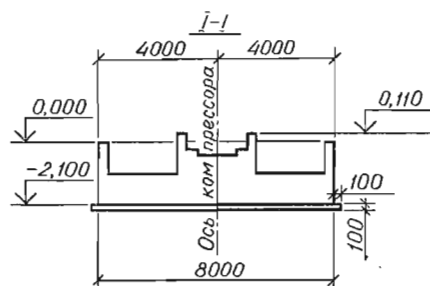
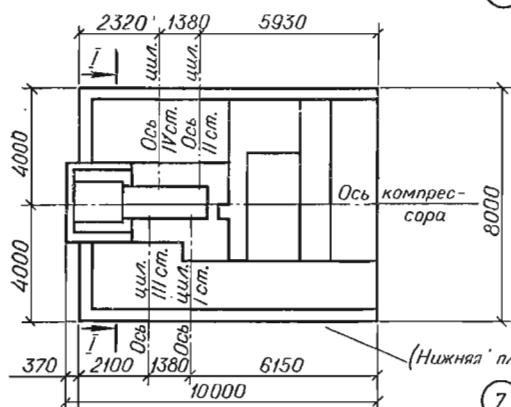
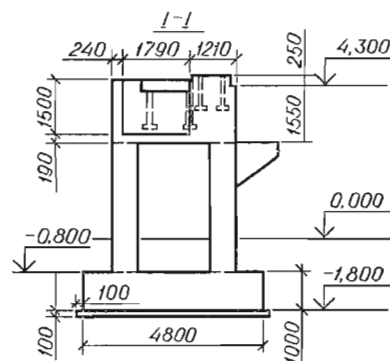
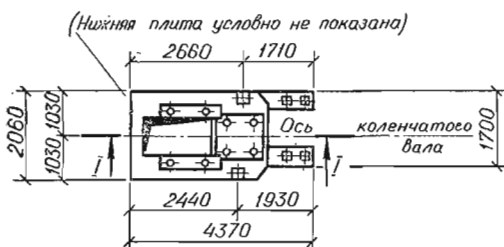
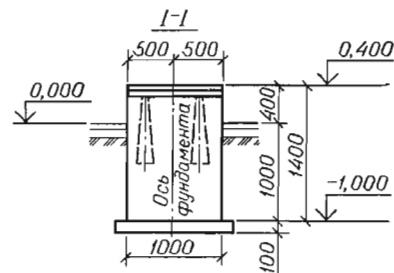
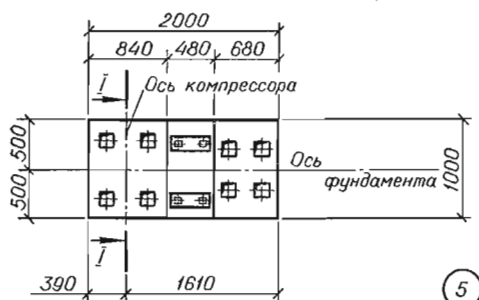
3



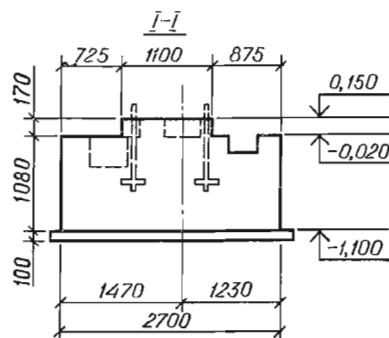
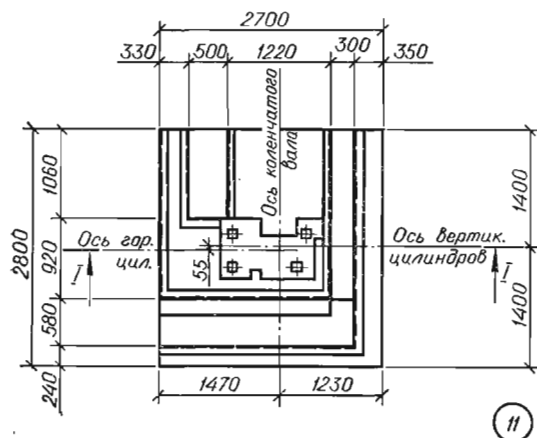
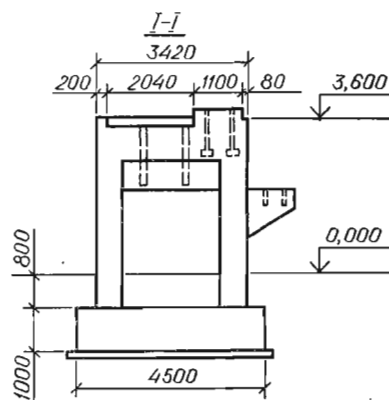
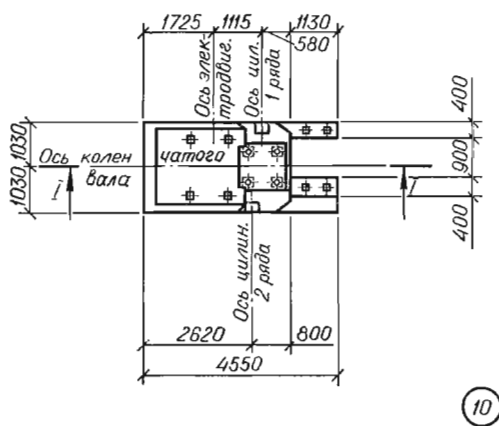
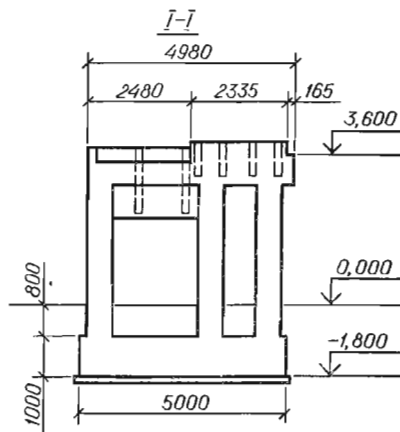
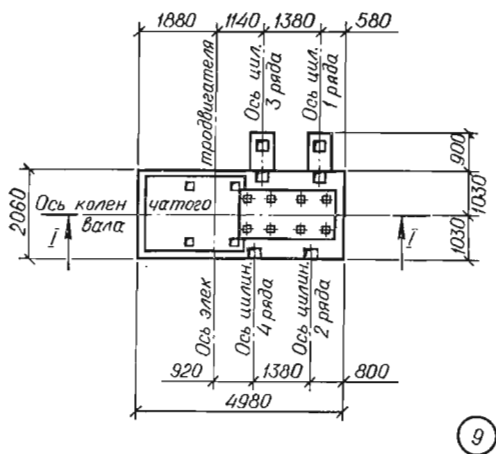
4



Эскизы к табл. 6.17 (начало); 6...11 (здесь и в табл. 6.20, 6.22) — номера эскизов (в кружочках).

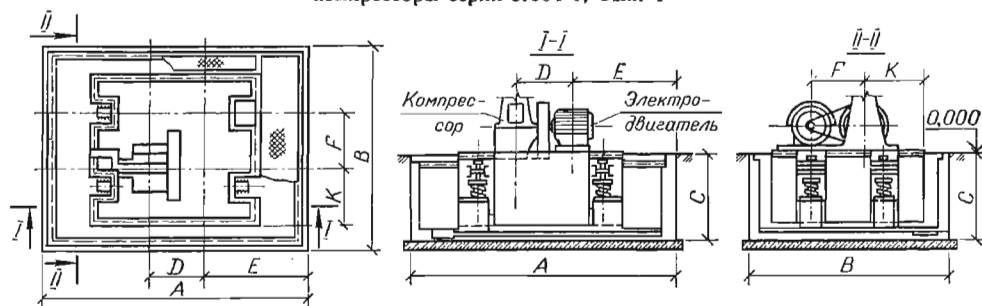


Эскизы к табл. 6.17 (продолжение).



Эскизы к табл. 6.17 (окончание).

Таблица 6.18. Типовые виброизолированные фундаменты под вертикальные поршневые компрессоры серии 3.004-7, вып. I



Марка компрессора	Размеры фундамента, мм						
	A	B	C	D	E	F	K
KB-100У	4000	3000	1270	905	1485	820	860
1КУ-65	4100	3000	1520	905	1505	690	940
2Р-3/220	5400	4200	1535	1250	1610	1235	615
1,5ПКО-0,8/2-200	3700	3600	1415	1752	1003	800	1562
200, КПК-6	5000	3800	2080	1625	975	1232	838
КД-8/5-220	3700	3500	1420	1825	875	910	1090

Примечание. Завод-изготовитель — НПО «Казанькомпрессормаш».

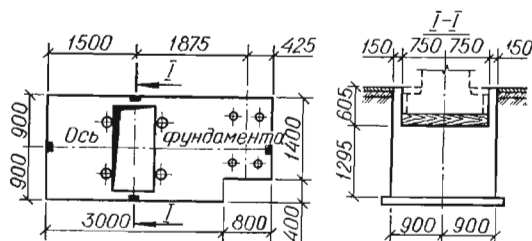


Таблица 6.19. Типовые фундаменты под пневматические коловочные молоты без виброизоляции по серии ОФ-01-10

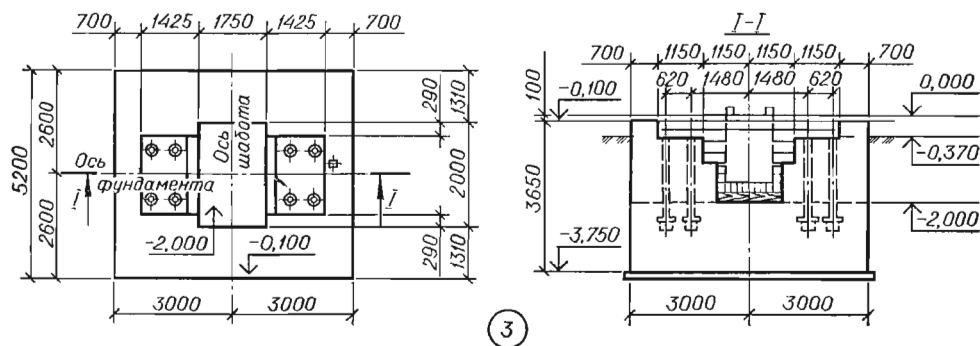
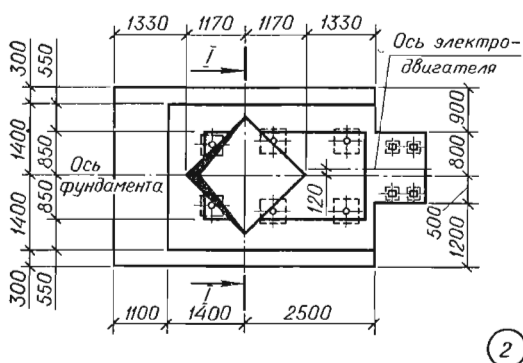
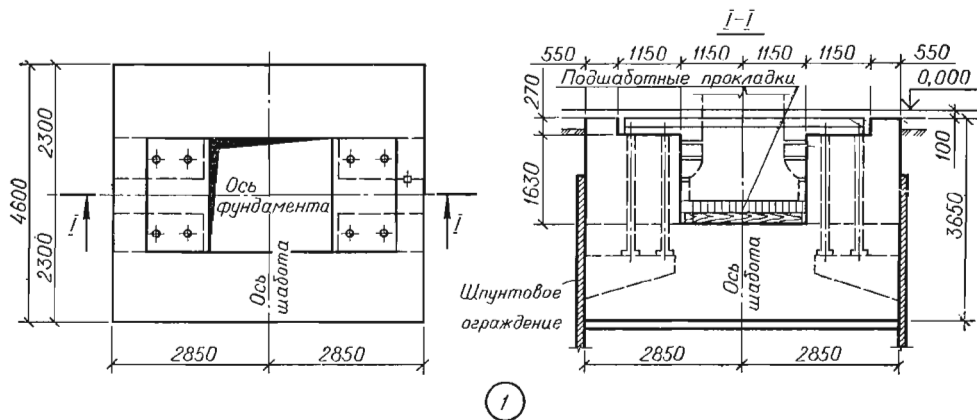
Номер выпуска	Модель молота	Расход		Номер выпуска	Модель молота	Расход	
		бетона, м³	стали на 1 м³ бетона, кг			бетона, м³	стали на 1 м³ бетона, кг
17	M413	11,4	17,4	18	M418	11,2	16,3

Примечание. Завод-изготовитель ВЗКПО им. М. И. Калинина

Таблица 6.20. Типовые фундаменты под молоты без виброизоляции по серии 3.004-2

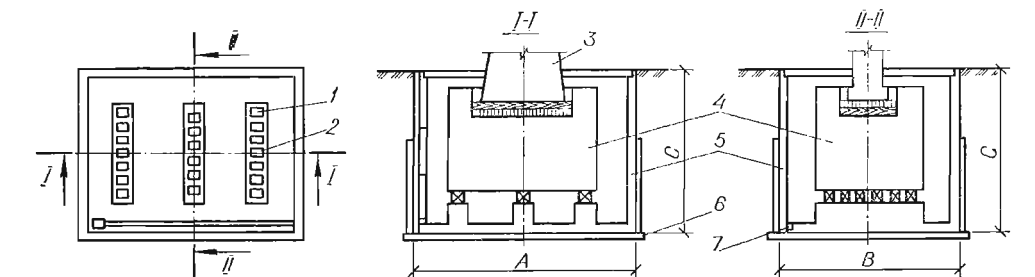
Схема фундамента (см. эскизы на с. 159)	№ выпуска	Модель молота	Тип молота	Вес падающих частей, кг	Объем бетона, м³	Содержание стали на 1 м³ бетона, кг
Эскиз 1	1	M1340	Паровоздушный коловочный	1000	54	27,1
	3	M1547		5000	198,3	18,8
	4	M1345		3150	115,3	20,7
Эскиз 2	8	M4140	Пневматический коловочный	1000	33,1	40,1
	10	MA4136		400	12,2	37
	11	MB4134, MB4134		250	8,7	48
Эскиз 3	12	M1240	Паровоздушный штамповочный	1000	17,5	48
	13	M1343	Паровоздушный коловочный	2000	103	14,2
	14	M1438	Пневматический коловочный	630	21,7	29,1

Примечание. Завод-изготовитель ВЗКПО им. М. И. Калинина.



Эскизы к табл. 6.20.

Т а б л и ц а 6.21. Типовые виброизолированные фундаменты под кузнечные молоты серии ОФ-01-14



№ выпуска	Модель молота	Вес падающих частей, кг	Размеры фундамента, мм			Расход	
			A	B	C	бетона, м³	стали, кг
14	M210	630	5200	4200	4000	41	6444
15	M211	1000	5860	4680	4380	54	8301
16	M212	2000	7400	5900	5180	124	15 805
17	M213	3150	8500	7000	5845	207	23 540

Примечание. На эскизе: 1, 2 — изолятор соответственно пружинный, резиновый; 3 — кузнечный молот; 4 — фундаментный блок; 5 — подфундаментный короб; 6 — бетонная подготовка; 7 — приямок для стока воды.

Т а б л и ц а 6.22. Типовые виброизолированные фундаменты под кузнечные молоты серии 3.004-3

Схема фундамента (см. эскизы на с. 161)	№ выпуска	Модель молота	Вес падающих частей, кг	Размеры фундамента, мм			Объем бетона, м³	Расход стали, кг
				A	B	C		
Эскиз 1	1	M4134 *	250	4530	2900	2700	25	3682
	3	M1345	3150	10 100	8300	6750	342	41 367
	4	M1547	5000	11 200	9200	7298	499	47 772
	5	M1340	1000	6700	6100	4690	92	11 865
Эскиз 2	6	M4136 *	400	5230	2700	2880	29	4236
	7	M4139 *	750	6590	3600	3300	54	7205
Эскиз 3	8	M4132 *	150	4040	2200	2430	15	3146
	9	МВ4134 *	250	4720	2600	2640	23	4495
	10	МА4136 *	400	5630	3100	2880	33	5835
Эскиз 4	11	M1545	3150	9300	7300	5700	229	28 479
Эскиз 5	12	M4140 *	1000	7440	3700	3960	77	12 321
Эскиз 6	13	M4132A *	160	4160	2400	2520	1,25	4150
	14	МА4134A *	250	4570	3000	2640	1,7	5000
	15	M4138 *	630	6550	3600	3250	2,7	9200
	16	M1343	2000	7800	6800	5650	5,9	27 500

Примечания: 1. Звездочкой обозначен пневматический коловальный тип молота, остальные — паровоздушные коловальные; 2. Завод-изготовитель ВЗКПО им. М. И. Калинина.

Фундаменты под прессы. В вып. 1 и 2 серии 3.004.1-10 помещены рабочие чертежи фундаментов под горячештамповочные кривошипные прессы модели КБ 8544 и К04.015.848 (табл. 6.23).

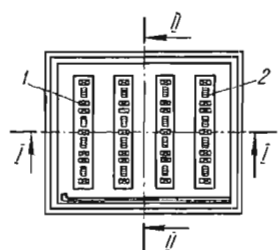
Рабочие чертежи фундаментов разработаны для моделей прессов, выпускаемых ПО «Воронежтяжмехпресс» и применяемых при строительстве на грунтах с модулем деформации более 10 МПа.

Размеры верхнего блока монолитных фундаментов под прессы одной модели одинаковы, размеры нижней плиты зависят от вида грунтового основания и его деформационных характеристик.

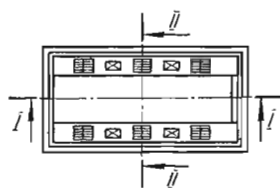
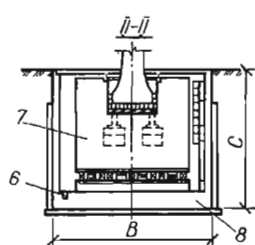
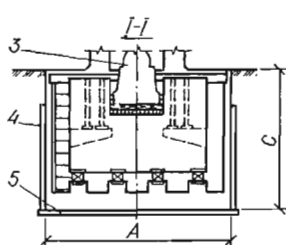
Виброизолированные постаменты под тягодутьевые машины. В серии 3.904-19 приведены рабочие чертежи виброизолированных постаментов под тягодутьевые машины, выпускаемые Бийским котельным заводом типов ВДН-8...ВДН-10; ВДН-11,2; ВДН-12,5; ДН-9; ДН-10; ДН-11,2;

Эскизы к табл. 6.22:

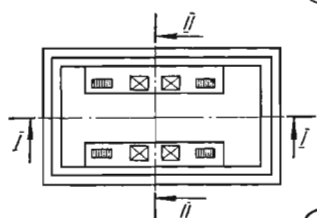
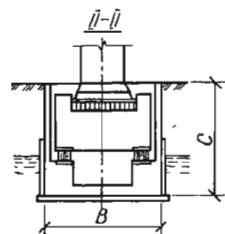
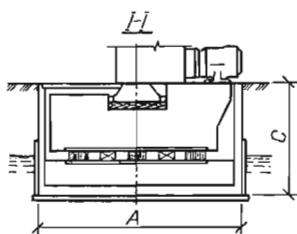
1, 2 — виброизолятор соответственно пружинный и резиновый; 3 — кузнечный молот; 4 — кирпичная стенка; 5 — бетонная подготовка; 6 — приямок для стока воды; 7 — фундаментный блок; 8 — подфундаментный короб.



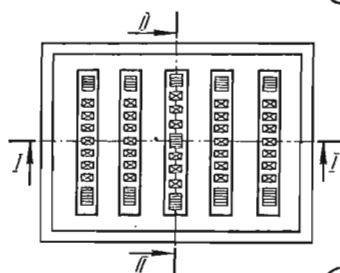
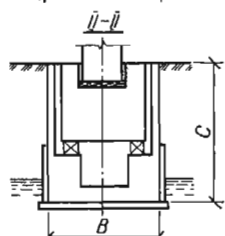
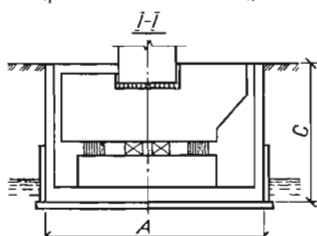
①



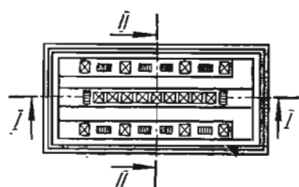
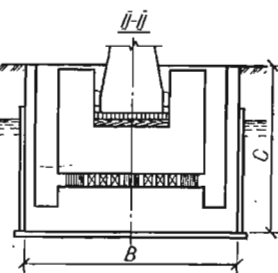
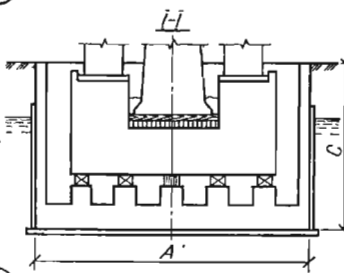
②



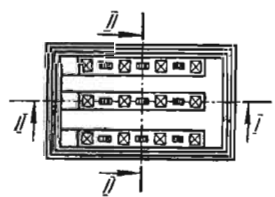
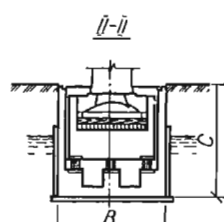
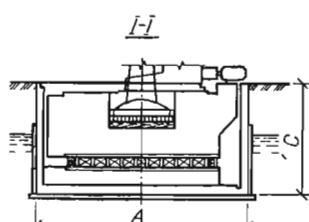
③



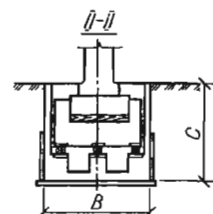
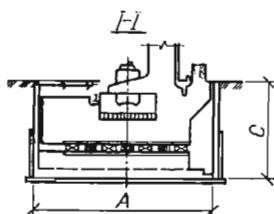
④

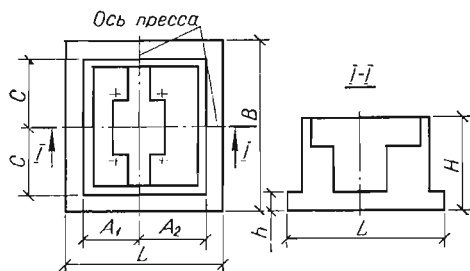


⑤



⑥





Т а б л и ц а 6.23. Типовые фундаменты под горячештамповочные кривошипные прессы серии 3.004.1-10

Модель пресса	№ выпуска	Характеристики основания			Марка фундамен- та	Размеры, мм							Расход материа- лов	
		Модуль деформации грунта мПа (кгс/см²)	Вид грунтов	Тип осно- вания		H	h	A ₁	A ₂	В	L	B	бетона, м³	стали, кг
КБ 8544	1	$10 \leq E \leq 15$ ($100 \leq E \leq 150$)	Пески, супеси, суглинки	Естест- венное	ФО2	4800	900	3050	3850	3750	8700	9300	201	6271
	1	$E \geq 15$ ($E \geq 150$)	Глины, крупнооб- ломочные		ФО1	4800	900	3050	3850	3750	7500	8100	182	5590
К04.015.848	2	$10 \leq E < 15$ ($100 \leq E < 150$)	Пески, супеси, суглинки, глины, крупнообломоч- ные	Свайное	ФО1	5700	1200	4800	4800	4350	11 700	10 800	417	15 515
		$E \geq 25$ ($E \geq 250$)												
		$20 \leq E < 25$ ($200 \leq E < 250$)	Глины, крупнооб- ломочные	Естест- венное	ФО2	5700	1200	4800	4800	4350	12 600	11 700	442	16 686
		$15 \leq E < 20$ ($150 \leq E < 200$)	Глины, крупнооб- ломочные			ФО3	5700	1200	4800	4800	4350	13 500	12 600	469

ДН-12,5; ВГДН-11,2; ВГДН-12,5; ДН-11,2НЖ; ДН-12,5НЖ и выпускаемые Хабаровским заводом «Дальэнергомаш» типов ВДН-15; ВДН-17; ДН-15; ДН-17; ВМ-15; ВМ-17.

Для машин Бийского завода приняты два поста-мента в виде монолитного железобетонного блока с металлической консолью, отличающиеся раз-бивкой анкерных болтов и конструкцией консоли, и один в виде монолитного железобетонного блока без консоли. Для машин Хабаровского за-вода постаменты выполнены в виде монолитной железобетонной плиты с опорными участками под электродвигатель и ходовую часть. Размеры опорных участков по высоте и в плане в каждом типе постаментов меняются в зависимости от мар-ки электродвигателя и угла разворота улитки.

Габариты постаментов определены из условия размещения вентилятора и электродвигателя, обеспечения эффективности виброизоляции при допустимых амплитудах колебаний установки, а также исключения опрокидывания установки при коротком замыкании. Виброизоляторы приняты по серии 3.001-2 вып. 1 и 2.

Виброизолированные основания под радиаль-ные вентиляторы. В руководстве института «Сан-

техпроект» по подбору радиальных вентиляторов общего назначения для санитарно-технических систем (АЗ-907) приведены требования по крепле-нию их виброизоляторами и без них.

При установке вентиляторов на виброизолято-ры должно быть указано, что:

виброизоляторы к полу крепить не требуется; при монтаже вентиляторов на металлокон-струкциях виброизоляторы крепят к ним;

элементы металлоконструкций, к которым кре-пят виброизоляторы, должны совпадать с соот-ветствующими элементами рамы вентиляторов;

отверстия для крепления виброизоляторов в ме-таллоконструкции выполняют после корректи-ровки положения виброизоляторов.

Виброизолированные основания центробежно-вихревых самовсасывающих насосов. В серии 3.904-17 приведены рабочие чертежи виброизоли-рующих оснований для вихревых насосов типа ВК и ВКС и центробежно-вихревых типа ЦВ с условными проходами 25...50 и давлением до 1000 кПа.

Оно представляет собой установленную на виброизоляторах типа ДО42-ДО44 железобетон-ную плиту, к которой крепится насос.

7. ОТКРЫТЫЕ КРАНОВЫЕ ЭСТАКАДЫ

7.1. Общие сведения

Открытые крановые эстакады используют для механизации погрузочно-разгрузочных работ на складах различных отраслей промышленности, в том числе на складах готовой продукции заводов стройиндустрии, складах леса, металла, угля и других материалов и изделий, хранение которых допускается на открытом воздухе. Применяют их также в технологическом процессе при изготовлении железобетонных конструкций на полигонах, в установках грануляции шлаков, в копровых цехах, на участках разведения слитков на металлургических заводах и т. д. Они являются сооружениями массового межотраслевого применения.

Функции открытых крановых эстакад может выполнять напольный транспорт, в частности козловые краны, передвигающиеся по путям, уложенным в уровне поверхности земли. По сравнению с мостовыми козловые краны более дорогостоящие, но стоимость строительно-монтажных работ для их установки значительно ниже стоимости строительства крановых эстакад. Вместе с тем применение козловых кранов характеризуется следующими недостатками: они передвигаются медленнее, чем мостовые и требуют большего расхода электроэнергии; для прокладки путей необходимо больше площади, чем для устройства рядов колонн эстакады; при наличии путей козловых кранов исключается возможность ввода железобетонных путей и въезда автотранспорта на площадку эстакады поперек движения крана; усложняется обеспечение техники безопасности.

В связи с этим установка подвижных козловых кранов в ряде случаев не удовлетворяет требованиям технологии.

В соответствии со СНиП 2.09.03-85 открытые крановые эстакады применяют в случаях, когда технологический процесс не может быть обеспечен подвижными козловыми кранами.

При проектировании крановых эстакад учитывают особые условия их эксплуатации.

В производственных зданиях, оборудованных мостовыми кранами, наименее долговечны конструкции, подверженные непосредственному динамическому воздействию крановых нагрузок: крановые рельсы и их крепления к балкам, подкрановые балки и узлы их крепления к колоннам. В открытых крановых эстакадах решение этих конструкций и узлов их примыкания усложняется вследствие следующих факторов:

статическая схема открытых крановых эстакад более деформативна, чем схема поперечных рам производственных зданий;

эстакады эксплуатируются на открытом воздухе, подвержены атмосферным воздействиям, коррозии, воздействию больших перепадов температур и т. д.;

нагрузки на площадки эстакад от складирования различных материалов и грузов в ряде случаев значительно превосходят нагрузки на полы производственных зданий, что обуславливает увеличение неравномерной осадки и крена фундаментов;

знакопеременная динамическая крановая нагрузка является преобладающей, в то время как для поперечных рам производственных зданий она составляет только незначительную часть от полной нагрузки.

К проектированию крановых эстакад предъявляются более жесткие требования, чем к проектированию зданий.

Эстакады располагают на горизонтальной площадке, при этом предусматривают отвод атмосферных вод с площадки устройством местных уклонов. За условную отметку 0,000 принимают отметку головки рельса железнодорожного пути, проходящего по площадке эстакады, а при отсутствии ввода железной дороги — отметку планировки или покрытия пола у колонн.

При проектировании эстакад используют типовые конструкции и детали, обеспечивающие максимальную унификацию конструкций и узлов и минимальное количество их типоразмеров. Вместе с тем учитывают конкретные условия строительства и эксплуатации, а также технико-экономическую целесообразность принимаемых решений. Материал конструкций эстакад выбирают в соответствии с указаниями данной главы и ТП 101-81*.

При проектировании открытых крановых эстакад предусматривают помещения для защиты работающих от неблагоприятных метеорологических воздействий. Допускается использовать для этой цели помещения зданий, расположенных на расстоянии не более 300 м от наиболее удаленных рабочих мест.

Открытые крановые эстакады допускается проектировать примыкающими к зданиям и сооружениям. В местах примыкания эстакады к торцу неотапливаемого здания с выходом мостовых кранов из здания на эстакаду совмещают поперечные разбивочные оси и фундаменты колонн здания и эстакады, если это допускается конструктивными решениями.

При примыкании эстакады к продольной стороне здания или сооружения следует: в случае одновременного их строительства совмещать конструкции фундаментов примыкающих сооружений; при пристройке к существующему зданию

(сооружению) располагать новые фундаменты между существующими (в шахматном порядке).

Сток воды с крыши здания на крановые пути, троллеи и обслуживающие площадки не допускается.

В районах с расчетной зимней температурой до -30°C длину температурных блоков эстакад принимают при железобетонных колоннах 84, стальных 132 м. При этом для железобетонных колонн требуется расчет на температурные воздействия. В районах с расчетной зимней температурой от -30 до -40°C включительно длину температурного блока рекомендуется уменьшить на 24 м.

Покрытие площадки эстакады проектируют в соответствии со СНиП II-B.8-71 и с учетом технологических требований.

Входы железнодорожных путей на площадку эстакады проектируют в соответствии со СНиП 2.05.07-85.

Если эстакада предназначена для хранения абразивных и крупногабаритных материалов и изделий, для защиты нижней части железобетонных и стальных колонн от ударов и истирания рекомендуется предусматривать навешивание съемных деревянных брусьев.

7.2. Проектные решения

Габаритные схемы открытых крановых эстакад характеризуются: пролетом эстакады l , равным расстоянию между продольными координатными осями; высотой эстакады h — превышением головки кранового рельса над условной отметкой $\pm 0,000$; типом и грузоподъемностью крана m_q .

Открытые крановые эстакады могут быть оборудованы мостовыми электрическими опорными кранами общего назначения (крюковые) грузоподъемностью до 50 т и специальными (магнитными, грейферными и магнитно-грейферными) грузоподъемностью до 20 т всех групп режима

работы кранов * (см. ГОСТ 25546—82 и СНиП 2.01.07-85).

Примерный перечень мостовых кранов разных групп режимов работы приведен в табл. 7.1.

При проектировании крановых эстакад грузоподъемность кранов принимают по ГОСТ 1575—81* (СТ СЭВ 1330—78), длину по ГОСТ 534—78* (СТ СЭВ 5235—85), шаг колонн — 12 м. При соответствующем обосновании допускается назначать другой шаг колонн кратный 6 м.

Отметки головок рельсов мостовых кранов открытых крановых эстакад принимают по ряду унифицированных отметок головок рельсов мостовых кранов одноэтажных производственных зданий (ГОСТ 23837—79).

Пролеты кранов принимают меньше пролета эстакады на 1,5 м, а при наличии поперечных распорок выше кранового габарита — на 2 м. При реконструкции размеры пролетов и высот допускается принимать в соответствии с размерами пролетов и высот реконструируемых эстакад или примыкающих к ним зданий.

Открытые крановые эстакады проектируют одно- и многопролетными. В многопролетной допускается применять не более двух различных размеров пролетов. Унифицированные габаритные схемы открытых крановых эстакад приведены в табл. 7.2.

Фактические отметки головки кранового рельса зависят от материала и высоты подкрановых балок, группы режима работы крана и несколько отличаются от номинальных отметок (табл. 7.3).

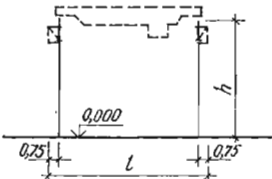
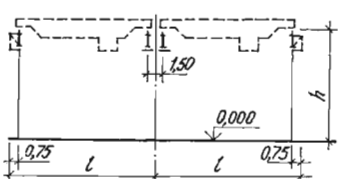
Краны поставляются по техническим условиям заводов-изготовителей (табл. 7.4). При установке на эстакаде специальными кранов на грузки от них приводятся к эквивалентным нагрузкам от кранов общего назначения. Для открытых

* Группа режимов работы кранов по ГОСТ 25546—82 1К...3К соответствует легкому (л) режиму работы по правилам Госгортехнадзора, 4К, 5К — среднему (с), 6К, 7К — тяжелому (т), 8К — весьма тяжелому (вт).

Таблица 7.1. Мостовые краны разных групп режимов работы (примерный перечень) (СНиП 2.01.07-85)

Краны	Группы режимов работы	Условия использования
С лебедочными грузовыми тележками, в том числе с навесными захватами	1К...3К	Монтажные работы, перегрузочные работы ограниченной интенсивности
С лебедочными грузовыми тележками, в том числе с навесными захватами	4К...6К	Склады готовых изделий предприятий строительных материалов, склады металлобщита
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Смешанные склады, работа с разнообразными грузами
Магнитные		Склады полуфабрикатов, работа с разнообразными грузами
Закалочные, ковочные, штыревые, литейные	7К	Склады насыпных грузов и металлолома с однородными грузами (при работе в одну или две смены)
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Технологические краны при круглосуточной работе
С лебедочными грузовыми тележками, в том числе с навесными захватами		

Т а б л и ц а 7.2. Унифицированные габаритные схемы открытых крановых эстакад

Схема эстакады	h, м	m _q , т	Схема эстакады	h, м	m _q , т
	7,55 9,35 11,75	5; 10; 16; 20		9,35; 11,75	10; 16; 20; 32; 50

Примечания: 1. Условная отметка 0,000 соответствует уровню головки рельса железнодорожного пути, расположенного в пределах эстакады. 2. Шаг колонн принят 12 м, пролет l равен 18; 24; 30 м. 3. m_q — грузоподъемность крана (основного крюка).

Т а б л и ц а 7.3. Взаимосвязь между номинальными и фактическими отметками головки кранового рельса при кранах различной грузоподъемности

Характеристика кранов и подкрановых балок	Отметка головки кранового рельса, м. при номинальном значении, м			
	7,550	9,350	11,750	13,850

Стальные балки

Грузоподъемность крана 5 т при группе режима работы (ГРП) 4К...7К (с, т) высота балки h _б = 1100 мм	7,520	—	—	—
То же, 10; 16 т	7,520	9,320	11,750	—
» 20 т, h _б = 1300 мм	7,720	9,520	11,920	—
» 32 т при ГРП 4К, 5К (с), h _б = 1300 мм	7,720	9,520	11,920	—
То же, 32 т при ГРП 7К (т), h _б = 1450 мм	—	9,670	12,070	—
» 50 т при ГРП 4К...7К (с, т), h _б = 1450 мм	—	9,680	12,080	14,180

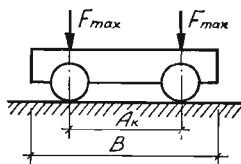
Железобетонные балки h_б = 1200 мм при ГРП крана 4К 5К (с)

Грузоподъемность крана, т:				
5	7,640	—	—	—
10; 16; 20	7,640	9,440	11,840	—
32	—	9,440	11,840	—

Примечание. Во всех случаях учтена высота рельса КР-70, за исключением крана грузоподъемностью 50 т, где принят рельс КР-80.

Т а б л и ц а 7.4. Основные параметры кранов, изготавливаемых по техническим условиям

Тип крана	Грузоподъемность, т	Пролет, м	Шифр технических условий
Общего назначения	5	16,5; 22,5; 28,5	ТУ 24.09.344-79; ТУ 24.09.460-81
	10	16,5; 22,5; 28,5	ТУ 24.09.577-82
	16/3,2; 20/5; 32/5	16,5; 22,5; 28,5	ТУ 24.09.404-83
	50/12,5	16,5; 22,5; 28,5	ТУ 24.09.425-76
Специальные грейферные	5	16,5; 22,5; 28,5	ТУ 24.09.455-83
	10	16,5; 22,5; 28,5	ТУ 24.09.411-82
	15; 20	22,5; 28,5	ТУ 24.09.348-79
Специальные магнитно-грейферные	5/5	16,5; 22,5; 28,5	ТУ 24.09.344-79
	10/10	16,5; 22,5; 28,5	ТУ 24.09.411-82
	15/15	22,5; 28,5	ТУ 24.09.348-79
	20/5	22,5; 28,5	ТУ 24.09.411-82



Т а б л и ц а 7.5. Характеристика кранового оборудования

Грузо- подъем- ность m_q т	Режим работы	Технические условия	Пролет крана l_k , м	A_k	B	Масса, т		Максимальное воздействие на колесо F_{max} , кН (тс)
				мм		крана m_b	тележ- ки m_c	
Краны общего назначения								
5	с (4К, 5К)	ТУ 24.09.344-79	16,5	3500	5120	11,0	2	66 (6,63)
			22,5	5000	5910	16,0	2	78 (7,85)
			28,5	5000	5910	22,0	2	96 (9,58)
		ТУ 24.09.460-81	16,5	4000	5260	11,0	2	56 (5,61)
			22,5	4000	5260	13,0	2	61 (6,13)
			28,5	4200	5460	19,0	2	76 (7,65)
	т (6К, 7К)	ТУ 24.09.344-79	16,5	3500	5120	12,0	2	74 (7,44)
			22,5	5000	5910	17,0	2	83 (8,35)
			28,5	5000	5910	24,0	2	102 (10,20)
		ТУ 24.09.460-81	16,5	4000	5260	12,0	3	58 (5,80)
			22,5	4000	5260	14,0	3	63 (6,33)
			28,5	4200	5460	19,0	3	77 (7,75)
10	с (4К, 7К)	ТУ 24.09.460-81	16,5	4350	5600	13,2	3	84 (8,4)
			22,5	4350	5600	16,4	3	93 (9,3)
			28,5	4600	5850	20,7	3	105 (10,5)
		ТУ 24.09.577-82	16,5	4400	5250	13	2,26	95 (9,5)
			22,5	4400	5250	16,3	2,26	100 (10)
			28,5	5000	5800	23	2,26	120 (12)
	т (6К, 7К)	ТУ 24.09.460-81	16,5	4350	5600	14,5	3,8	89 (8,9)
			22,5	4350	5600	17,7	3,8	99 (9,9)
			28,5	4600	5850	22	3,8	110 (11)
		ТУ 24.09.577-82	16,5	4400	5250	17,2	3,22	105 (10,5)
			22,5	4400	5250	21	3,22	112 (11,2)
			28,5	5000	5800	21,7	3,22	126 (12,6)
16/3,2	с (4К, 5К)	ТУ 24.09.404-83	16,5	4400	5600	19,5	5,5	140 (14)
			22,5	4400	5600	23,4	5,5	153 (15,3)
			28,5	5000	6200	30,3	5,5	172 (17,2)
	т (6К, 7К)	ТУ 24.09.404-83	16,5	4400	5600	21,9	6,4	147 (14,7)
			22,5	4400	5600	26,1	6,4	162 (16,2)
			28,5	5000	6200	32,7	6,4	182 (18,2)
20/5	с (4К, 5К)	ТУ 24.09.404-83	16,5	4400	5600	20,1	5,9	159 (15,9)
			22,5	4400	5600	24,3	5,9	175 (17,5)
			28,5	5000	6200	31,8	5,9	197 (19,7)
	т (6К, 7К)	ТУ 24.09.404-83	16,5	4400	5600	22,4	6,7	167 (16,7)
			22,5	4400	5600	26,8	6,7	182 (18,2)
			28,5	5000	6200	34,1	6,7	204 (20,4)
32/5	с (4К, 5К)	ТУ 24.09.404-83	16,5	5100	6300	28,3	8,9	241 (24,08)
			22,5	5100	6300	33,3	8,9	262 (26,22)
			28,5	5100	6300	41,6	8,9	288 (28,78)
	т (6К, 7К)	ТУ 24.09.404-83	16,5	5100	6300	30,8	9,7	249 (24,90)
			22,5	5100	6300	36,3	9,7	270 (27,04)
			28,5	5100	6300	44,5	9,7	295 (29,49)

Грузо-подъемность m_q , т	Режим работы	Технические условия	Пролет крана l_k , м	A_k	B	Масса, т		Максимальное воздействие на колесо F_{max} , кН (тс)
				мм		крана m_b	тележки m_c	
50/12,5	с (4К, 5К)	ТУ 24.9.925-76	16,5	5250	6505	41,5	13,5	364 (36,4)
			22,5	5600	6860	48,5	13,5	387 (38,7)
			28,5	5600	6860	59,5	13,5	421 (42,1)
			34,5	5600	6860	73,1	13,5	462 (46,2)
Краны специальные — грейферные								
5	т (6К, 7К)	ТУ 24.09.455-83	16,5	4400	5380	15,5	3,44	83 (8,3)
			22,5	4400	5380	18,4	3,44	91 (9,1)
			28,5	5000	5980	24	3,44	105 (10,5)
10		ТУ 24.09.411-82	16,5	4900	6100	27	7,73	143 (14,3)
			22,5	4900	6100	32	7,73	158 (15,8)
			28,5	5000	6200	37,5	7,73	174 (17,4)
15	с (4К, 5К)	ТУ 24.09.348-79	22,5	6000	7250	50	14,5	245 (24,5)
			28,5	6000	7250	62	14,5	280 (28,0)
20	т (6К, 7К)	ТУ 24.09.348-79	22,5	5250	6500	50,2	17,5	281 (28,1)
			28,5	5250	6500	60,5	17,5	320 (32,0)
Краны специальные — магнитно-грейферные								
5/5	с (4К, 5К)	ТУ 24.09.344-79	16,5	3800	4960	15,3	2,2	101 (10,1)
			22,5	4850	5860	19,5	2,2	116 (11,6)
			28,5	4850	5860	25,1	2,2	131 (13,1)
10/10		ТУ 24.09.411-82	16,5	4900	6100	31	4,1/7,54	143 (14,3)
			22,5	4900	6100	36	4,1/7,54	158 (15,8)
			28,5	5000	6200	42,5	4,1/7,54	178 (17,8)
15/15	т (6К, 7К)	ТУ 24.09.348-79	22,5	5650	6900	63,2	14,5/13,5	295 (29,5)
			28,5	5650	6900	74,5	14,5/13,5	332 (33,2)
20/5		ТУ 24.09.411-82	22,5	7500	8700	40,5	10	230 (23)
			28,5	7500	8700	45	10	245 (24,5)

Примечание. Пролет крана на 1500 мм меньше пролета эстакады.

крановых эстакад краны групп режима 1К...3К (Л) не применяют.

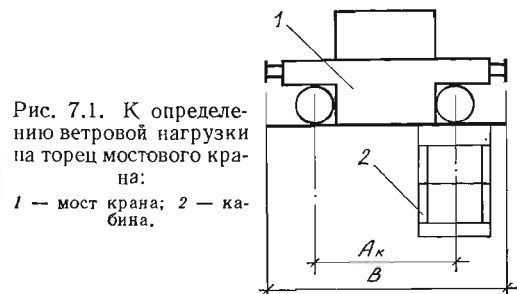
Для проектирования эстакад необходимы следующие данные о кранах (табл. 7.5): максимальное давление на каток F_{max} ; масса крана m_b и тележки m_c ; расстояние между катками (база) A_k и ширина крана B .

Для определения ветровой нагрузки на мост крана, торец и кабину требуются данные об их площади, которые с достаточной точностью могут быть приняты по табл. 7.6 (рис. 7.1).

Открытые крановые эстакады представляют собой ряды колонн, по которым устанавливают пролетные строения. Колонны рассматриваются в поперечном направлении как свободно стоящие, защемленные в фундаментах, в продольном — как защемленные в фундаментах и шарнирно связанные между собой пролетными строениями. В одном (желательно среднем) шаге колонн в пределах каждого температурного блока устанавливают вертикальные связи по колоннам. Оптимальным является шаг колонн 12 м. Большие шаги колонн применяют по условиям технологического процесса или решениям генплана (напри-

мер, при необходимости косоного ввода железнодорожного пути на площадку эстакады).

При проектировании открытых эстакад иногда в одном или двух шагах колонн требуется уст-



роительство навеса, под которым размещают кран в периоды, когда он не работает, или технологическим заданием предусматривается устройство навеса на всей площади эстакады для защиты складываемых изделий и материалов от атмосфер-

Т а б л и ц а 7.6. Условная площадь конструкций крана A_k , m^2

Грузоподъем- ность крана m_q , т	Направление действия ветра				Грузоподъем- ность крана m_q , т	Направление действия ветра			
	поперек эстака- ды	вдоль эстакады при пролете l_k , м				поперек эстака- ды	вдоль эстакады при пролете l_k , м		
		16,5	21,5	28,5			16,5	21,5	28,5
5	15	29	41	56	20/5	19	39	52	72
10	17	32	48	67	32/5	23	45	61	84
16/3,2	19	36	49	68	50/12,5	25	49	66	94

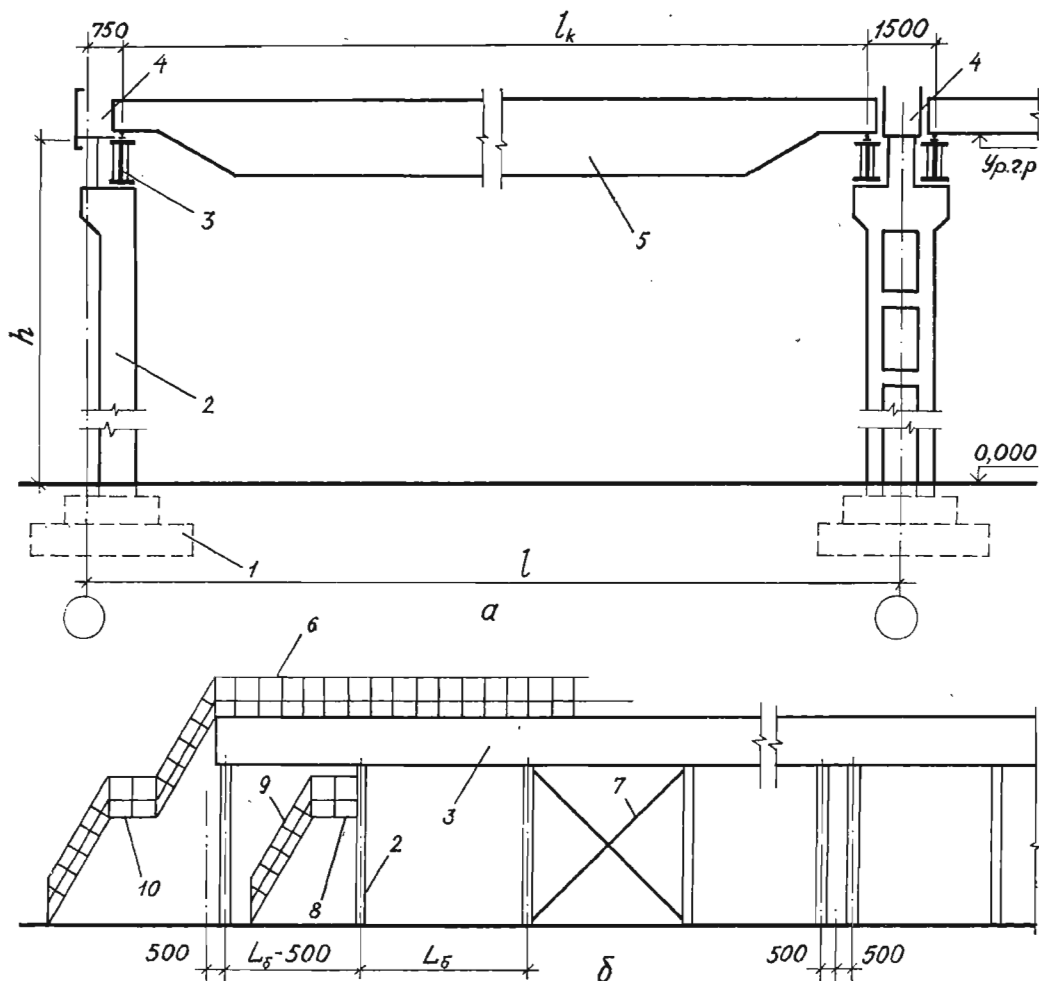


Рис. 7.2. Конструктивное решение эстакады:

a — поперечный разрез; $б$ — продольный разрез; 1 — фундамент; 2 — колонна; 3 — пролетная конструкция; 4 — проход вдоль путей; 5 — мостовой кран; 6 — ограждение прохода; 7 — вертикальная связь; 8 — посадочная площадка; 9 — лестница на посадочную площадку; 10 — лестница на проход вдоль путей.

ных воздействий. В таких случаях эстакада или ее часть превращается в крытую. Проектирование крытых эстакад не отличается от проектирования зданий. Однако устройство крытых эстакад (за исключением возведения навеса для защиты крана) не достигает поставленной цели, так как при отсутствии стен складываемые изделия и материалы недостаточно защищены от воздей-

ствия косою дождя и снега. Взамен крытых эстакад рекомендуется проектировать неотапливаемые здания с легкими ограждающими конструкциями (например, с покрытием и стенами из асбестоцементных волнистых листов).

В некоторых случаях эстакады проектируют с жесткими поперечными конструкциями — распорками выше кранового габарита; распорки сни-

жают деформироваться в поперечном направлении, но увеличивают стоимость и трудоемкость возведения эстакады.

Жесткие распорки выше кранового габарита допускается применять в случаях неравномерных деформаций основания или при нормативной нагрузке на пол эстакады более 0,2 МПа. Габариты приближения кранов к строительным конструкциям, предусмотрены «Правилами устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов», утвержденными Госгортехнадзором СССР. Эстакады с жесткими распорками выше кранового габарита проектируют так же, как производственные здания.

Особенность эстакад крытых и с жесткими распорками — необходимость устройства сквозного прохода вдоль крановых путей, для чего предусматривают отверстия в теле оголовков колонн размером не менее $0,4 \times 1,8$ м либо обходы вокруг колонн вне кранового габарита шириной не менее 0,4 м. В связи с этим для них заказывают краны меньшего пролета, чем для открытых эстакад, что допускается техническими условиями заводов-изготовителей. Вместо обычно применяемых пролетов кранов 16,5; 22,5; 28,5 и 34,5 м, в этих случаях заказывают краны с пролетами соответственно 16; 22; 28 и 34 м (привязка оси кранового пути к координационной принимается равной 1000 мм).

В качестве основного типа рассмотрена двухпролетная эстакада, в которой различают конструкции крайних и среднего рядов (рис. 7.2).

Однопролетную эстакаду получают из двухпролетной, исключая средний ряд колонн и пролетных конструкций, многопролетную — добавляя необходимое количество средних рядов колонн и пролетных конструкций.

В зависимости от технологического процесса предприятия различают крановые эстакады для производства, допускающих и не допускающих перерыв в работе крана. В последнем случае вводятся более жесткие условия расчета, оговоренные в п. 7.5.

Основные конструктивные элементы открытых крановых эстакад — пролетные строения, колонны (опоры пролетных строений) и вертикальные связи по ним, фундаменты. Комплектующие элементы — посадочные площадки, лестницы на них и на пролетные строения.

Пролетные строения состоят из подкрановых балок (стальных или железобетонных), тормозных конструкций (ферм или балок), применяемых только при стальных балках, ходовых настилов и поддерживающих их конструкций, перильного ограждения, кранового пути и крановых упоров.

Для проектирования открытой крановой эстакады помимо исходных данных, перечисленных в п. 1.2, выдают технологическое задание, содержащее:

- количество и размеры пролетов, длину эстакады, шаг колонн, отметку головки кранового рельса;

- характеристику кранового оборудования (тип, грузоподъемность, режим работы кранов, их количество в каждом пролете, тип кранового рельса);

- расположение посадочных площадок и отметки их пола;

- данные о складываемых материалах, в том числе о нагрузке от них на пол эстакады, об их абразивности и необходимости защиты колонн от ударов и истирания;

- агрессивность среды;
- ввод железнодорожных путей и автомобильных дорог;

- особые условия (например, эстакаду пристраивают к торцу существующего здания с выходом крана из здания на эстакаду или к его продольной стене; по колоннам эстакады прокладывают крупногабаритные коммуникации и т. д.).

При соответствующем обосновании в задании может быть предусмотрено перспективное увеличение грузоподъемности кранов, связанное с прогнозируемой модернизацией обслуживаемого производства, подкрановые балки проектируют без учета этого.

Для проектирования эстакад с параметрами, значения которых превышают указанные в табл. 7.4, кроме задания составляют технические условия.

При проектировании реконструкции в задании дополнительно приводят сведения о цели реконструкции; обмерочные чертежи строительной части сооружения, относящиеся к конструкциям, которые предполагается использовать в реконструируемом сооружении, а также сведения об обслуживающем персонале об особенностях эксплуатации; сведения о состоянии и особенностях эксплуатации мостовых кранов, если они не подлежат замене.

При составлении задания стремятся к применению типовых конструкций эстакад и учитывают это при выборе параметров эстакады. Индивидуальный проект эстакад допустим в тех случаях, когда отклонение параметров подлежащей проектированию эстакады от параметров габаритных схем типовых конструкций подтверждается технико-экономическими расчетами и требованиями технологической части проекта.

7.3. Расчет

При расчетах крановых эстакад учитывают постоянные и временные (длительные, кратковременные, особые) нагрузки: постоянные на несущие конструкции эстакады — их собственный вес, а также нагрузки от зданий, сооружений, складов и т. п., расположенных за пределами эстакады, влияющие на деформативность оснований под подошвой ее фундаментов; временные длительные — вес материалов, деталей или оборудования, располагаемых на полу эстакады в зоне действия мостовых кранов; кратковременные — от мостовых кранов (вертикальные и горизонтальные); от веса людей, деталей и ремонтных материалов на проходах вдоль путей; от снега на этих проходах; ветровая на несущие конструкции и мостовые краны; температурные климатические воздействия; особые воздействия — сейсмические и просадки основания, обусловленные коренным изменением его структуры (уплотнение просадочных грунтов при замачивании, просадки в районах горных выработок и т. п.).

Нормативную вертикальную нагрузку на ходовые галереи от веса людей и ремонтных мате-

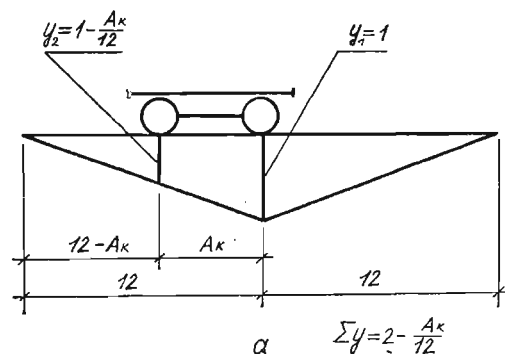
риалов принимают равной 2000 Па (200 кгс/м²) и учитывают без совместного действия со снеговой нагрузкой. Так как обычно эта нагрузка превосходит интенсивность снеговой, то практически при расчете пролетных строений и колонн открытых эстакад снеговую не учитывают.

Вертикальные крановые нагрузки учитывают от двух сближенных кранов в каждом пролете (при этом принимают невыгодную комбинацию

Т а б л и ц а 7.7. Значение коэффициента сочетаний ψ_1

Количество кранов, учитываемых расчетом	Группы режима работы кранов	
	4К, 5К (с)	6К, 7К (т)
1	1	1
2	0,85	0,95
4	0,70	0,80

усилий). Таким образом в однопролетных эстакадах расчет производится на вертикальные нагрузки от двух сближенных кранов, в многопролетных — от двух (для крайних рядов) или четырех (для средних рядов) сближенных кранов, расположенных в одном створе в соседних пролетах.



Горизонтальными крановыми нагрузками являются нагрузки от продольного и поперечного торможения. Нагрузки продольного торможения на один каток

$$F_{h1} = 0,1 F_{\max} \quad (7.1)$$

Нагрузка поперечного торможения на один каток при кранах с гибким подвесом

$$F_{ht} = (m_q + m_c)/40g, \quad (7.2)$$

где m_q — грузоподъемность крана, кг; m_c — масса крановой тележки, кг; $g = 9,81$ м/с².

Для определения крановых нагрузок на колонну производят накатку кранов — размещают их в наиболее невыгодном положении (рис. 7.3).

Нагрузки на колонну от кранов с четырьмя катками при одном и двух кранах в пролете, при шаге колонн 12 м определяют по следующим формулам.

При загрузении одним краном (рис. 7.3, а): вертикальная нагрузка

$$F_{v1} = F_{\max} (2 - A_k/12); \quad (7.3)$$

горизонтальная нагрузка поперечного торможения кранов

$$F_{h1} = F_{ht} (2 - A_k/12). \quad (7.4)$$

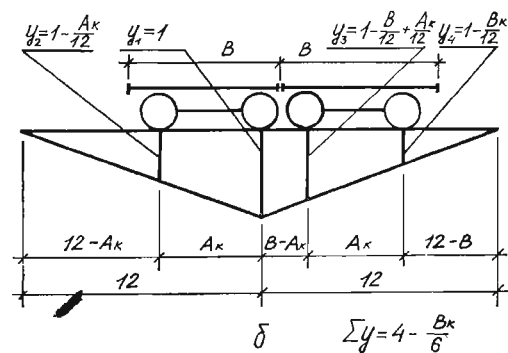


Рис. 7.3. Схема накатки кранов для определения максимального давления на колонну при кране соответственно одном (а) и двух (б).

Горизонтальные крановые нагрузки от поперечного или продольного торможения кранов учитываются не более чем от двух кранов. При этом в однопролетных эстакадах рассматриваются два сближенных крана, а в многопролетных — два крана в соседних пролетах, расположенные в одном створе.

В соответствии со СНиП 2.01.07-85 вертикальные и горизонтальные крановые нагрузки учитывают с коэффициентами сочетания ψ_1 , приведенными в табл. 7.7.

Вертикальные крановые нагрузки учитывают в двух комбинациях — при максимальном (см. табл. 7.5) и минимальном давлении крана на каток, которое с достаточной для практических целей точностью может быть принято по формуле $F_{\min} = G/4$, где G — вес моста крана (условно принято допущение, что вес груза и тележки полностью передаются на противоположный крановый путь).

При загрузении двумя кранами (рис. 7.3, б) вертикальная нагрузка

$$F_{v2} = F_{\max} (4 - B/6); \quad (7.5)$$

горизонтальная нагрузка от поперечного торможения кранов

$$F_{h2} = F_{ht} (4 - B/6). \quad (7.6)$$

В формулах (7.3)...(7.6) приняты обозначения: $F_{\max}$ — максимальное вертикальное давление на один каток; F_{ht} — усилие горизонтального поперечного торможения кранов на один каток; A_k — база крана, м; B — ширина крана, м.

При проектировании открытых крановых эстакад ветровая нагрузка учитывается в двух вариантах:

при неработающем (без груза и без усилий продольного и поперечного торможения) кране по СНиП 2.01.07-85 в зависимости от ветрового района и высоты сооружения;

при работающем кране по ГОСТ 1451—77 независимо от ветрового района и высоты сооружения — 125 Па (12,5 кгс/м²) для обычных производств и 500 кПа (50 кгс/м²) для производств, не допускающих перерывов в работе.

При неработающем кране допускается учитывать мост крана как элемент, связывающий про-

действующие вдоль эстакады от ветра, продольного торможения кранов и температурного перепада рассматривается дважды статически неопределимая система.

Усилия в колоннах от внешних нагрузок должны быть найдены по ряду комбинаций нагрузок.

Для колонн, расположенных в средней по дли-

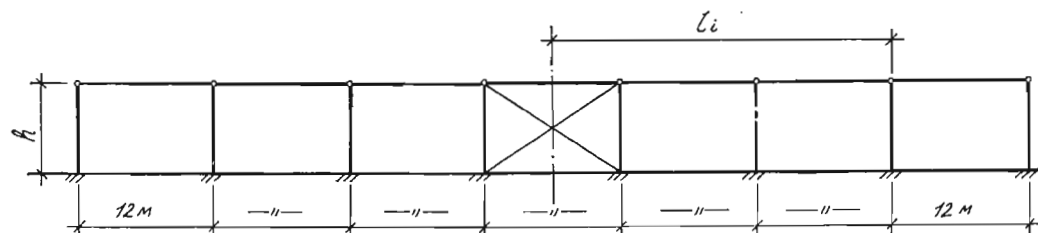


Рис. 7.4. Схема эстакады при расчете на температурные воздействия.

должные ряды колонн эстакады между собой (при учете ветровой нагрузки на торец крана), и распределить ветровую нагрузку на оба ряда колонн.

При работающем кране все горизонтальные нагрузки передаются на один ряд колонн.

Нагрузки от перепада температур определяются в зависимости от нормативной зимней температуры района строительства t_c и температуры замыкания конструкций t_{oc} , принимаемым по СНиП 2.01.07-85. Температурная деформация для любой колонны в направлении вдоль эстакады

$$\Delta l_i = \alpha_t (t_c - t_{oc}) l_i \gamma_f, \quad (7.7)$$

где l_i — расстояние от оси связей до рассматриваемой колонны (рис. 7.4); $\gamma_f = 1,1$.

При стальных балках коэффициент линейного расширения принимают равным $\alpha_t = 1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, при железобетонных $\alpha_t = 1,1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Наибольшая деформация от температурного перепада в направлении вдоль эстакады будет у крайней колонны температурного блока, однако, поскольку эта колонна испытывает меньшие вертикальные и горизонтальные усилия в перпендикулярной плоскости, то проверять следует крайнюю и предыдущую колонны. Крановые и ветровые нагрузки, действующие на колонны эстакад (при шаге колонн 12 м), приведена в табл. 7.8. Для всех эстакад, кроме оговоренных ниже, должен быть учтен коэффициент надежности по назначению, принимаемый как для зданий II класса, $\gamma_n = 0,95$. Для эстакад под краны с группой режима работы 7К (г), используемых в производствах, исключающих перерывы в работе крана, $\gamma_n = 1$.

Расчетной схемой эстакад при расчете в поперечном направлении являются ряды заземленных в фундаментах консольных колонн; вдоль эстакады — ряды заземленных в фундаментах колонн, шарнирно связанных поверху пролетными строениями, с дополнительным элементом связей в среднем шаге каждого температурного блока (см. рис. 7.4). Связи, как правило, выполняют крестового типа, при этом в расчетах учитывают только растянутую ветвь.

Таким образом при расчете колонн на усилия,

не эстакады части температурного блока, рассматриваются комбинации по $N_{\max}$, по $N_{\min}$, по $M_{x\max}$ и по $M_{y\max}$ (при соответствующем значении момента в перпендикулярном направлении). Изгибающие моменты M_y возникают в эстакадах с железобетонными подкрановыми балками от внецентренного приложения опорной реакции подкрановых балок.

Для крайней и ближайшей к ней колонн каждого температурного блока, кроме того, должны быть учтены моменты M_y от температурного перепада.

Расчеты сечений выполняют по первой группе предельных состояний (по несущей способности) и второй (по пригодности к нормальной эксплуатации) согласно нормативным требованиям в зависимости от материала конструкции.

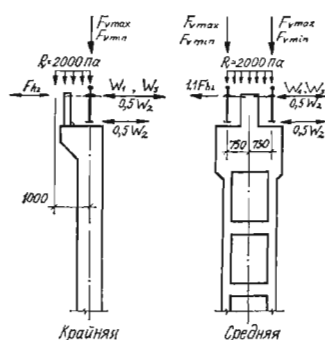
Расчеты по второй группе предельных состояний предусматривают ограничения перемещений верхнего конца колонны, а для железобетонных конструкций, кроме того, также ограничения ширины раскрытия трещин.

Указанные ограничения обусловлены упомянутыми ранее тяжелыми условиями эксплуатации эстакад: горизонтальное перемещение колонн на уровне кранового рельса, обусловленное силой поперечного торможения одного крана максимальной грузоподъемности из числа установленных в пролете, должно быть не более 5 мм; сближение крановых рельсов от совместного действия вертикального давления и поперечного торможения одного крана максимальной грузоподъемности в пролете должно быть не более 15 мм (проверка выполняется при внецентренном загрузении колонн вертикальной нагрузкой).

Обе проверки выполняют при значении коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

Ограничения ширины раскрытия трещин при воздействии кратковременных нагрузок принимают для эстакад, эксплуатируемых в неагрессивной газовой среде $a_{cre} \leq 0,4$ мм; в слабоагрессивной $a_{cre} \leq 0,25$ мм; в среднеагрессивной $a_{cre} \leq 0,15$ мм.

В оголовках двухветвевых колонн средних рядов (части колонны, расположенной выше подкрановой площадки, в пределах высоты подкрановой балки) образование трещин не допускается.



Т а б л и ц а 7.8. Крановые и ветровые нормативные нагрузки, действующие на колонну

Пролет эстакады, м	Грузоподъемность крана, т; режим работы	Крановые нагрузки, кН				Ветровые нагрузки, кН					
		Вертикальные		Поперечное движение	Продольное движение	Неработающие краны			Работающие краны		
						На торцы крана	На подкрановую балку и рельс	На ограждение	На торцы крана	На подкрановую балку и рельс	На ограждение
		F_{vmax}	F_{vmin}	F_{h2}	F_{h1}	W_1	W_2	W_3	W_4	W_5	W_6
18	5; с (4К, 5К)	204,5	71	5,6	13						
24	5; с (4К, 5К)	230,6	98,3	5,3	15,3						
30	5; с (4К, 5К)	283,4	149,4	5,3	18,8	17,8			4,9		
18	5; т (6К, 7К)	229,7	77,2	5,6	14,6						
24	5; т (6К, 7К)	247,2	108,7	5,3	16,4						
30	5; т (6К, 7К)	301,5	161,2	5,3	20		12,2	1,3		3,3	0,4
18	10; с (4К, 5К)	296,9	82,2	9,4	19						
24	10; с (4К, 5К)	321,9	107,6	9,4	20,6						
30	10; с (4К, 5К)	351,8	154,3	9,1	23,2						
18	10; т (6К, 7К)	328,1	88,8	10,1	21						
24	10; т (6К, 7К)	350	136,3	10,1	22,4	20,1	12,2	1,3	5,5	3,3	0,4
30	10; т (6К, 7К)	382,2	182,1	9,8	25,2						
18	16; с (4К, 5К)	420,2	113,8	16,2	27,4						
24	16; с (4К, 5К)	460	134,6	16,2	30	22	12,2	1,3	6	3,3	0,4
30	16; с (4К, 5К)	501,4	180,4	15,6	33,8						
18	16; т (6К, 7К)	441,6	128,5	16,8	28,8						
24	16; т (6К, 7К)	487,7	148,1	16,8	31,8						
30	16; т (6К, 7К)	528,1	191,4	16,3	35,6						
18	20; с (4К, 5К)	521,4	124,8	19,8	34						
24	20; с (4К, 5К)	552,1	146,9	19,8	36						
30	20; с (4К, 5К)	593,4	195,8	19,1	40						
18	20; т (6К, 7К)	503	134,9	20,1	32,8	22			6		
24	20; т (6К, 7К)	549	155	20,1	35,8		13,1			3,6	0,4
30	20; т (6К, 7К)	593,4	199,4	19,4	40		13,1	1,3		3,6	
18	32; с (4К, 5К)	696,2	176,3	29,6	47,2						
24	32; с (4К, 5К)	758,2	186,7	29,6	51,4						
30	32; с (4К, 5К)	831,9	236,6	29,6	56,4	25,6			7		
18	32; т (6К, 7К)	719,8	188,9	30,1	48,8						
24	32; т (6К, 7К)	781,8	206,5	30,1	53		14,5			4	0,4
30	32; т (6К, 7К)	852,6	254,4	30,1	57,8						

Примечания: 1. Высота эстакады не влияет на нагрузку. 2. В таблице учтены коэффициенты сочетаний ψ_1 по табл. 7.7. При совместном действии крановых и ветровых нагрузок должен быть дополнительно учтен коэффициент сочетаний $\psi_2 = 0,9$.

7.4. Конструкции открытых крановых эстакад

Пролетные строения. Основным элементом пролетных строений являются подкрановые стальные или железобетонные балки. Сборные железобетонные предварительно напряженные подкрановые балки пролетом 12 м допускается применять при кранах общего назначения с группой режима работы 4К и 5К (с) грузоподъемностью до 32/5 т.

Стальные подкрановые балки допускается применять наравне с железобетонными. При кранах большей грузоподъемности, а также при кранах любой грузоподъемности с группой режима работы 6К, 7К (т) и при специальных кранах применяют только стальные подкрановые балки, пролетные строения которых могут быть разрезные и неразрезные.

Неразрезные пролетные строения позволяют несколько снизить расход стали, но вместе с тем они сложнее при монтаже и более чувствительны к неравномерным осадкам опор.

При использовании неразрезных пролетных конструкций их рассматривают как многопролетную балку на упруго оседающих опорах.

Неразрезные подкрановые балки допускается применять при значении коэффициента упругой податливости $c \leq 0,05$, где $c = \Delta \frac{EI}{l^3}$, здесь

Δ — перемещение опоры от вертикальной единичной силы, приложенной на уровне головки рельса, с учетом деформации колонн и осадки фундамента; EI — жесткость подкрановой балки; l — пролет балки.

При расчете балок в вертикальной плоскости при $c < 0,006$ податливостью опор можно прене-

Т а б л и ц а 7.9. Подбор марок типовых железобетонных подкрановых балок

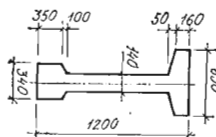
Грузоподъемность крана, т	5	10; 12,5	16/3,2	20/5	32/5

Марка балки БК12-1 БК12-2 БК12-3 БК12-4 БК12-5

П р и м е ч а н и е. В марках балок опущены последние буквенные индексы, характеризующие класс напрягаемой арматуры и расположение балок по длине пролета.

Т а б л и ц а 7.10. Нормативные усилия, действующие в балках пролетом 12 м

Грузоподъемность крана, т	Нормативные усилия в балке				Грузоподъемность крана, т	Нормативные усилия в балке			
	Вертикальные		Горизонтальные			Вертикальные		Горизонтальные	
	M, кН·м (тс·м)	Q, кН (тс)	M, кН·м (тс·м)	Q, кН (тс)		M, кН·м (тс·м)	Q, кН (тс)	M, кН·м (тс·м)	Q, кН (тс)
5	697 (71,1)	261 (26,6)	11,8 (1,2)	4,5 (0,46)	20/5	1300 (132,6)	510 (52,0)	31 (3,1)	11,8 (1,2)
10	804 (82)	314 (32)	21,6 (2,2)	8,3 (0,85)	32/5	1718 (175,3)	666 (68)	50 (5,1)	19,6 (2)
16/3,2	1166 (119)	447 (45,6)	26,5 (2,7)	9,8 (1)					



Т а б л и ц а 7.11. Номенклатура железобетонных подкрановых балок пролетом 12 м

Грузоподъемность крана, т	Марка балки	Класс (марка) бетона	Сталь, кг	Грузоподъемность крана, т	Марка балки	Класс (марка) бетона	Сталь, кг
5	БК12-1АIV БК12-1AV БК12-1K7	B30 (400)	580 531 482	32/5	БК12-5AV БК12-5K7		848 728
10	БК12-2AIV БК12-2AV		628 560	16/3,2	БК12-6AIV БК12-6AV БК12-6K7	B45 (600)	691 582 513
16/3,2	БК12-3A5 БК12-3K7 БК12-4AIV		648 535 802	20/5	БК12-7AIV БК12-7AV БК12-7K7		751 653 579
20/5	БК12-4AV БК12-4K7 БК12-5AIV	B40 (500)	716 623 1022	32/5	БК12-8AIV БК12-8AV БК12-8K7		954 792 694

П р и м е ч а н и е. Масса 10,3 т, объем бетона 4,1 м³.

Т а б л и ц а 7.12. Ключ подбора марок разрезных стальных подкрановых балок пролетом 12 м по серии 1.426.2-3

Грузо-подъемность крана, т	Режим работы крана	Пролет эстакады, м	Марка балки	Грузо-подъемность крана, т	Режим работы крана	Пролет эстакады, м	Марка балки	
5, 10	с, т (4К...7К)	18; 24; 30	Б12-4-1	32,5	т (6К, 7К)	18	Б12-12-3	
16/3,2	с (4К, 5К) с (4К, 5К) т (6К, 7К)	18; 24 30 18; 24; 30	Б12-4-1 Б12-6-1 Б12-7-1		т (6К, 7К)	24; 30	Б12-13-3	
20/5	с (4К, 5К) т (6К, 7К) т (6К, 7К)	18; 24; 30 18 24; 30	Б12-10-1 Б12-10-1 Б12-11-3	50/12,5	с (4К, 5К)	18	Б12-12-3	
					с (4К, 5К)	24; 30	Б12-13-3	
					с (4К, 5К)	36	Б12-14-5	
					т (6К, 7К)	18	Б12-14-5	
32/5	с (4К, 5К)	18; 24; 30	Б12-11-3		т (6К, 7К)	24; 30	Б12-15-5	
					т (6К, 7К)	36	Б12-16-3	

Примечания: 1. Балки рассчитаны на установку двух кранов. 2. Район строительства — расчетная зимняя температура до -40° включительно. 3. Балки предусматривают установку специального кранового рельса КР-70, для крана грузоподъемностью 50/12,5 т — рельса КР-80.

брежь; при $0,006 \leq c \leq 0,05$ балки следует рассчитывать с учетом податливости опор.

При расчете тормозных конструкций в горизонтальной плоскости податливостью опор можно пренебречь при $c \leq 0,008$.

В практике проектирования пролетные конструкции в большинстве случаев принимают разрезные.

При пролетах балок до 12 м включительно железобетонные и стальные подкрановые балки применяют по типовым сериям; корректировка расчетов и конструктивных решений, связанных с эксплуатацией балок вне зданий, не требуется.

Железобетонные подкрановые балки разработаны в серии 1.424.1-4. «Балки подкрановые железобетонные пролетами 6 и 12 м под мостовые опорные краны общего назначения грузоподъемностью до 32 т».

Несмотря на то, что в подкрановых балках целесообразно использование бетонов высоких классов, в практике строительства чаще всего применяют балки из бетона классов В30 и В35. Балки из бетона В45 разработаны только для кранов грузоподъемностью 16/3,2 т и выше.

Балки пролетом 12 м запроектированы двутаврового сечения высотой 1200 мм, предварительно напряженными. Напрягаемая арматура балок принята в следующих вариантах:

стержневая классов А-IV и А-V; канаты класса

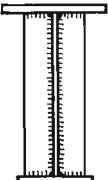
К-7. Стержневую арматуру класса А-IV допускается применять в эстакадах только при наружной температуре до -40°C и при изготовлении ее из стали марки 20ХГ2Ц.

В серии 1.424.1-4 указаны следующие ограничения по применению балок: балки разработаны для условий неагрессивной среды; при агрессивных средах предусматривают меры по защите их от коррозии в соответствии с требованиями СНиП 2.03.11-85; при эксплуатации балок в климатическом подрайоне IVA необходима проверка трещиностойкости и жесткости балок с учетом увеличенных потерь предварительного напряжения от ползучести и усадки бетона.

В серии принят следующий принцип маркировки конструкций. После буквенного индекса БК (балка крановая) указаны цифровые индексы: первый обозначает пролет балки, второй — несущую способность, затем приведены класс напрягаемой арматуры и индекс, указывающий на положение балки по длине пролета (С — средняя, К — концевая, Т — у температурного шва).

Подбор марок балок, изготавливаемых из бетона классов В30...В40 может быть выполнен по табл. 7.9. Нормативные усилия, действующие в балках, приведены в табл. 7.10; номенклатура сборных железобетонных балок серии 1.424.1-4 с указанием расхода бетона и стали — в табл. 7.11.

Т а б л и ц а 7.13. Состав сечений типовых сталь

Схема сечения	Наименование элементов	Марки			
		Б12-4-1	Б12-6-1	Б12-7-1	Б12-10-1
	Верхний пояс	400×12	400×12	400×14	400×12
	Стенка	1040×8	1040×8	1040×8	1240×10
	Нижний пояс	250×10	280×12	360×14	250×10
	Опорные ребра	320×12	320×12	320×12	320×12
	Масса балки, кг	1610	1690	1935	2020

Примечания: 1. Все балки, кроме Б12-14-5 и Б12-15-5, изготавливаются из углеродистой стали ВСт3пс-6-1. В балках Б12-14-5 и Б12-15-5 пояса, стена и опорные ребра изготавливают из низколегированной стали ВСт3пс-6-1. 2. Масса указана для рядовых балок с учетом массы наплавленного металла, 3. Ребра жесткости для

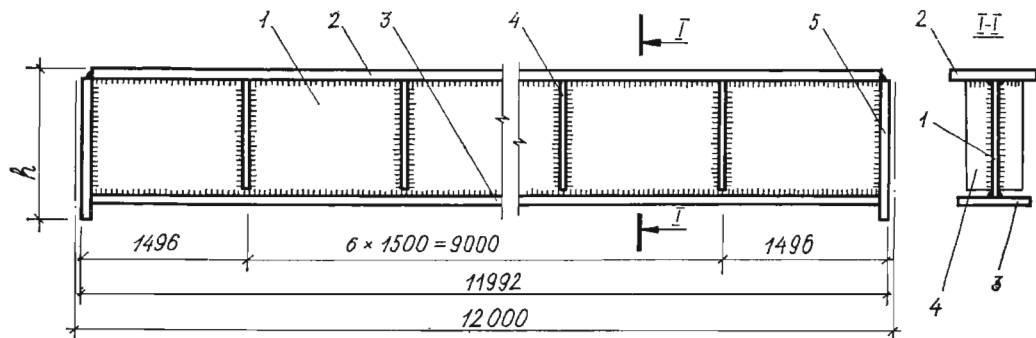


Рис. 7.5. Конструктивное решение стальной подкрановой балки:

1 — вертикальная стенка; 2 — верхний пояс; 3 — нижний пояс; 4 — промежуточные ребра жесткости; 5 — опорное ребро жесткости.

Стальные подкрановые балки на стадии чертежей КМ приведены в серии 1.462.2-3. В вып. 1 этой серии даны наиболее часто применяемые разрезные подкрановые балки под мостовые краны общего назначения грузоподъемностью до 50 т групп режима работы 1К...7К (л, с, т).

Подкрановые балки запроектированы в виде сварных двутавров со стенками, укрепленными поперечными ребрами жесткости. Габаритная высота балок принята различной в зависимости от грузоподъемности кранов, групп режима работы и пролета балки.

Передача вертикальных реакций подкрановых балок на колонны осуществляется через строганные торцы опорных ребер.

В зависимости от материалов и климатического района строительства подкрановые балки запроектированы в нескольких вариантах. Для районов с расчетной зимней температурой до -40°C приняты следующие варианты применения стали: пояса, стенки и опорные ребра жесткости из стали ВСтЗГпс5-1, ВСтЗГпс5-2 или 09Г2С-12-1, при этом промежуточные ребра жесткости из стали ВСтЗпсб-1; пояса, стенки и опорные ребра жесткости из различных марок стали; пояса и опорные ребра — из стали ВСтЗГпс5-2, стенка из стали ВСтЗГпс5-1; пояса и опорные ребра из стали 09Г2С-12-1, стенка из стали ВСтГпс5-1.

Подбор марок подкрановых балок выполняют пользуясь ключами, приведенными в вып. 1 серии 1.462.2-3. Сокращенный ключ приведен в табл. 7.12.

При специальных кранах необходимо определить усилия в балках, возникающие от них, и сопоставить их с усилиями от кранов общего назначения, после чего, определив грузоподъемность эквивалентного крана общего назначения, найти по указанным ключам марку балки. Сечения балок, соответствующие указанным маркам, а также расходы стали на балку приведены в табл. 7.13.

Конструктивное решение подкрановых балок показано на рис. 7.5.

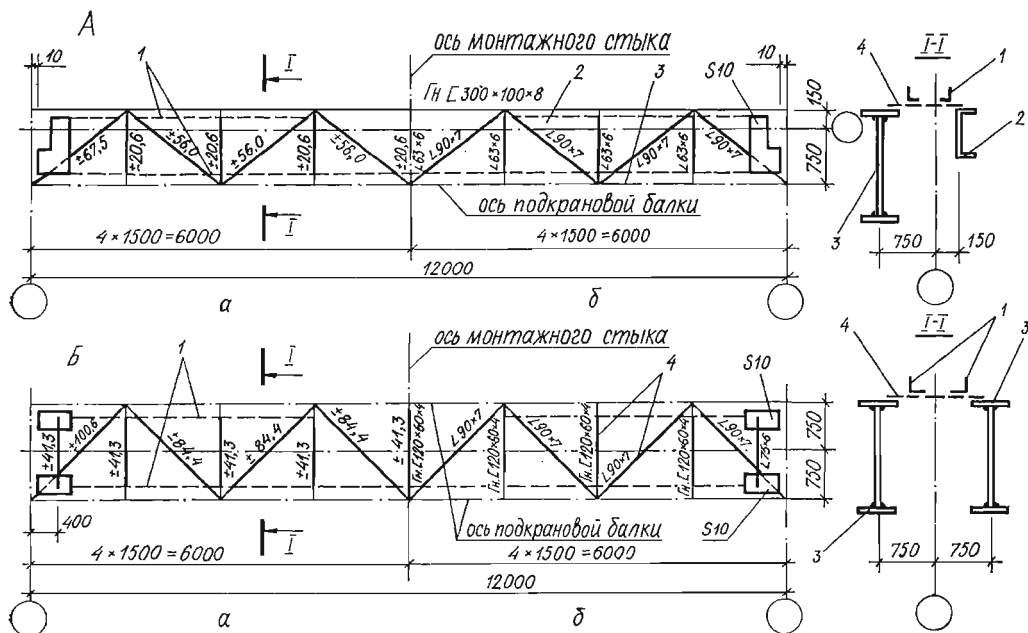
Горизонтальные усилия от поперечного торможения кранов и от ветра, действующего поперек эстакады, при железобетонных подкрановых балках воспринимают их развитые верхние пояса, при стальных — специальные тормозные конструкции, которые могут быть выполнены в виде решетчатых горизонтальных ферм или сплошностенчатых горизонтальных балок.

Тормозные фермы применяют при кранах групп режима работы 4К, 5К (с), тормозные балки — 6К, 7К (т) и специальных. Тормозные конструкции выполняют разрезными или неразрезными соответственно подкрановым балкам, к которым они относятся. Поясами тормозных балок и ферм по средним рядам колонн служат верхние пояса подкрановых балок, по крайним — верхний пояс балки и специальный продольный элемент, поддерживающий тормозную конструкцию и ходовой настил. В тормозных фермах решетка и пояс из стали ВСтЗпсб-1, стенка тормозных балок,

ных подкрановых балок и данные о массе балок

балок						
Б12-11-1	Б12-11-3	Б12-12-3	Б12-13-3	Б12-14-5	Б12-15-5	Б12-16-3
400×14	400×14	400×14	400×14	400×14	400×18	400×18
1240×10	1240×10	1390×10	1390×12	1390×12	1390×12	1390×12
250×10	250×10	250×10	250×10	360×10	400×10	400×14
320×12	320×14	320×14	320×14	320×14	320×14	320×18
2105	2105	2270	2535	2640	2855	3005

ВСтЗГпс5-2 (пояса, стенка, опорные ребра), промежуточные ребра жесткости и центрирующие планки — из гиревой стали 09Г2С гп1, промежуточные ребра жесткости и центрирующие планки — из стали ВСтЗсп-всех балок 90 × 60.



используемая как ходовой настил, из рифленой стали ВСтЗКп.

В отличие от подкрановых балок в серийные (1.462.2-3) тормозные конструкции при применении их для открытых эстакад вносят некоторые изменения, связанные с необходимостью устройства проходов и крепления перил.

Конструкции тормозных ферм и балок прини-

мают одинаковыми для кранов различной грузоподъемности (кроме кранов грузоподъемностью 50/12,5 т, для которых сечения тормозных конструкций усиливаются). Конструкции тормозной фермы и балки для кранов грузоподъемностью до 32/5 т для среднего и крайнего рядов колонн приведены на рис. 7.6.

Т а б л и ц а 7.14. Типы рельсов

Грузоподъем- ность крана, т	Тип рельса	
	специального	железнодорож- ного
5, 10	KP-70	P-38
16, 20	KP-70	P-43
32	KP-70	—
50	KP-80	—

Усилия от продольного торможения кранов, ветра, действующего вдоль эстакады, и температурного перепада передаются через болты, соединяющие между собой торцы смежных балок и в конечном итоге воспринимаются вертикальными связями, установленными в среднем шаге каждого температурного блока. При значениях продольных нагрузок до 150 кН в соединении балок между собой предусматривается установка четырех болтов М22, до 227 кН — шести.

В соответствии с требованиями правил устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов вдоль каждого кранового пути выполняют галерею для прохода людей, шириной не менее

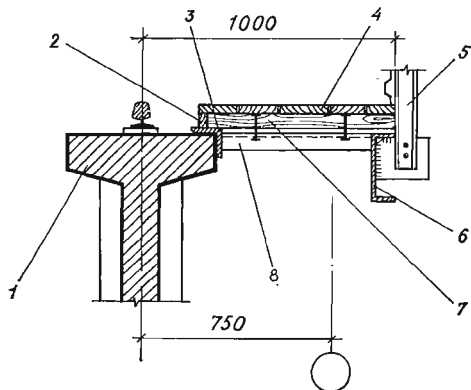


Рис. 7.7. Конструкция ходового настила при железобетонной подкрановой балке:

1 — железобетонная подкрановая балка; 2 — вертикальная доска 80×30 ; 3 — опорный элемент из уголка 90×8 , $L = 150$; 4 — доски кодового настила; 5 — стойки перильного ограждения; 6 — поддерживающий элемент из гнутого швеллера $300 \times 100 \times 8$; 7 — брус 60×80 (h); 8 — стальные элементы для опирания настила, устанавливаемые с шагом 1000...1500 мм.

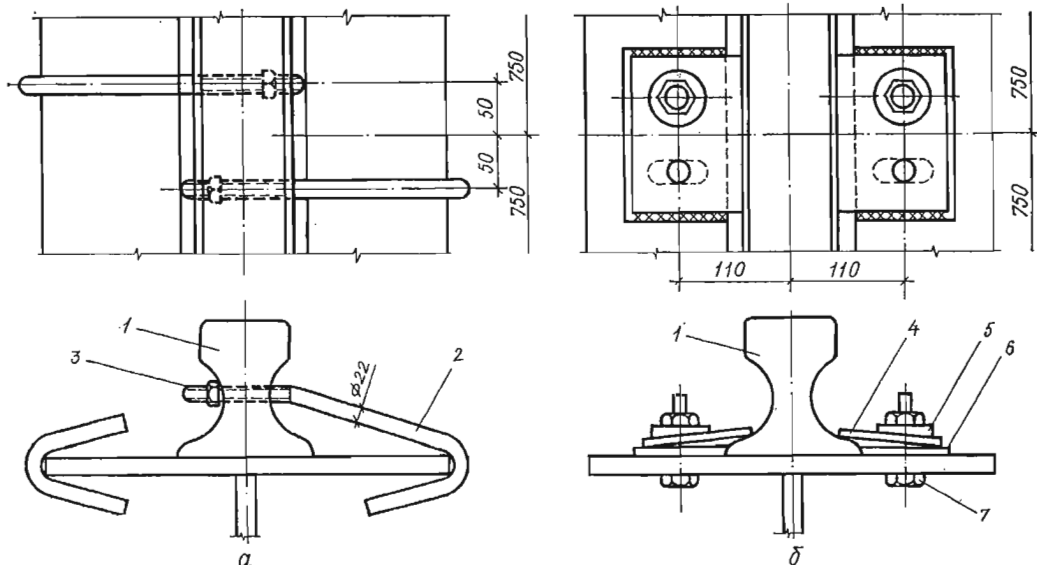


Рис. 7.8. Узлы крепления кранового рельса:

а — на крюках; б — двухболтовых планках; 1 — рельс; 2 — крюк; 3 — пружинная шайба; 4 — планка; 5 — конусная шайба; 6 — подкладка; 7 — болт.

500 мм, огражденную перилами: по средним рядам — с двух сторон; по крайним — с наружной стороны эстакады.

Большое внимание уделяется устройству ходовых настилов и перильного ограждения. Настил проходной галереи рекомендуется проектировать деревянным в тех случаях, когда применение древесины не противоречит требованиям противопожарной безопасности. При невозможности применения деревянного принимают при решетчатых фермах стальной, просечно-вытяжной настил по ГОСТ 8706—78*; при сплошных тормозных балках в качестве ходового настила используют стенки этих балок, выполненные из рифленой стали; при железобетонных подкрановых балках для опирания ходового настила устанавливают поддерживающие настил элементы (рис. 7.7).

Настилы вплотную (без зазоров) подходят к верхним поясам балок, зазоры между элементами в одном направлении не более 20 мм. Материал их должен обеспечивать отсутствие скольжения. В настилах предусматривают зазоры или отверстия для стока воды, в перильных ограждениях высотой не менее 1000 мм — сплошную зашивку на высоту 150 мм: по средним рядам в каждом шаге колонн — съемные участки шириной не менее 500 мм (цепочки), позволяющие осуществлять выход людей на мост крана, а также на крановый путь для его обследования, ремонта и рихтовки.

Перила рассчитывают на сосредоточенную горизонтальную силу 700 кН (70 кгс).

Для поддержания и крепления элементов настила в серийные конструкции типовых горизонтальных тормозных ферм вносят следующие изменения (см. рис. 7.6):

шаг стоек 1,5 м (в типовых конструкциях ферм с треугольной решеткой 3 м);

в крайних рядах поддерживающий элемент (гнутый швеллер 300 × 100 × 8) для удобства

крепления перильного ограждения должен быть повернут перьями наружу.

Тип кранового рельса указан в технических условиях на краны. Для кранов общего назначения грузоподъемностью до 50 т допускается применение как специального кранового рельса по ГОСТ 4121—76*, так и железнодорожного по ГОСТ 7143—73* (табл. 7.14).

Специальные рельсы крепят к подкрановой балке планками, железнодорожные — крюками в соответствии с типовыми чертежами серии 1.462.2-3 (рис. 7.8). Под подошву рельсов для кранов группы режима работы 6К, 7К (т) подкладывают упругую прокладку.

Рекомендуется применение рельсов со сварными стыками в пределах температурного блока со-

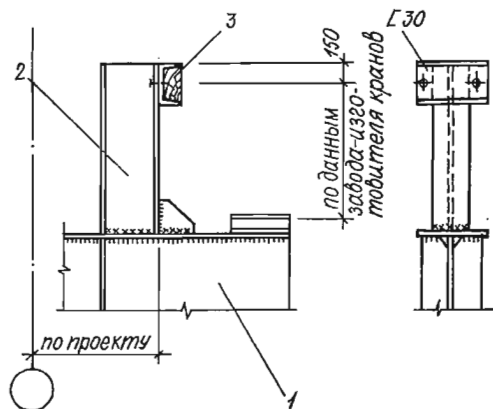


Рис. 7.9. Конструкция концевого упора:

1 — подкрановая балка; 2 — упор из прокатного двутавра; 3 — дубовый брус.

оружения. В концах кранового пути устанавливают стальные концевые упоры, рассчитываемые на нагрузку от продольного торможения или удара крана в соответствии с указаниями СНиП 2.01.07-85. Конструкции упоров разработаны в тех же сериях, что и подкрановые балки и пути крана (рис. 7.9).

Грузоподъемность крана, т	Сечение упоров, (двутавр)
5; 10	36
16; 16/3,2; 20/5; 32/5; 50/12,5	45

Для стальных подкрановых балок рекомендуется предусматривать возможность их блочного

допускается применять стальные, хотя при наличии производственных возможностей строительных организаций желательно и в этих случаях использовать сборные железобетонные.

Стальные колонны допускается применять, кроме того, при строительстве в сложных грунтово-геологических условиях (на просадочных грунтах II типа, над горными выработками, на закарстованных грунтах), когда возникает необходимость рихтовки и подъема колонн в процессе эксплуатации.

Сборные железобетонные колонны проектируют прямоугольного сечения и двухветвевые. Колонны прямоугольного сечения проще в изготовлении, но они обладают значительно меньшей изгибной жесткостью и вследствие этого более де-

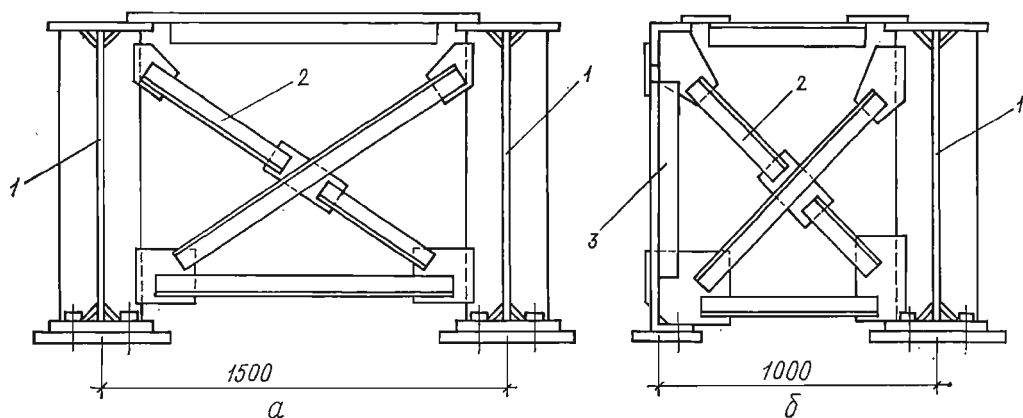


Рис. 7.10. Конструктивное решение балок при блочном монтаже:

а — среднего ряда; б — крайнего ряда; 1 — подкрановая балка; 2 — поперечные связи; 3 — вспомогательная ферма.

монтажа, при котором в проектное положение устанавливают полностью собранную конструкцию вместе с ходовым настилом и перильным ограждением; при этом для балок средних рядов должны быть поперечные связи, объединяющие две балки в пространственный блок (рис. 7.10), для балок крайних рядов гнутый швеллер, поддерживающий ходовой настил, заменяют поддерживающей фермой.

Расчет поперечных связей и их креплений к балкам выполняют с учетом, что при прохождении крана по одному пути элементы связей вовлекают в работу соседнюю конструкцию (балку или поддерживающую ферму) и вертикальные деформации обеих конструкций практически одинаковы. Исходя из этого условия вертикальные поперечные связи между балками рекомендуется располагать на пропорных участках балок, где деформации и соответственно усилия в связях будут меньшими.

Узлы опирания железобетонных подкрановых балок на колонны приведены на рис. 7.11.

Колонны. При проектировании колонн принимают привязки к координатным осям в соответствии с табл. 7.2.

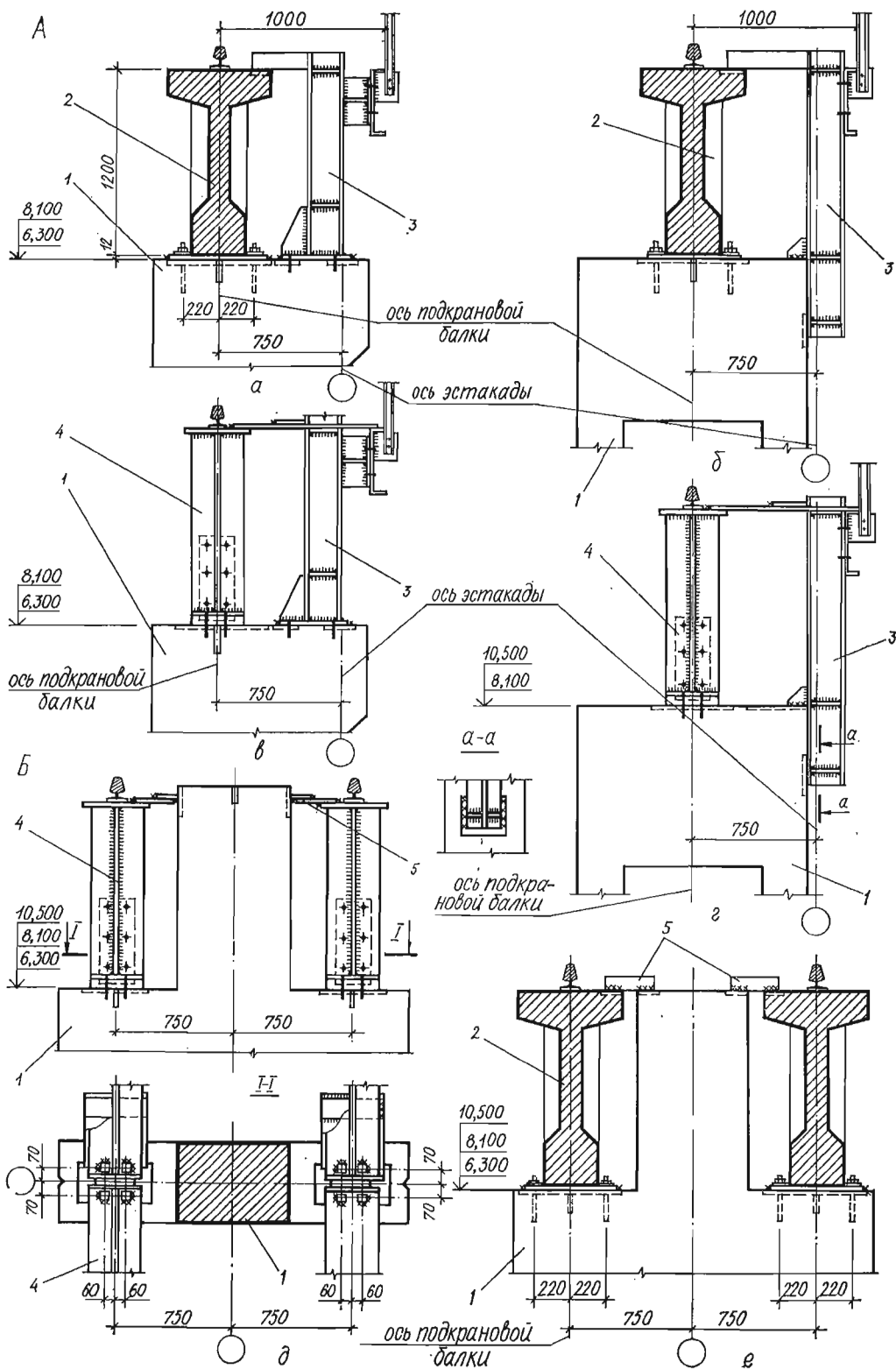
В соответствии с ТП 101-81* при кранах грузоподъемностью до 32 т включительно и при высоте до 13 м колонны выполняют из сборного железобетона. При превышении указанных параметров

формативны и характеризуются большей шириной раскрытия трещин.

Колонны прямоугольного сечения применяют только для крайних рядов эстакад, в которых вертикальная крановая нагрузка передается центрально и при ограниченных высотах и грузоподъемностях кранов. Опалубочные размеры таких колонн соответствуют размерам колонн одноэтажных производственных зданий по серии 1.424.1-5, используют в формах заглушки для получения колонн нужной длины, устанавливаемые в уровне верха подкрановой консоли (верхняя часть формы не используется). При этом подкрановая балка опирается по оси колонны, а подкрановая консоль располагается с наружной стороны эстакады, на нее опирается стальной оголовок колонны (см. рис. 7.11, А), воспринимающий горизонтальные усилия от поперечного торможения и ветра.

Рис. 7.11. Узлы опирания подкрановых балок на колонну:

А — крайнего ряда; а — среднего ряда; а, а — соответственно железобетонной и стальной на колонну прямоугольного сечения; б, б — соответственно железобетонной и стальной на двухветвевую колонну; д, е — соответственно стальной и железобетонной; 1 — колонна прямоугольного сечения; 2 — железобетонная подкрановая балка; 3 — стальной оголовок колонны; 4 — стальная подкрановая балка; 5 — стальные элементы крепления балки к оголовку колонны.



В двухветвевых колоннах для крайних рядов при больших высотах и грузоподъемностях краев, а в средних рядах — во всех случаях, наружные габаритные размеры сечений и размеры «окон» рекомендуется назначать в соответствии с серий одноэтажных колонн производственных зданий высотой 15,6...18 м. Двухветвевые колонны изготавливают с использованием элементов (секций) бортоснастки для колонн серии 1.424.1-9.

С целью унификации и упрощения строительных решений отметки подкрановых консолей либо площадок для опирания подкрановых балок (при двухветвевых колоннах) при параметрах,

Т а б л и ц а 7.15. Расчетная длина колонн эстакад

Подкрановые балки	В направлении эстакады	
	поперек	вдоль
Разрезные	$2h$	$0,8h$
Неразрезные	$1,5h$	$0,8h$

Примечание. h — высота от верха фундамента до низа подкрановой балки.

указанных в габаритных схемах, во всех случаях принимают одинаковыми и равными — 6,3; 8,1; 10,5 и 12,6 м. В двухветвевых колоннах средних рядов надкрановая часть на высоту подкрановой балки сохраняется, на нее крепят верхний пояс подкрановых балок и термозонных конструкций.

Колонны прямоугольного сечения выполняют из тяжелого бетона классов В15...В30; двухветвевые — классов В25...В40; по морозостойкости бетон колонн должен соответствовать классу F75. Колонны проектируют без предварительного напряжения и армируют плоскими арматурными каркасами, объединяемыми до установки в формы. в пространственные каркасы.

В качестве продольной (рабочей) арматуры применяют сталь горячекатаную периодического профиля по ГОСТ 5781—82* АIII диаметрами 16...32 мм; термомеханически упрочненную стержневую периодического профиля по ГОСТ 10884—81 класса АtIVc диаметрами 16...28 мм.

В качестве поперечной арматуры и хомутов используют стержневую арматуру класса А-I и арматурную проволоку диаметров 3...5 мм класса Вр-I.

При конструировании колонн особое внимание обращают на длину заделки продольных стержней в стаканы фундаментов.

Глубина заделки колонн в стаканы фундаментов l должна обеспечить анкеровку продольной арматуры l_a , для чего выдерживают требование $l_a \geq 35d_a$ (где d_a — диаметр стержней рабочей арматуры). При колоннах прямоугольного сечения должно быть выполнено условие $l \geq h_k$, м, (где h_k — больший размер сечения колонны); при двухветвевых колоннах $l \geq 0,5 + 0,33h_k$, м (где h_k — больший габаритный размер колонны).

При наличии в ветви растягивающего усилия, кроме того, она должна быть проверена на сцепление бетона по плоскостям контакта с бетоном стакана.

При недостаточной длине анкеровки стержней предусматривают решения, обеспечивающие необходимую анкеровку продольных стержней (при-

варка поперечных стержней, установка шайб и т. д.).

Статический расчет железобетонных колонн сплошного сечения производится по схеме упругих брусев; двухветвевое сечения — как статически неопределенных многоярусных однопролетных рам с учетом перераспределения усилий, вызванных трещинообразованием и развитием неупругих деформаций.

Для определения усилий и подбора арматуры в двухветвевых колоннах рекомендуется пользоваться программой «Ли́ра-СМ», разработанной НИИАС (Киев), и расчет производить на ЭВМ СМ-14.

Определение приведенных жесткостей элементов колонн с учетом трещинообразования рекомендуется выполнять по программе «DEF», разработанной в Киевском Промстройпроекте.

Для приближенного расчета двухветвевых колонн допускается использовать метод «нулевых точек», при котором в расчетную схему колонны вводят условные шарниры.

Расчетные длины колонн l_0 при расчетной схеме эстакады, приведенной на рис. 7.4, принимают в соответствии с табл. 7.15.

Сечения прямоугольных колонн подбирают исходя из их работы на внецентренное сжатие, колонн, ближайших к температурному шву и наиболее удаленных от вертикальных связей, — на косое внецентренное сжатие, поскольку для них приобретают значение продольные усилия от перепада температур. Кроме того, расчет на косое внецентренное сжатие производят при железобетонных подкрановых балках, так как их опорное давление передается не по оси колонны.

Расчет на внецентренное сжатие рекомендуется выполнять по программе «КОКЭСТА», на косое внецентренное сжатие — по программе «KVS», определение ширины раскрытия трещин — по программе «ПАРМ» (программы разработаны в Киевском Промстройпроекте).

После подбора арматуры из условий несущей способности проверяют горизонтальный прогиб верхнего конца колонны и ширину раскрытия трещин в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84.

Прогибы колонн определяются методами строительной механики.

Расчет железобетонных колонн производят на усилия, возникающие в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа, а также действующие в процессе эксплуатации. Эти усилия определяют от действия собственного веса колонн с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1, но с учетом коэффициента динамичности, равным 1,4, а при транспортировании — 1,6. Класс бетона при этом на 30 % меньше, чем предусмотрено в проекте (исходя из отпускной прочности бетона, равной 70 % проектной). Вместе с тем допускается при расчете в эксплуатационной стадии повышать учитываемую в расчете прочность бетона на сжатие до 20 % против проектной за счет нарастания прочности бетона во времени.

Вертикальные связи по колоннам проектируют стальные двухветвевые, крестового типа (рис. 7.12). При двухветвевых колоннах ветви связей располагаются по оси ветви колонны, при прямоугольных колоннах — на расстоянии 100 мм от наружных граней колонны.

Стальные конструкции колонн проектируют в соответствии с требованиями главы СНиП II-23-81* (рис. 7.13). Колонны выполняют симметричными, сквозной конструкции с несущими вертикальными ветвями из широкополочных двутавров, раскрепленных раскосной решеткой. Рассчитывают их как шарнирно-стержневую систему. Если в стальной решетчатой колонне отношение высоты сечения пояса ветви к расстоянию между

кусственные (свайные) — СНиП 2.02.03-85, при этом расчет производится как для оснований фундаментов производственных зданий.

Особенностью открытых крановых эстакад является ограничение формы эпюры давления на грунт под подошвой фундаментов. Эпюры давления должны иметь трапециевидную форму с отношением $p_{\min} : p_{\max} \geq 0,25$, где $p_{\min}$ и $p_{\max}$ соответственно минимальное и максимальное давление на грунт.

Для эстакад под краны общего назначения грузоподъемностью не более 16 т, при расчетном сопротивлении основания $R \geq 0,15$ МПа допускается треугольная форма эпюры давления ($p_{\min} = 0$).

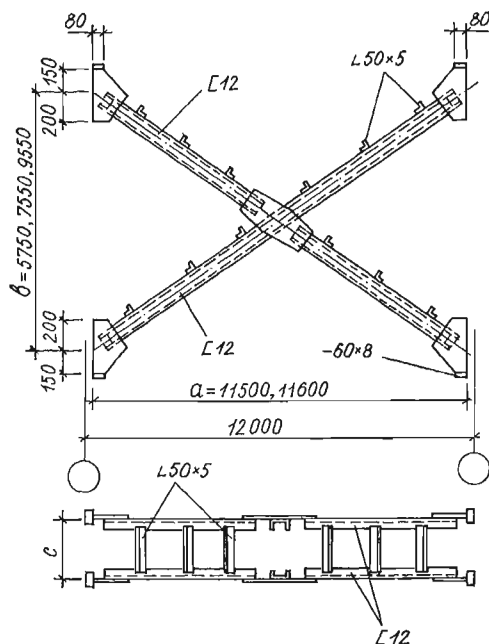


Рис. 7.12. Конструкция вертикальных связей по колоннам.

узлами превышает 1 : 10, то расчет производят с учетом жесткости узлов. Расстояние между осями ветвей колонн рекомендуется принимать не менее 1,5 м. Привязки к координационным осям и требования по ограничению деформаций сохраняются такими же, как для железобетонных колонн. Высота сечения траверсы для опирания подкрановой балки — 600...800 мм.

Передачу вертикальных нагрузок на фундамент рекомендуется осуществлять с помощью фрезерованных торцов ветвей, привариваемых к опорной плите башмака. Усилия растяжения и поперечные силы воспринимаются анкерными болтами, выпускаемыми из конструкции фундамента. Узел опирания стальной колонны на фундамент приведен на рис. 7.14. Расчет колонн должен быть выполнен на усилия, возникающие в стадии эксплуатации, а также транспортирования, монтажа.

Основания и фундаменты. Выбор типа основания производят с учетом местных условий и результатов инженерно-геологических изысканий, а также технико-экономического сопоставления вариантов.

Естественные основания рассчитывают в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83, ис-

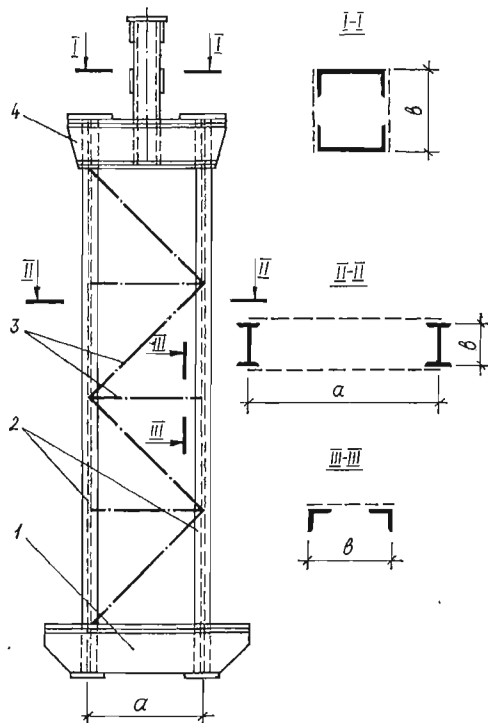


Рис. 7.13. Пример конструктивного решения стальной колонны:

1 — башмак; 2 — ветвь; 3 — решетка; 4 — траверса.

Расчет производится на комбинации нагрузок, создающих максимальную нормальную силу, при соответствующих ей изгибающих моментах (комбинация по $N_{\max}$), на максимальные изгибающие моменты и соответствующие им нормальные силы (комбинация $M_{\max}$), а также на минимальные нормальные силы и соответствующие им моменты (комбинация по $N_{\min}$).

Если нагрузка на пол эстакады от веса складываемых или перерабатываемых материалов, изделий и т. п. составляет более 0,05 МПа или вблизи эстакады расположены здания и сооружения, у которых активная зона деформируемого грунта под фундаментами накладывается на активную зону под фундаментами колонн эстакады, то

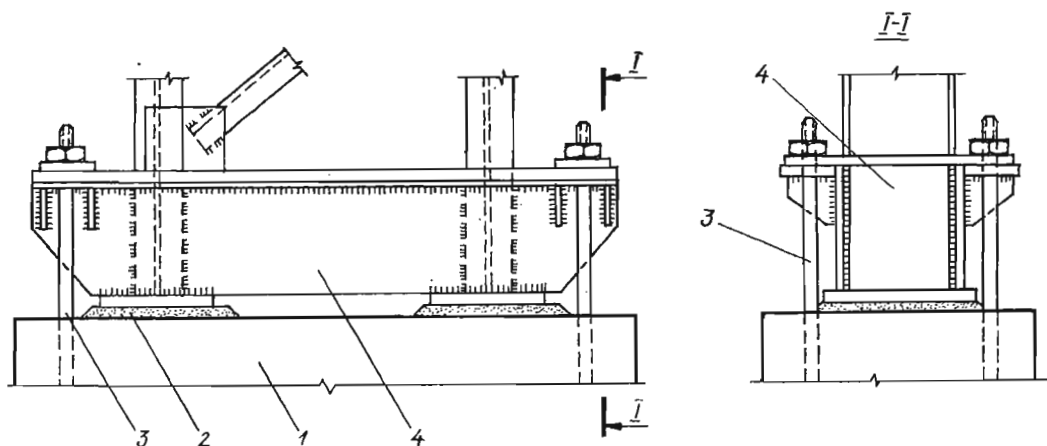


Рис. 7.14. Узел опирания стальной колонны на фундамент:

1 — железобетонный фундамент; 2 — подливка из цементного раствора; 3 — анкерные болты; 4 — стальной башмак.

деформация основания не должна вызывать дополнительную разности отметок головок крановых рельсов на соседних колоннах (вдоль и поперек эстакады) больше, чем на 20 мм, и изменения расстояния между крановыми рельсами больше, чем на 10 мм.

При проверке деформаций разность осадок колонн в одном ряду от суммарного воздействия

постоянной и крановой нагрузок не должна превышать значений, обуславливающих уклон путей крана более 0,004, а разность осадок колонн противоположных рядов в одном створе не должна превышать значений, обуславливающих уклон моста крана более 0,003.

Фундаменты под колонны эстакад проектируют железобетонными монолитными и столбчатыми прямоугольными в плане, с подошвой, развитой в плоскости действия максимальных изгибающих моментов от крановой нагрузки.

Фундаменты под железобетонные колонны проектируют стаканного типа, глубина стакана на 50 мм больше требуемой глубины заделки колонны для возможности выполнения цементной подливки, регулирующей положение колонны по высоте. Верх фундамента на 150 мм ниже уровня пола или планировочной отметки.

При стальных колоннах верх фундамента на 300 мм выше уровня пола или планировочной отметки земли. Для крепления колонн предусматривают анкерные болты. При заглублении подошвы фундаментов более 4 м от уровня пола эстакады в расчете учитывают отпор грунта, действующий на боковую поверхность фундамента, в соответствии со СНиП 2.09.03-85.

В случае значительной деформативности колонн эксплуатируемой эстакады в поперечном направлении при работе крана вследствие деформаций грунта допускается объединять колонны продольного ряда неразрезной балкой в уровне пола эстакады.

Комплекующие конструкции. К комплекующим конструкциям относятся посадочные площадки и лестницы. Посадочные площадки предусматривают на каждый кран, действующий на эстакаде (рис. 7.15). При многопролетных эстакадах рекомендуется располагать кабины кранов таким образом, чтобы с одной посадочной площадки на среднем ряду колонн обслуживались два крана, работающие в соседних пролетах.

В соответствии с Правилами по устройству и безопасной эксплуатации грузоподъемных механизмов разница уровней между верхом настила посадочной площадки и полом кабины крана

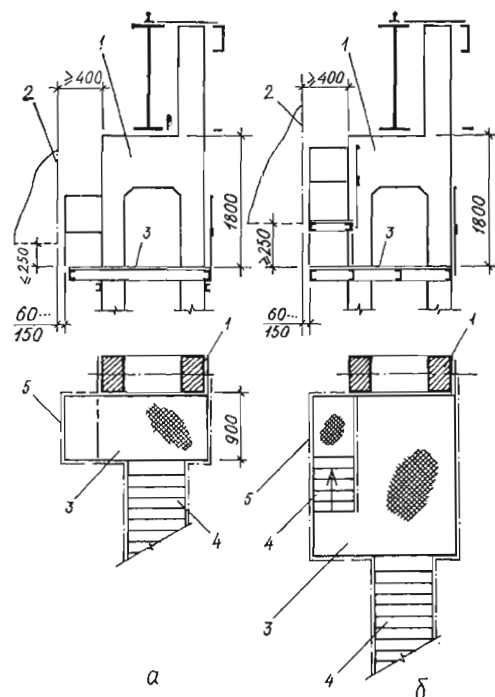


Рис. 7.15. Пример решения посадочных площадок:

а — в одном уровне; б — в двух уровнях; 1 — колонна; 2 — кабина крана; 3 — пол посадочной площадки; 4 — лестница; 5 — ограждение (съемная цепь).

должна быть не более 250 мм, расстояние от грани кабины крана до грани колонны — не менее 400 мм, зазор между кабиной и выступающей частью посадочной площадки в пределах 60...150 мм. Кроме того, расстояние по высоте от верха настила посадочной площадки до низа подкрановой балки должно обеспечивать возможность прохода человека, т. е. должно быть не менее 1800 мм. Настил посадочных площадок рекомендуется выполнять из того же материала, что и настил ходовых галерей. Несущими конструкциями посадочных площадок служат балки и кронштейны, привариваемые к закладным изделиям в колоннах.

Лестницы на ходовые галереи и посадочные площадки должны быть шириной не менее 600 мм, с двух сторон ограждены перилами и при длине марша более 6 м иметь промежуточную площадку. Лестницы проектируют стальными с углом наклона к горизонтали не более 60°, с использованием типовых конструкций серии 1.450.3-3, вып. 1. Располагают их в торце эстакады. При длине эстакады более 200 м предусматривают две лестницы.

7.5. Типовые конструкции

Типовые конструкции открытых крановых эстакад приведены в серии 3.013.9-1, которая заменит ранее действовавшую серию ИС 01-08/67. Серия 3.013.9-1 разработана в полном соответствии с указаниями и техническими решениями, приведенными в пп. 7.2...7.4 и в 1988 г. корректируется по новым нормативным документам. В серии приведены эстакады под краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 32 т, а также групп режима работы 6К, 7К (т) и под специальные грейферные и магнитно-грейферные грузоподъемностью 5...20 т, изготавливаемые по техническим условиям заводов.

Конструкции предназначены для применения в следующих условиях:

в географических районах СССР по скоростному напору ветра и по весу снегового покрова I...IV (для местности типа А);

при расчетной температуре наружного воздуха (средней температуры воздуха наиболее холодной пятидневки) до минус 40 °С включительно;

для сейсмических районов и районов с расчетной сейсмичностью 7 и 8 баллов;

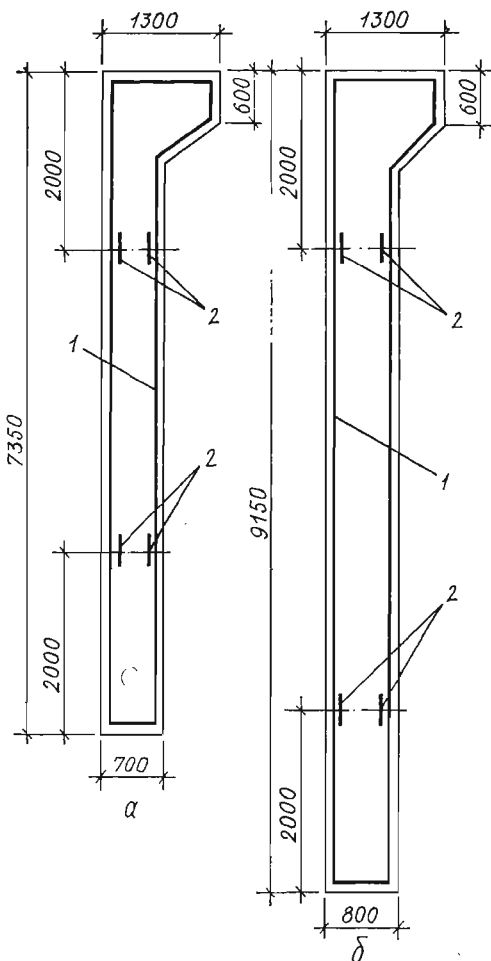


Рис. 7.16. Колонны крайних рядов эстакад прямоугольного сечения:

а — 1К7 сечением 400 × 700 мм; б — 2К9 сечением 400 × 800 мм; 1 — арматурный каркас; 2 — монтажные петли.

Таблица 7.16. Номенклатура колонн прямоугольного сечения

Марка колонны	Класс (марка) бетона по прочности на сжатие	Расход на колонну		Масса колонны, т	Марка колонны	Класс (марка) бетона по прочности на сжатие	Расход на колонну		Масса колонны, т
		бетона, м³	стали, кг				бетона, м³	стали, кг	
1К7-1	B25 (300)		246...291		2К9-1	B25 (300)		283...329	
1К7-2	B30 (400)		246...291		2К9-2, 2К9-3	B30 (400)	3,1	325...370	7,8
1К7-3	B30 (400)	2,3	279...325	5,8	2К9-4	B40 (500)		458...503	
1К7-4	B30 (400)		333...378		2К9-5	B40 (500)		532...578	
1К7-5	B40 (500)		449...494						

Примечания: 1. Расход стали указан с закладными изделиями и изменяется в зависимости от материала подкрановых балок, а также наличия или отсутствия вертикальных связей, прикрепляемых к рассматриваемой колонне.

2. Индексы, характеризующие плотность бетона и различия по закладным частям, опущены.

Рис. 7.17. Двухветвевые колонны эстакад:

А — крайних рядов; Б — средних рядов; а — 1КД9; б — 1КД12; в — 2КД12; г — 3КД7; д — 3КД9; е — 3КД12; 1 — арматурный каркас колонны; 2 — арматурный каркас оголовка; 3 — монтажные петли.

при неагрессивной и слабоагрессивной степени воздействия газовой среды;

для производств, допускающих перерывы в работе кранов.

Разработка фундаментов предусматривается в реальном проекте на основании указаний и усилий, приведенных в серии.

Конструкции подкрановых балок применяют без внесения в них каких-либо изменений по се-

риям: стальные — 1.426.2-3; железобетонные — 1.424.1-4.

Железобетонные колонны приняты прямоугольного сечения для колонн крайних рядов при высоте эстакады 7,55 м при кранах грузоподъемностью 5...20 т и 9,35 м при кранах грузоподъемностью 5...16 т. Во всех остальных случаях колонны двухветвевые.

Марки колонн состоят из буквенных и цифровых индексов. Первый цифровой обозначает номер типоразмера поперечного сечения колонны; следующий за ним буквенный характеризует тип конструкции (К — колонны прямоугольного сечения, КД — колонны двухветвевые); последующие цифровые индексы — округленную высоту

Т а б л и ц а 7.17. Номенклатура двухветвевых колонн

Марка колонны	Класс (марка) бетона по прочности на сжатие	Расход на колонну		Масса колонны, т	Марка колонны	Класс (марка) бетона по прочности на сжатие	Расход на колонну		Масса колонны, т
		бетона, м³	стали, кг				бетона, м³	стали, кг	
1КД9-1	B30 (400)	3,2	443...493	8	3КД7-3	B25 (300)	4,5	540...558	11,25
1КД9-2	B30 (400)	3,2	560...610	8	3КД9-1,				
1КД12-1	B25 (300)	3,9	521...571	9,8	3КД9-2	B25 (300)	5,4	612...641	13,5
1КД12-2	B30 (400)	3,9	521...571	9,8	3КД9-3	B30 (400)	5,5	648...716	13,5
1КД12-3	B30 (400)	3,9	597...643	9,8	3КД9-4	B30 (400)	5,5	767...772	13,5
1КД12-4	B30 (400)	3,9	660...710	9,8	3КД9-5	B30 (400)	5,5	863...890	13,5
2КД12-1	B30 (400)	4,4	595...645	10,9	3КД12-1	B30 (400)	6,4	717...745	16
2КД12-2	B40 (500)	4,4	863...902	10,9	3КД12-2	B30 (400)	6,4	781...810	16
2КД12-3	B40 (500)	4,4	1001...1040	10,9	3КД12-3	B30 (400)	6,4	890...908	16
3КД7-1	B25 (300)	4,5	441...478	11,25	3КД12-4	B30 (400)	6,4	1032...1038	16
3КД7-2	B25 (300)	4,5	460...489	11,25	3КД12-5	B30 (400)	6,4	1170...1209	16

Примечание. Индексы, характеризующие плотность бетона и различия по закладным частям, опущены.

Т а б л и ц а 7.18. Ключ для подбора марок колонн при стальных подкрановых балках

Шифр эстакады	Железобетонные конструкции			
	колонна крайняя		колонна средняя	
	рядовая К1	связевая К2, К5	рядовая К3	связевая К4, К6
18-7,6-5с; 24-7,6-5с; 30-7,6-5с; 18-7,6-5т; 24-7,6-5т; 30-7,6-5т; 18-7,6-10с; 24-7,6-10с; 30-7,6-10с; 18-7,6-10т; 24-7,6-10т; 30-7,6-10т	1К7-1-1	1К7-1-3	3КД7-1-1	3КД7-1-3
18-7,6-16с; 24-7,6-16с; 30-7,6-16с; 18-7,6-16т; 24-7,6-16т; 30-7,6-16т	1К7-4-1	1К7-4-3	3КД7-2-1	3КД7-2-3
18-7,6-20с; 24-7,6-20с; 30-7,6-20с; 18-7,6-20т; 24-7,6-20т; 30-7,6-20т	1К7-5-1	1К7-5-3	3КД7-3-1	3КД7-3-3
18-9,4-10с; 24-9,4-10с; 30-9,4-10с; 18-9,4-10т; 24-9,4-10т; 30-9,4-10т	2К9-2-1	2К9-2-3	3КД9-1-1	3КД9-1-3
18-9,4-16с; 24-9,4-16с; 30-9,4-16с; 18-9,4-16т; 24-9,4-16т; 30-9,4-16т	2К9-5-1	2К9-5-3	3КД9-2-1	3КД9-2-3
18-9,4-20с; 24-9,4-20с; 30-9,4-20с; 18-9,4-20т; 24-9,4-20т; 30-9,4-20т	1КД9-1-1	1КД9-1-3	3КД9-3-1	3КД9-3-3
18-9,4-32с; 24-9,4-32с; 30-9,4-32с; 18-9,4-32т; 24-9,4-32т; 30-9,4-32т	1КД9-2-1	1КД9-2-3	3КД9-5-1	3КД9-5-3
18-11,8-10с; 24-11,8-10с; 30-11,8-10с; 18-11,8-10т; 24-11,8-10т; 30-11,8-10т	1КД12-2-1	1КД12-2-3	3КД12-1-1	3КД12-1-3

Шифр эстакады	Железобетонные конструкции			
	колонна крайняя		колонна средняя	
	рядовая К1	связевая К2, К5	рядовая К3	связевая К4, К6
18-11,8-16с; 24-11,8-16с; 30-11,8-16с; 18-11,8-16т; 24-11,8-16т; 30-11,8-16т	1КД12-4-1	1КД12-4-3	3КД12-2-1	3КД12-2-3
18-11,8-20с; 24-11,8-20с; 30-11,8-20с; 18-11,8-20т; 24-11,8-20т; 30-11,8-20т	2КД12-1-1	2КД12-1-3	3КД12-3-1	3КД12-3-3
18-11,8-32с; 24-11,8-32с; 30-11,8-32с; 18-11,8-11т; 24-11,8-32т; 30-11,8-32т	2КД12-3-1	2КД12-3-3	3КД12-5-1	3КД12-5-3

Примечания: 1. В шифре эстакады первая цифра обозначает пролет, вторая — отметку головки кранового рельса (номинальную величину), третья — грузоподъемность крана, т, и буквенный индекс — режим работы крана. 2. В ключах для подбора марок колонн (табл. 7.18 и 7.19) последние цифровые индексы, характеризующие закладные изделия, обозначают: 1 — закладные изделия для крепления стальных подкрановых балок и оголовков колонн; 2 — то же, железобетонных подкрановых балок; 3 — закладные изделия для крепления стальных подкрановых балок и оголовков колонн, а также вертикальных связей; 4 — то же, при железобетонных подкрановых балках.

Таблица 7.19. Ключ для подбора марок колонн при железобетонных подкрановых балках*

Шифр эстакады	Железобетонные конструкции			
	колонна крайняя		колонна средняя	
	рядовая К1	связевая К2, К5	рядовая К3	связевая К4, К6
18-7,6-5с; 24-7,6-5с; 30-7,6-5с; 18-7,6-10с; 24-7,6-10с; 30-7,6-10с	1К7-1-1	1К7-1-4	3КД7-1-2	3КД7-1-4
18-7,6-16с	1К7-4-2	1К7-4-4	3КД7-2-2	3КД7-2-4
24-7,6-16с; 30-7,6-16с	1К7-4-2	1К7-4-4	3КД7-2-2	3КД7-2-4
18-7,6-20с; 24-7,6-20с; 30-7,6-20с	1К7-5-2	1К7-5-4	3КД7-3-2	3КД7-3-4
18-9,4-10с; 24-9,4-10с; 30-9,4-10с	2К9-2-2	2К9-2-4	3КД9-1-2	3КД9-1-4
18-9,4-16с; 24-9,4-16с; 30-9,4-16с	2К9-5-2	2К9-5-4	3КД9-2-2	3КД9-2-4
18-9,4-20с; 24-9,4-20с; 30-9,4-20с	1КД9-1-2	1КД9-1-4	3КД9-3-2	3КД9-3-4
18-9,4-32с; 24-9,4-32с; 30-9,4-32с	1КД9-2-2	1КД9-2-4	3КД9-5-2	3КД9-5-4
18-11,8-10с; 24-11,8-10с; 30-11,8-10с	1КД12-2-2	1КД12-2-4	3КД12-1-2	3КД12-1-4
18-11,8-16с; 24-11,8-16с; 30-11,8-16с	1КД12-4-2	1КД12-4-4	3КД12-2-2	3КД12-2-4
18-11,8-20с; 24-11,8-20с; 30-11,8-20с	2КД12-1-2	2КД12-1-4	3КД12-3-2	3КД12-3-4
18-11,8-32с; 24-11,8-32с; 30-11,8-32с	2КД12-3-2	2КД12-3-4	3КД12-5-2	3КД12-5-4

* См. примечания к табл. 7.18.

колонны, м, и порядковый номер, определяющий ее несущую способность; при применении колонны в агрессивной среде, где требуется бетон повышенной плотности, добавляется буквенный индекс П; последний цифровой индекс характеризует различия по закладным деталям: Так например, марка колонн 2К9-2-П обозначает колонну прямоугольного сечения второго типоразмера (400 × 800 мм), длиной 9350 мм, второй марки по несущей способности, повышенной коррозионной стойкости с закладными изделиями для крепления стальных подкрановых балок и оголовка.

Габаритные размеры типовых прямоугольных колонн представлены на рис. 7.16, их номенкла-

тура — в табл. 7.16; габаритные размеры типовых двухветвевых колонн — на рис. 7.17, их номенклатура — в табл. 7.17, ключ для подбора марок колонн — в табл. 7.18, 7.19.

В типовых колоннах предусмотрены закладные изделия для крепления подкрановых балок (различные для стальных и железобетонных балок), стальных оголовков колонн крайних рядов, вертикальных связей. При привязке проекта добавляют закладные изделия для крепления посадочных площадок и коммуникаций (при необходимости).

Пользуясь ключами, приведенными в вып. 0, и рабочими чертежами вып. 1 и 2, подбирают

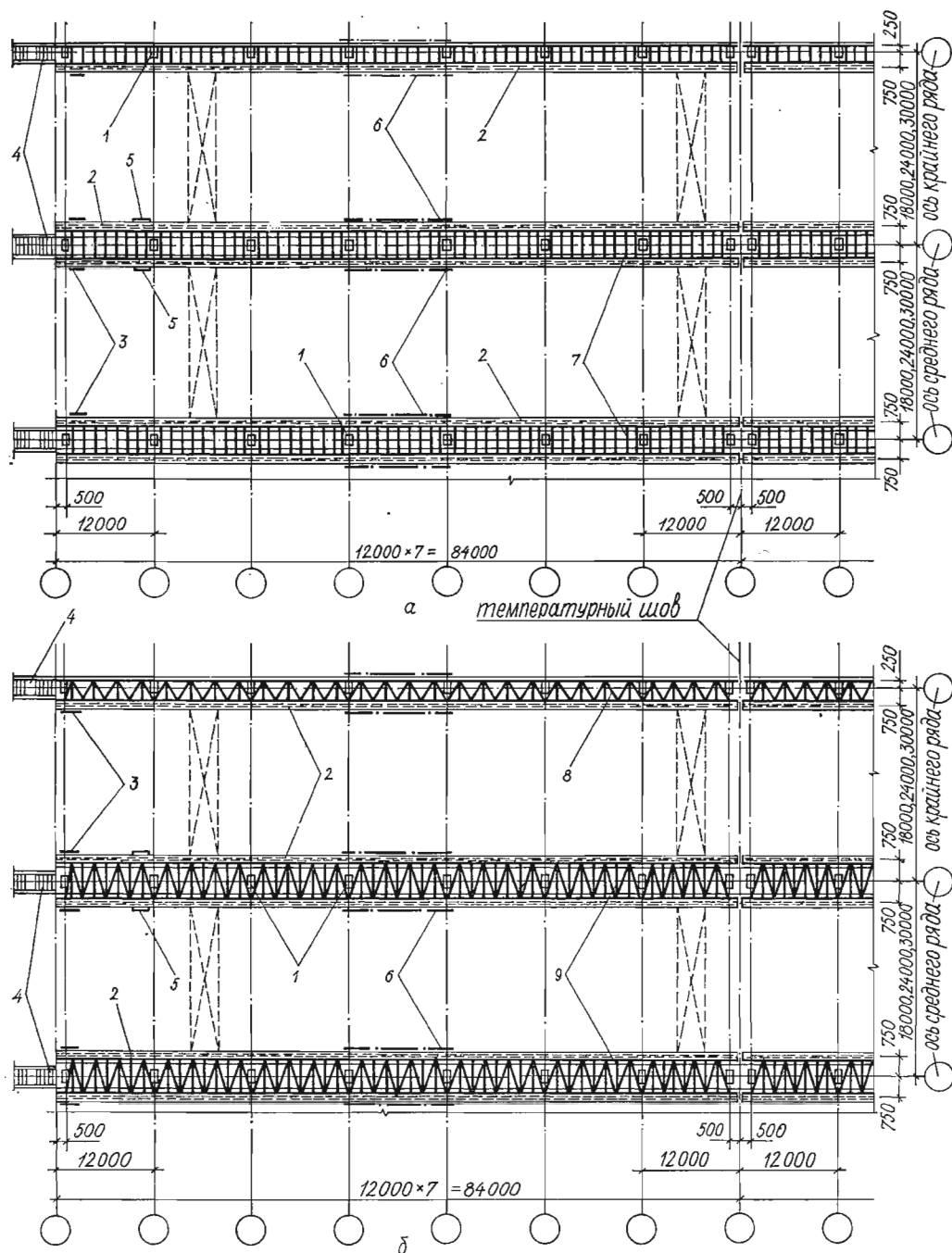


Рис. 7.18. Схема расположения элементов двухпролетной эстакады:

а — с железобетонными подкрановыми балками; б — со стальными подкрановыми балками; 1 — колонна; 2 — подкрановая балка; 3 — крановый упор; 4 — лестница; 5 — посадочная площадка; 6 — вертикальные связи по колоннам; 7 — элементы ходового настила; 8, 9 — тормозная ферма соответственно среднего и крайнего рядов.

требуемые марки колонн и выдают рабочие чертежи заводу-изготовителю. Стальные конструкции вып. 3 выполняют на стадии КМ и до их изготовления должны быть разработаны конструкторским бюро завода-изготовителя чертежи марки КМД.

В вып. 3 приведены схема расположения стальных элементов и следующие стальные конструкции эстакад: тормозные фермы по крайним и средним рядам колонн при стальных подкрановых балках; элементы, несущие ходовой настил по крайним и средним рядам колонн при железобетонных подкрановых балках; стальные оголовки колонн крайних рядов; вертикальные связи по колоннам; лестницы на ходовой настил и перильное ограждение.

Ходовой настил принят деревянным, узлы решения настила приведены в вып. 0.

При разработке с использованием типовой серии 3.013.1... проекта открытой крановой эстакады следует: составить схемы расположения железобетонных элементов и стальных конструкций эстакады, пользуясь материалами вып. 0 и 3 (рис. 7.18); выполнить план фундаментов и их рабочие чертежи, пользуясь усилиями на фундаментах, приведенными в вып. 0; на основании данных о фактически устанавливаемых кранах разработать чертежи посадочных площадок и добавить закладные изделия для их крепления к колоннам.

8. РАЗГРУЗОЧНЫЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫЕ ЭСТАКАДЫ

8.1. Общие сведения

Разгрузочные эстакады с железнодорожными путями (колея 1520 мм) широко применяют на складах руды, топлива и инертных строительных материалов, привозимых в саморазгружающихся вагонах, а также в составе цехов по переработке сыпучих навалочных грузов, а также складов минеральных удобрений.

При переработке грузов в обязательном порядке предусматривают средства комплексной механизации погрузочно-разгрузочных работ. По пожарной опасности технологического процесса эстакады могут входить в состав цехов, относящихся к категории производств В и в таком случае огнестойкость их конструкций должна быть I степени.

Рельеф территории застройки спокойный, отвод поверхностных вод с площадки организуется вертикальной планировкой открытым способом.

При размещении эстакад в составе открытых цехов и складов предусматривают санитарно-защитные зоны и учитывают направление господствующих ветров в районе осуществления строительства.

Основные положения по проектированию изложены в СНиП 2.09.03-85.

Эстакады выполняют тупиковыми и проходными, в конце тупиковых необходим путевой упор.

Железнодорожные пути на разгрузочных эстакадах располагают в продольном профиле на горизонтальной площадке и в плане на прямом участке; при технико-экономическом обосновании допускается прокладка пути на кривых участках с учетом требований СНиП 2.05.07-85. Следует обеспечивать водоотвод и, в необходимых случаях, предусматривать твердое покрытие в зоне первичного штабеля.

Высоту эстакады (расстояние от головки рельсов на эстакаде до планировочной отметки земли) принимают равной 1,8; 3; 6; 9 м, допускаются другие высоты, если это требуется по местным условиям строительства и заданным объемам

разгружаемого сыпучего материала. Длину эстакады определяют в соответствии с технологическими расчетами и условиями строительства.

Подпорные стены высотой до 3 м проектируют в виде бетонных блоков или из железобетонных элементов, располагаемых с обеих сторон железнодорожного пути, связанных между собой, с заполнением пространства между ними утрамбованным дренирующим материалом. Эстакады высотой более 3 м проектируют балочной конструкции с железобетонными монолитными или сборными опорами с шагом 12 м и стальными или сборными предварительно напряженными железобетонными пролетными строениями.

По условиям самоочистки и надежности в эксплуатации верхнее строение железнодорожного пути на эстакадах принимают усиленной конструкции, предусматривая защитные мероприятия для его элементов, а также беспрепятственную замену их при ремонтных работах.

Эстакады высотой до 3 м оборудуют передвижными обслуживающими площадками, 3 м и более — стационарными. Эстакады, предназначенные для разгрузки только вагонов-самосвалов, оборудуют обслуживающей площадкой, располагаемой со стороны, противоположной разгрузке, параметры их выбирают в зависимости от типа разгружаемых вагонов с учетом удобства работы и соблюдения техники безопасности.

При использовании электропневматической дистанционной системы управления разгрузкой вагонов-самосвалов эстакады проектируют без площадок обслуживания.

Для обслуживания и ремонта эстакады по ее концам располагают стальные лестницы шириной не менее 0,7 м с уклоном не более 60° и ограждениями по ГОСТ 23120—78.

При тяжелом режиме работы конструкции эстакад (разгрузка материала кусками весом более 0,5 кН, с температурой более 50 °С, химически активных) предусматривают мероприятия по механической, антикоррозийной и термической защите элементов конструкции эстакады.

8.2. Конструктивные решения

Высота эстакады определяет ее конструктивное решение в виде плитной (блочной) или балочной конструкции.

Эстакады плитной (блочной) конструкции или так называемые засыпные представляют собой две наклонные подпорные стенки, расположенные по обеим сторонам пути, связанные между собой железобетонными поперечными рамами (рис. 8.1). В пределах одной секции плиты длиной 3 м расположены две рамы. Засыпаемое пространство между стенками (песок, шлак) служит основанием под верхнее строение пути. Балластный слой отсыпают из щебня или гравия. Секции монтируют из двух однотипных стеновых плит с ребрами и двух диафрагм — рам из железобетона класса В20 для эстакад высотой 1,8 м и класса В25 при высоте 3 м. Арматура классов А-III и А-I. Плиты соединяют сваркой и накладками из арматуры, располагаемыми во всех швах, кроме температурных, устраиваемых не реже чем через 30 м. Швы между секциями законопачивают паклей, пропитанной битумом.

К верхней части плит на болтах прикрепляют съемные железобетонные бруссы, которые предохраняют плиту от ударов разгружаемого материала и позволяют производить частичную смену шпал без разболчивания стыков рельсов.

С тупикового конца эстакады устанавливают стеновую плиту или делают откос в пределах крайней секции. Если разгружаемые материалы могут повредить железобетонные конструкции, с наружной стороны по фронту разгрузки эстакаду футеруют металлом. Чтобы предупредить выдавливание грунта из-за боковых плит при возможных случайных подкопах механизмами, плиты заглубляют ниже планировочной отметки грунта на 0,7...0,8 м. Внутренние поверхности эстакад перед засыпкой грунтом покрывают двумя слоями горячего битума.

Железобетонные конструкции эстакад рассчитаны на изготовление в заводских и полигонных условиях в металлической или деревянной опалубке; армируют их плоскими сварными каркасами и сетками. Размеры элементов принимают из условия перевозки конструкций как по железной дороге, так и на автомобилях.

Балочные эстакады высотой 6 и 9 м проектируют с разрезными балочными пролетными строениями на опорах-стойках (рис. 8.2).

Пролетные строения состоят из двух балок тав-

рового сечения, соединенных между собой по верхнему поясу горизонтальными связями. Балки выполняют стальными или из предварительно напряженного железобетона (рис. 8.3). Опоры пролетных строений представляют собой двухветвевые колонны (рис. 8.4), жестко заделываемые в фундаменты стаканного типа. Часть колонны выше ригеля, на который опираются балки пролетного строения, имеет прямоугольное сечение и служит опорой для фермы горизонтальных связей пролетного строения. Балки пролетного

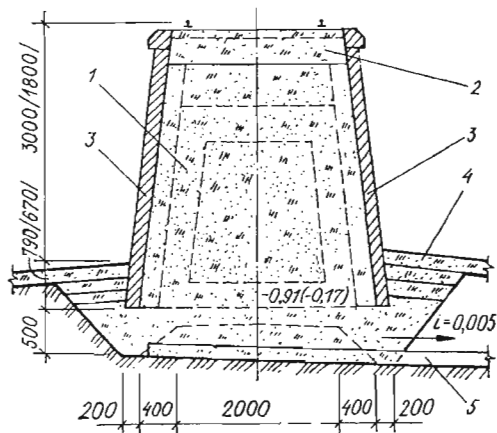


Рис. 8.1. Плитная эстакада:

1 — железобетонная рама; 2 — щебеночный балластный слой; 3 — наклонные подпорные стенки; 4 — основание под эстакаду из плотно утрамбованного щебня; 5 — дренажная труба

строения опирают на колонны через опорные части тангенциального типа, подвижные на одном конце балки и неподвижные на другом.

Опалубочные размеры и армирование колонн устоя и промежуточных опор одинаковы. Отличаются колонны отсутствием или наличием верхней прямоугольной части и закладными деталями. Шкафное устройство устоя бетонируют по месту. Фундаменты приняты монолитными или сборными в зависимости от условий строительства. Если устраивают двоянные эстакады, фундамент под промежуточные опоры делают общим под обе эстакады; размеры его вдоль эстакады сохраняют такими же, как и при устройстве одиночной

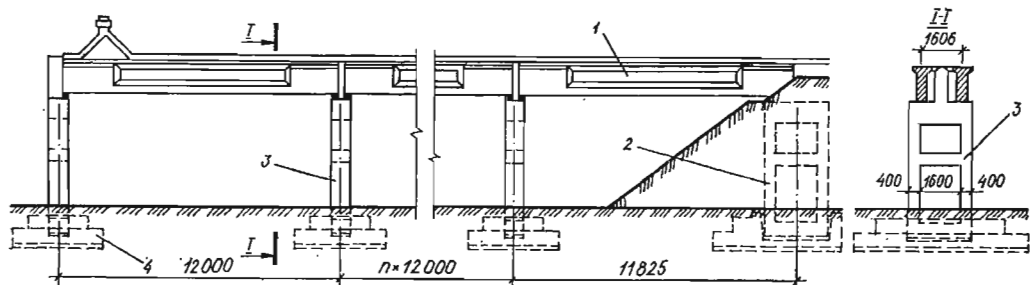


Рис. 8.2. Разгрузочная эстакада с балочными пролетными строениями:

1 — пролетное строение; 2 — колонна устоя; 3 — колонна промежуточной опоры; 4 — фундамент колонны

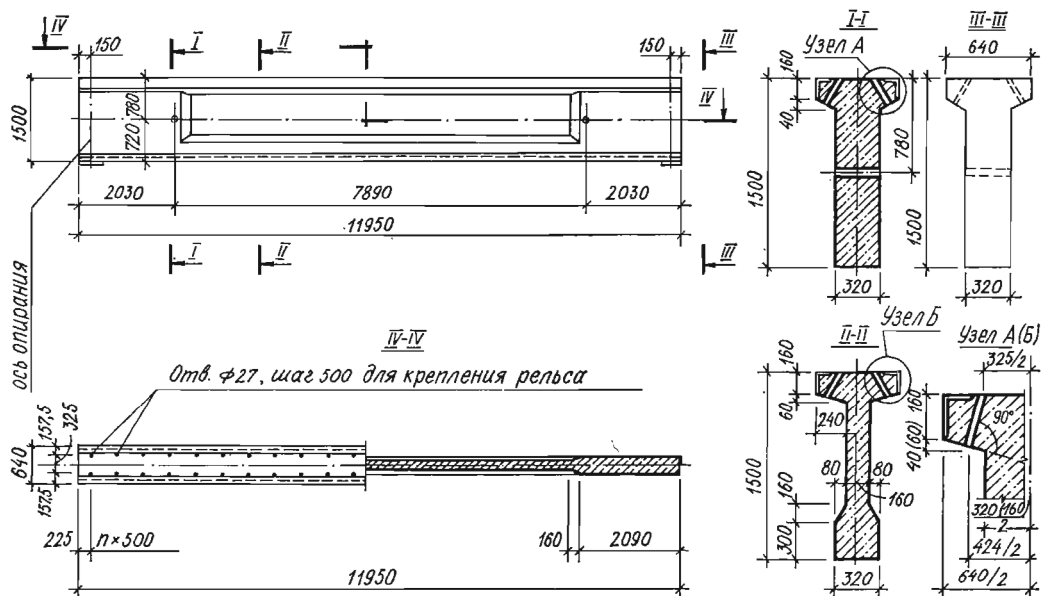


Рис. 8.3. Пролетное строение длиной 12 м (размеры в скобках для узла Б).

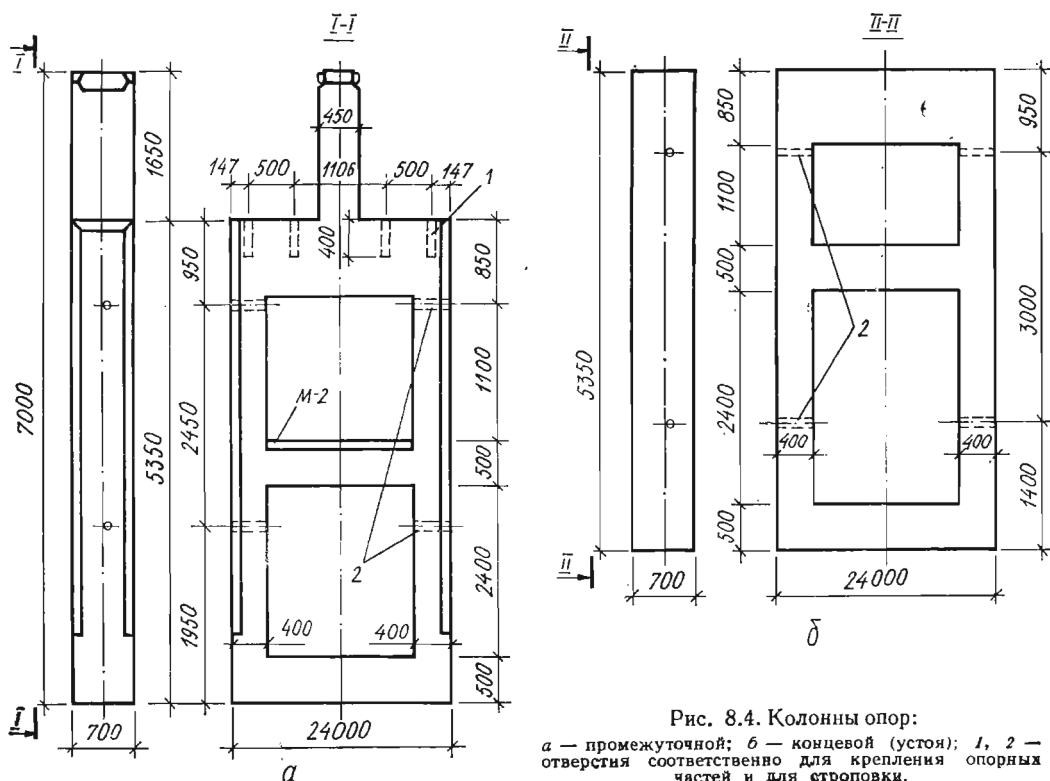


Рис. 8.4. Колонны опор:

а — промежуточной; б — концевой (устоя); 1, 2 — отверстия соответственно для крепления опорных частей и для строповки.

эстакады, а длину поперек эстакады увеличивают на 4,5 м, т. е. на размер междупутья.

В зависимости от вида конструкции, ее армирования и условий работы выбирают бетон, соответствующий требованиям СНиП 2.05.03-84, но не ниже класса В20. Марку стали для арматуры, устанавливаемой по расчету, в зависимости от условий работы элементов конструкции и средней температуры наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства принимают также по СНиП 2.05.03-84.

8.3. Расчет

Эстакады рассчитывают в соответствии с требованиями СНиП 2.05.03-84 на нормативные временную вертикальную (СК) при $K = 14$ и горизонтальную поперечную нагрузки от ударов подвижного состава в зависимости от расчетной скорости движения по эстакаде.

При обращении и разгрузке на эстакаде вагонов-самосвалов дополнительно рассчитывают на нагрузку от них в момент разгрузки, принимая нормативное значение вертикального давления на упорный рельс — 80, а на рельс, противоположный направлению выгрузки, — 20 % от полной временной вертикальной нагрузки. Нормативная горизонтальная сила поперечного удара, приложенная к головке упорного рельса, при этом принимается 20 % от временной вертикальной на упорный рельс. Расчетное значение вертикального давления и горизонтальной силы поперечного удара принимается с коэффициентом надежности по нагрузке 1,25. При этом расчетная горизонтальная нагрузка на противоположный рельс равна нулю.

Эстакады массивные (блочные) или из подпорных стен с засыпкой рассчитывают без учета динамического коэффициента.

Элементы пролетных строений и опор эстакад рассчитывают с учетом динамического коэффициента, принимаемого для вагонов-самосвалов в момент разгрузки 1,1 к вертикальному давлению на упорный рельс; для остальных видов подвижного состава согласно требованиям СНиП 2.05.03-84, при этом его значение может быть уменьшено в зависимости от скорости движения по эстакаде, но не менее 1,1.

8.4. Типовые решения

Разгрузочные железнодорожные эстакады для складов минеральных удобрений высотой 3; 4,5; 6 и 7,5 м по серии 3.014.1-2 предназначены для подачи железнодорожных вагонов моделей 11-715 и 11-74С в склады минеральных удобрений с последующей их соответственно донной и боковой разгрузкой.

Конструкция эстакад разработана для расположения на прямом участке пути в плане и на площадке в профиле применительно к условиям эксплуатации в среде среднеагрессивной степени воздействия на металл, бетон и железобетон.

Конструкции (см. таблицу) монтируют в соответствии с проектом производства работ, разрабатываемом для конкретных объектов строительства с обычными инженерно-геологическими усло-

виями. Расчетная температура наружного воздуха — 30°, климатические районы СССР — II, III.

Временная нагрузка — эквивалентная перспективного восьмисоснового полувагона габарита Т с нагрузкой 125 кН/м.

Эстакады (рис. 8.5) выполняются из секций I, n и II.

Длина определяется количеством средних секций n с шагом опор 6 м для эстакад высотой 3 и 4,5 м, 12,26 м для эстакад высотой 6 и 7,5 м. Секция I состоит из одной крайней опоры ОП.1, одной промежуточной ОП.n и пролетного строения ПС; секция n — из одной промежуточной опоры ОП.n и пролетного строения ПС, секция II — из одной крайней опоры ОП.2 и пролетного строения ПС.

Крайние и промежуточные опоры эстакад высотой 3 и 4,5 м запроектированы сборными с применением железобетонных плит по серии 1.112-5 и бетонных блоков по ГОСТ 13579-78; высотой 6 и 7,5 м — сборными железобетонными с применением конструкций по серии 501-259 и 501-260. Пролетные строения длиной 5,95 и 12,2 м — ребристые двухблочные длиной 5,95 м устанавливаются на плоские металлические опорные части высотой 65 мм, длиной 12,2 м — на металлические тангенциальные высотой 200 мм по серии 3.501.1-129.

Конусы земляного полотна отсыпаются из дризирующего грунта и укрепляются сборными бетонными плитами по серии 501-203. Для обслуживания вагонов, маневрового устройства и эстакады приняты металлические двусторонние тротуары шириной 0,7 м с перилами. В секциях I, 2 предусмотрены лестницы — в начале I две бетонные, в конце 2 одна металлическая.

Бетон элементов эстакад — класса В25, омоноличивания стыков — класса В30, по водонепроницаемости — не ниже В6. Для приготовления бетона применяют сульфатостойкий портландцемент, отвечающий требованиям ГОСТ 22266—76*.

Элементы эстакад армируют стержнями периодического профиля из стали класса А-II и гладкими круглыми из стали класса А-I по ГОСТ 5781—82.

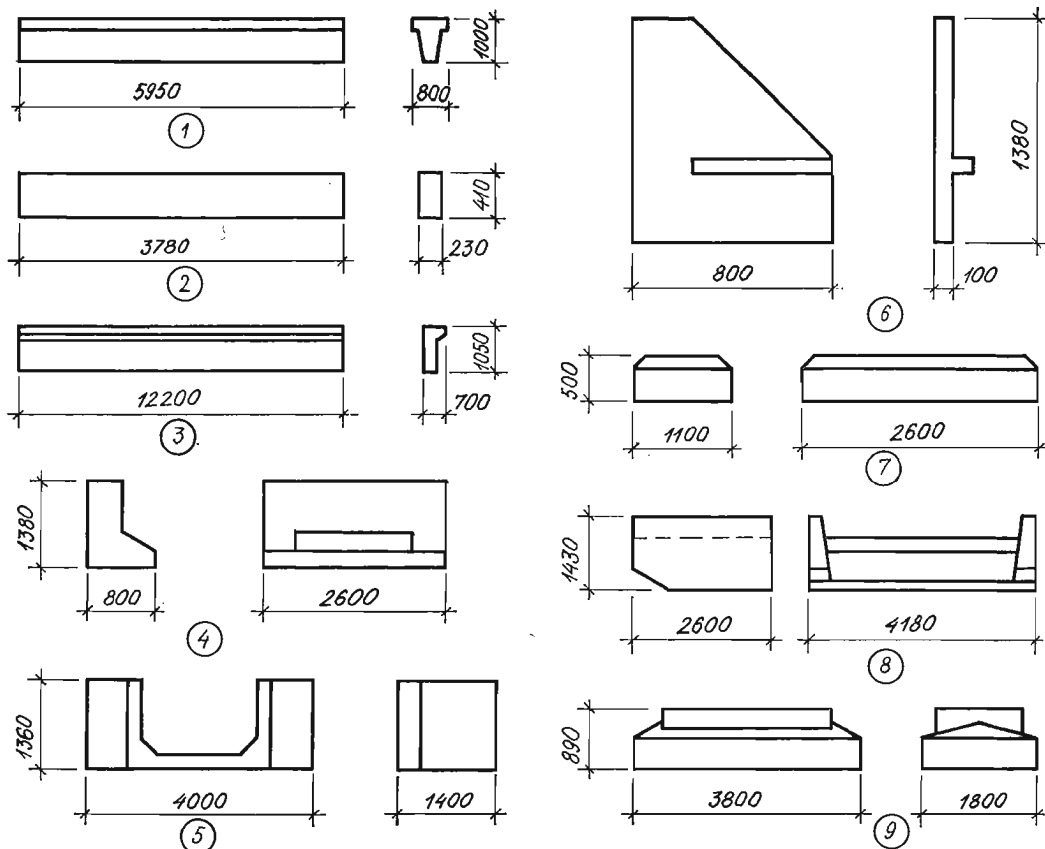
В типовых проектных решениях 709-09-29.84 «Открытый цех по переработке сыпучих навалочных грузов» в зависимости от высоты эстакад разработаны их типы:

I — 1,8 м, из сборных бетонных блоков; II, III — 1,8 и 3 м, из сборных железобетонных конструкций индивидуального изготовления; IV — 3 м блочные.

Сооружение предназначено для приема, хранения и выдачи каменного угля и других нерудных материалов (песок, щебень, гравий).

Эстакада из сборных бетонных блоков тип I (рис. 8.6, а) запроектирована высотой 1,8 м из стеновых бетонных блоков класса В15 по ГОСТ 13579—78*, фундаменты — из сборных железобетонных плит серии 1.112-5, уложенных по щебеночному основанию толщиной 30 см. Крепление блоков к фундаментам осуществляется анкерами, проходящими через отверстия в блоках, с последующим их замоноличиванием раствором марки 200.

Для устройства самозачистки пути поверх несущей конструкции эстакады устанавливают сборный железобетонный ребристый блок индивидуального изготовления 2,4 × 2 × 0,75 м.



Номенклатура сборных железобетонных изделий по серии 3.014.1-2

Схема	Марка изделия	Расход					Масса, т
		бетона, м³	стали, кг				
			А-I	А-II	Закладные детали	Итого	
Эскиз 1	БКНБ-40 ^а	1,66	20,43	543,2	241,78	805,41	4,2
Эскиз 2	БС-I	0,36	8,6	20,76	3,44	32,80	0,88
Эскиз 3	БПС-I	7,2	144,1	1871,0	270,36	2285,5	18,0
Эскиз 4	БД I	1,11	40,64	49,04	—	89,68	2,78
Эскиз 5	Ш I	1,264	41,26	111,5	51,2	203,96	3,16
Эскиз 6	Т I	0,092	13,0	—	—	13,0	0,23
Эскиз 7	ПБ I	1,43	15,2	64,56	6,32	86,07	3,58
Эскиз 8	ШЗ ^а	4,0	76,4	605,6	37,28	719,30	10,0
Эскиз 9	Н2 ^а	4,6	334,9	596,8	6,42	938,02	11,5

Конструкция блока позволяет использовать его в качестве основания для укладки рельса. Крепление рельса стандартного типа КБ в соответствии с ВСН 94-77. Пространство между стенами эстакады засыпается дренирующим грунтом.

Вся эстакада разделена на секции длиной 24 м деформационно-температурными швами.

Эстакада из сборных железобетонных конструкций индивидуального изготовления (рис. 8.6, б) типа II, III разработана для двух высот 1,8 и 3 м.

Для эстакады применяются два вида фундаментных блоков — промежуточные и концевые и рельс рамного типа. Фундаментные блоки устанавливают на щебеночную подготовку толщиной 30 см. Для предотвращения сдвига блоков относительно друг друга их на уровне подошвы соединяют между собой металлическими штырями, которые после установки приваривают к торцам металлических шайб. К рамному рельсу РЭ1 крепится железнодорожный рельс креплением КБ.

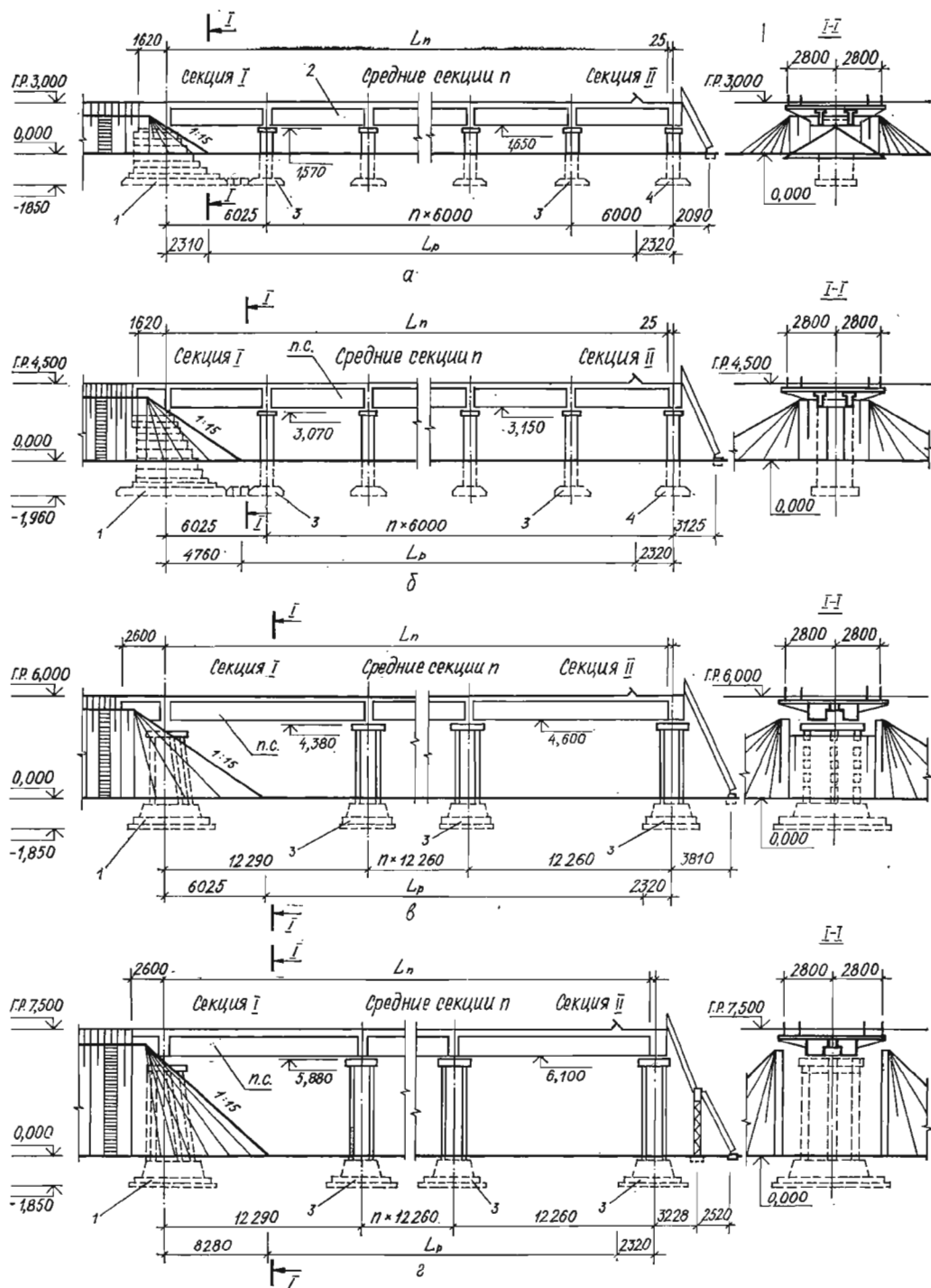


Рис. 8.5. Схемы эстакад по серии 3.014.1-2 высотой:

а — 3 м; б — 4,5 м; в — 6 м; г — 7,5 м; 1, 4 — крайняя опора соответственно ОП.1, ОП.2; 2 — пролетное строение ПС; 3 — промежуточная опора ОП.п; L_n , L_p — длина эстакады соответственно полная и рабочая.

Исходные данные для разработки конструкций галерей:

технологическое задание, в котором приводят необходимые для проектирования сведения;
генеральный план с нанесенными на него всеми надземными и подземными инженерными коммуникациями.

В зависимости от принятых объемно-планировочных и конструктивных решений, а также условий эксплуатации галерей проектируют различных типов, отличающиеся между собой:

материалом основных несущих конструкций пролетных строений: стальные, железобетонные, деревянные;

конструктивными решениями несущих конструкций пролетного строения: с применением плит, балок, ферм, пространственных конструкций замкнутого профиля;

расположением транспортеров относительно пролетных строений: по верху, по низу;

конструктивными решениями ограждающих конструкций: с навесными стенами, располагаемыми с внутренней или наружной стороны пролетного строения; с самонесущими ограждающими конструкциями;

по температурному режиму: отопляемые, неотапливаемые;

по способу уборки пыли и просыпи внутри галереи; с гидроборкой, без гидроборки.

Те или иные решения при проектировании галерей выбирают на основании действующих нормативных документов с учетом класса сооружений, технологических требований, санитарных и противопожарных требований, технико-экономических обоснований, требований унификации и использования типовых конструкций. Материал назначают в соответствии с ТП 101-81*.

Угол наклона транспортера задают технологи в задании на проектирование строительной части галереи. При этом в случае, когда расстояние между зданиями, связанными транспортерной галереей определяется только подъемом материала на определенную высоту, угол наклона галерей принимают максимально возможным в зависимости от технической характеристики транспортера и физических свойств перемещаемого материала. Присыкание галереи к зданию или сооружению в плане проектируют под прямым углом.

9.2. Проектные решения

При проектировании галерей применяют унифицированные габаритные схемы (табл. 9.1) и типовые проекты, разработанные с учетом использования типовых конструкций и изделий.

Размеры поперечных сечений галерей обуславливаются:

по ширине — размерами рам транспортеров, количеством транспортеров, шириной необходимых проходов, размещением отопительных приборов и технологических межцеховых коммуникаций;

по высоте — габаритом прохода, размещением межцеховых коммуникаций и устройством монорейса для подвески транспортерного оборудования при производстве ремонтных работ.

Размеры транспортерных галерей принимают в соответствии с требованиями технологии.

Ширина проходов для обслуживания транспортеров, м, не менее:

Для транспортера, обслуживаемого с одной стороны 0,7
Между параллельно установленными транспортерами 1
Для ремонта и монтажа транспортеров 0,4
Между станиной ленточного транспортера и строительными конструкциями, создающими местное сужение (места сужения ограждают) 0,6

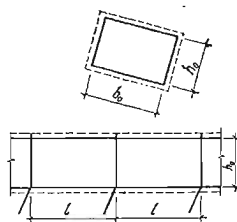
Для галерей из сгораемых материалов сужение проходов не допускается.

При отсутствии прохода минимальное расстояние между стеной и станиной ленточного транспортера принимают 0,4 м.

Высота проходов в чистоте должна быть не менее 1,8 м.

Т а б л и ц а 9.1. Унифицированные габаритные схемы галерей

Схема сооружения	b_0	b_0	l
	м		



От 3
2,4 до 9 12; 18;
2,7 с моду- 24; 30
лем 6М

П р и м е ч а н и е. h_0 и b_0 — размеры галерей в свету l — пролет по осям опор, измеряемый по наклону

Выходы из транспортерных галерей с конструкциями из сгораемых материалов предусматривают не реже чем через 100 м. Для транспортерных галерей с несгораемыми конструкциями, а также с сгораемыми, предназначенными для транспортирования несгораемых материалов, расстояние между выходами допускается увеличивать до 200 м.

Лестницы можно выполнять открытыми стальными, с уклоном не более 1,7 : 1, шириной не менее 0,7 м.

Выходы из транспортерных галерей, лестницы и противопожарные зоны совмещают с перегрузочными узлами.

В примыканиях галерей к перегрузочным узлам, которые совмещаются с противопожарными зонами, проектируют несгораемые перегородки с противопожарными дверями с пределом огнестойкости не менее 0,6 ч. При транспортировании горючих материалов предусматривают устройство водяной завесы.

Галерей, предназначенные для транспортирования несгораемых и не подверженных нагреву материалов или кусковых сгораемых (торф, древесина), при высоте не более 10 м, а также галерей, по которым прокладывают трубопроводы с него-

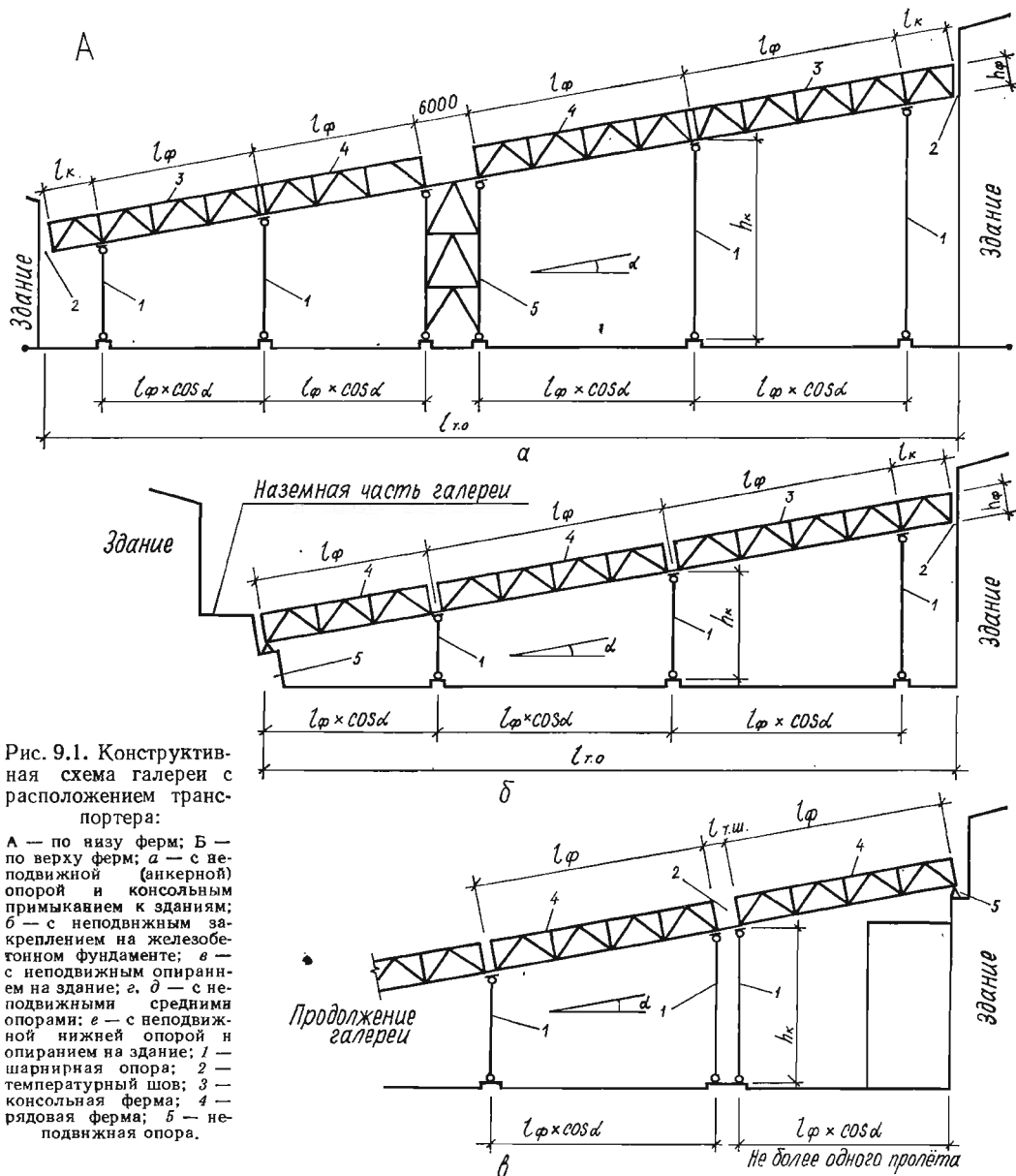


Рис. 9.1. Конструктивная схема галерей с расположением транспорта:

А — по низу ферм; Б — по верху ферм; а — с неподвижной (анкерной) опорой и консольным примыканием к зданиям; б — с неподвижным закреплением на железобетонном фундаменте; в — с неподвижным опиранием на здание; г, д — с неподвижными средними опорами; е — с неподвижной нижней опорой и опиранием на здание; 1 — шарнирная опора; 2 — температурный шов; 3 — консольная ферма; 4 — рядовая ферма; 5 — неподвижная опора.

рючими жидкостями или газами, допускается проектировать из сгораемых материалов.

Для галерей с несущими и ограждающими конструкциями из сгораемых материалов предусматривают противопожарные зоны из негорючих: через каждые 100 м (длина зоны не менее 6 м); в местах примыкания к зданиям (длина зоны не менее 6 м);

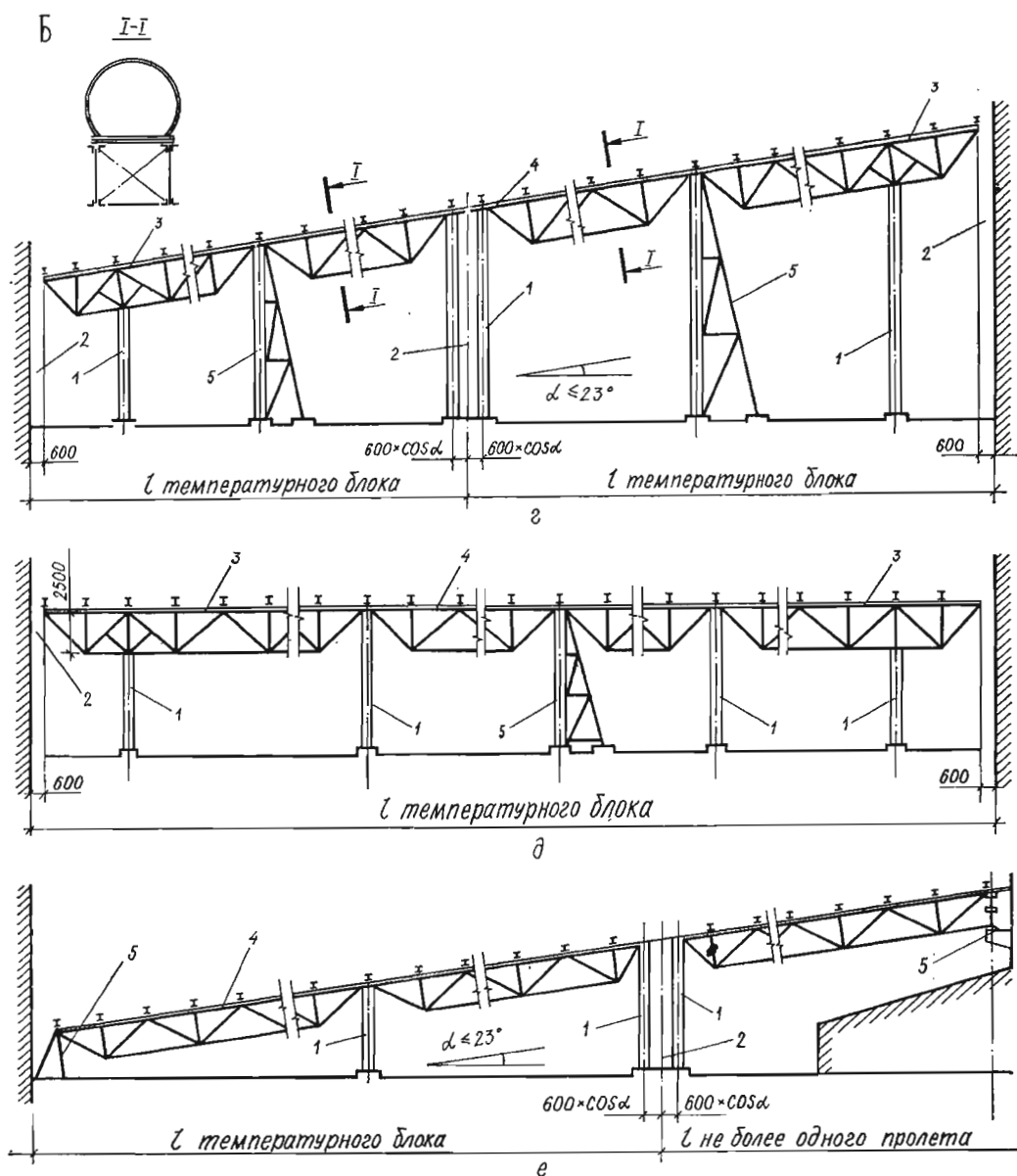
в местах пересечения галерей между собой в одном или разных уровнях (длина зоны определяется с таким расчетом, чтобы кратчайшее расстояние в горизонтальной проекции между конструкциями из сгораемых материалов было не менее 6 м);

при размещении галерей над зданием (длина зоны равна ширине здания плюс 3 м с каждой стороны).

Из каждой противопожарной зоны галерей, кроме противопожарных зон, примыкающих к зданию, предусматривается выход на лестницу из негорючих материалов.

В местах пересечения галерей с железными дорогами (при тепловозной или паровозной тяге) выполняют защиту от возгорания участков галерей в каждую сторону от оси дороги по 3 м. Защита не требуется, если низ галереи расположен на высоте более 12 м от головки рельса.

Для галерей с несущими и ограждающими кон-



струкциями из трудносгораемых материалов в местах примыкания к зданиям проектируют противопожарные зоны из несгораемых материалов длиной не менее 6 м.

В местах примыкания галерей к зданиям с производствами А, Б и В предусматривают двери с пределом огнестойкости не менее 0,6 ч или водяную завесу.

В местах пересечения трасс галерей с железнодорожными путями, используемыми для перевозки расплавленного металла и шлака, галереи должны быть защищены экранами из несгораемых материалов с пределом огнестойкости 0,75 ч.

При высоте галерей от уровня земли до кровли

10 м и более на кровле выполняют перила и наружные стальные лестницы из галерей на кровлю не реже чем через 200 м по длине галерей.

Для обеспечения естественной вентиляции в галереях устраивают открывающиеся окна, дефлекторы и другие устройства. Окна располагают со стороны основного прохода, в галереях шириной более 5 м — с обеих сторон.

Пыль и просыпи в галереях удаляют гидроили пневмоуборкой. При гидроуборке предусматривают устройство для стока воды. В неотапливаемых галереях предусматривается сезонная гидроуборка (в теплый период года), если это допускается условиями технологии. Лотки для

см. стандарты онду 112

стока воды располагают под конвейером. При круглогодичной гидроборке ограждающие конструкции галерей проектируют утепленными и влагостойкими. Расчетная температура воздуха внутри отапливаемых галерей $+5^{\circ}\text{C}$, при этом должна быть обеспечена положительная температура на внутренней поверхности ограждающих конструкций.

Тип покрытия пола галерей выбирают в соответствии с указаниями СНиП II-B.8-71 в зависимости от вида и интенсивности воздействия на пол, а также с учетом технологических особенностей и специальных требований, предъявляе-

Несущие конструкции галерей проектируют железобетонными на горизонтальных участках при высоте опор и пролетах до 12 м включительно, ширине не более 3 м. На наклонных участках галерей, а также на горизонтальных участках при высоте опор и пролетах более 12 м допускается применение стальных конструкций.

Расстояния между опорами стальных галерей выбирают с учетом максимальной экономии стали.

Высота опор, м	Рекомендуемые пролеты, м
До 12	18
От 13 до 20	24
Свыше 20	30

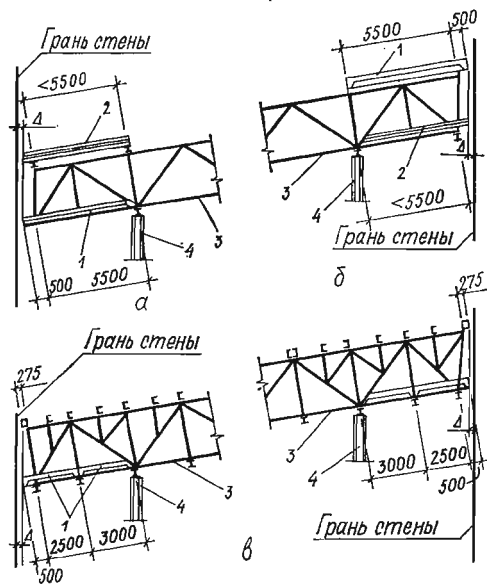


Рис. 9.2. Консольное примыкание ферм к зданиям при длине плиты:

а — 6 м в перекрытии; б — 6 м в покрытии; в — 3 м в перекрытии; г — 3 м в покрытии; 1 — сборная железобетонная плита; 2 — монолитный участок; 3 — консольная ферма; 4 — шарнирная опора.

мых к покрытию пола. В галереях, предназначенных для транспортировки абразивных сыпучих материалов (руда, черные и цветные металлы, песок, щебень), покрытие пола проектируют устойчивым к абразивному воздействию шлама при гидроборке пыли и просыпи (например, полимербетонные из плотных бетонов высокие марок на заполнителях из высокопрочных инертных материалов).

При уборке просыпи способом гидросмыва в местах примыкания пола к стенам галерей устраивают плитусы из материала пола высотой 200 мм.

В галереях с уклоном более 10° устройство асфальтобетонных полов не допускается; с уклоном более 12° в местах проходов предусматривают ступени, а с уклоном — $6...12^{\circ}$ — трапы. При сухой уборке вместо трапов и ступеней могут быть использованы дорожки из профилированной резины.

Конструкция галерей состоит из пролетных строений и опор. Несущие конструкции проектируют сборными железобетонными или стальными.

Перекрытие галерей, на котором располагают транспортеры и другое оборудование, проектируют с применением сборных железобетонных плит. По длине галерей разделяют на температурные блоки, в которых предусматривают неподвижную опору, обеспечивающую устойчивость конструкции в продольном направлении. В качестве такой опоры допускается использовать перегрузочные узлы.

Конструктивную схему галерей на стальных опорах принимают в соответствии со следующими унифицированными решениями, отличающимися расположением неподвижной опоры (рис. 9.1): примерно посередине температурного блока с консольным примыканием к зданиям, внизу на железобетонном фундаменте; в исключительных случаях — с использованием в качестве неподвижной опоры несущего каркаса здания, к которому примыкает галерея.

Максимальное расстояние от торца температурного блока до оси неподвижной опоры при стальных опорах для районов с расчетной температурой -40 и выше, ниже -40°C соответственно до 120 и до 100 м. Это расстояние допускается увеличивать при обосновании расчетом. Для ограничения продольных температурных деформаций в температурном шве расстояние между неподвижными (анкерными) опорами двух смежных температурных блоков галерей при стальных опорах принимается не более: 200 и 180 м для расчетных температур соответственно выше -40 и ниже -40°C .

В местах консольного примыкания галерей с целью максимального использования сборных железобетонных плит для покрытия или перекрытия целесообразно принимать длину консоли по верхнему или нижнему поясу фермы равной длине сборной железобетонной плиты покрытия или перекрытия (для неотапливаемых галерей — только по нижнему поясу ферм). На участках, где сборная плита не размещается, устраивают монолитную железобетонную плиту (рис. 9.2).

Температурные швы можно устраивать без вставки при высоте опоры до 20 м включительно, со вставкой — свыше 20 м и с консольной вставкой при любой высоте опоры (рис. 9.3).

Температурные блоки галерей с железобетонными опорами могут быть организованы одним из следующих способов: все опоры упругоподвижные — длину блока принимают по расчету; блок в пределах каждого пролета галереи — на каж-

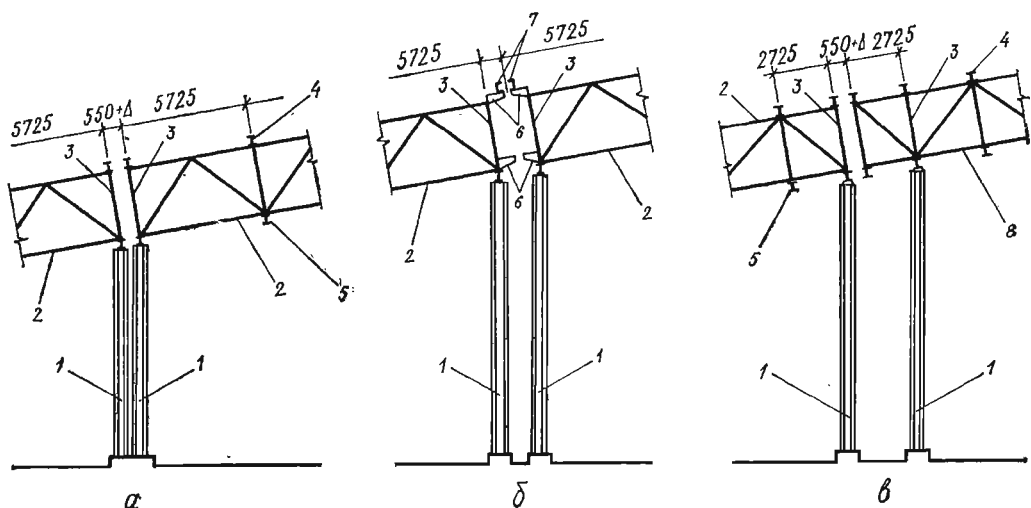


Рис. 9.3. Температурные швы на парных опорах высот: а — 20 м; б — выше 20 м; в — любой, с консольным примыканием; 1 — шарнирная опора; 2 — рядовая ферма; 3 — стойка опорной рамы; 4 — балка покрытия; 5 — балка перекрытия; 6 — дополнительная консоль; 7 — дополнительная балка; 8 — консольная ферма.

а — 20 м; б — выше 20 м; в — любой, с консольным примыканием; 1 — шарнирная опора; 2 — рядовая ферма; 3 — стойка опорной рамы; 4 — балка покрытия; 5 — балка перекрытия; 6 — дополнительная консоль; 7 — дополнительная балка; 8 — консольная ферма.

дой железобетонной опоре устраивают одну неподвижную опору пролетного строения и одну подвижную, что позволяет не ограничивать длину галереи по условиям температурных деформаций, так как они происходят в пределах одного пролета; пролетные строения не соединяют между собой, подвижная опора может быть решена с передачей опорного давления пролетного строения через прокладки с низким коэффициентом трения.

Пролетное строение транспортных галерей при расположении транспортера по низу пролетного строения образуется из главных несущих элементов — вертикальных ферм, соединенных связевыми фермами в горизонтальной плоскости по верхнему и нижнему поясам и опорными вертикальными рамами по торцам.

При проектировании конструкций пролетных строений галерей учитывают возможность выполнения их цельнометаллическими оболочечного типа комплектной поставки и осуществления монтажа крупными блоками, причем габариты конструкций или их частей должны соответствовать железнодорожным габаритам. В этом случае поперечные балки покрытия и перекрытия, расположенные в опорных узлах смежных ферм, проектируют отдельными.

Горизонтальные связевые фермы, объединяющие главные несущие фермы пролетного строения галерей, включают в себя пояса главных ферм, балки и связи покрытия или перекрытия. Передача связями на опоры продольных и поперечных сил должна обеспечиваться без учета работы ограждающих конструкций.

В покрытии для отапливаемых галерей с расположением стенового ограждения внутрь от ферм рекомендуется схема связей по рис. 9.4, а... г, а для неотапливаемых галерей и отапливаемых с расположением стен снаружи от ферм — по рис. 9.4, д, е; в перекрытии независимо от расположения ограждений — по рис. 9.5.

При расположении транспортеров по верху пролетного строения принимается в уровне верхнего пояса ферм система связей с крестовой решеткой по рис. 9.6. В местах перелома нижнего пояса ферм и в пролете устраивают крестовые вертикальные связи.

Опорные рамы галерей состоят из стоек, которые одновременно являются опорами несущих ферм пролетного строения, и ригелей, служащих балками покрытия и перекрытия галерей. Сопряжение ригеля рамы с опорной стойкой проектируют жестким.

В галереях с наклоном свыше 5° при расположении транспортера по низу ферм в целях уменьшения пролета балок покрытий и перекрытий в плоскости верхних поясов балок устраивают тяжи. Скатные составляющие передаются с тяжей на пояса ферм пролетного строения, при этом в покрытии — с помощью балок, устанавливаемых вдоль верхних поясов ферм только в крайних панелях, и связей. При расположении транспортера по верху ферм при ширине галереи 6 м они передаются продольными тяжами на крестовые связи, расположенные в плоскости верхних поясов ферм. Скатные составляющие в консольных участках балок воспринимаются бортовыми элементами или тяжами и передаются на основную ферму через горизонтальные связи и продольные балки, расположенные в пределах верхней панели. При расположении транспортера по низу или по верху пролетного строения схема ферм принимается соответственно с восходящими или нисходящими раскосами.

Сечение элементов ферм стальных пролетных строений для поясов и раскосов рекомендуется составное тавровое из двух горячекатаных уголков, для опорных стоек — сварное в виде двутавров, для промежуточных стоек — крестовое из двух горячекатаных уголков.

Сопряжение ферм со стальными опорами выполняют шарнирным, опирая фермы через

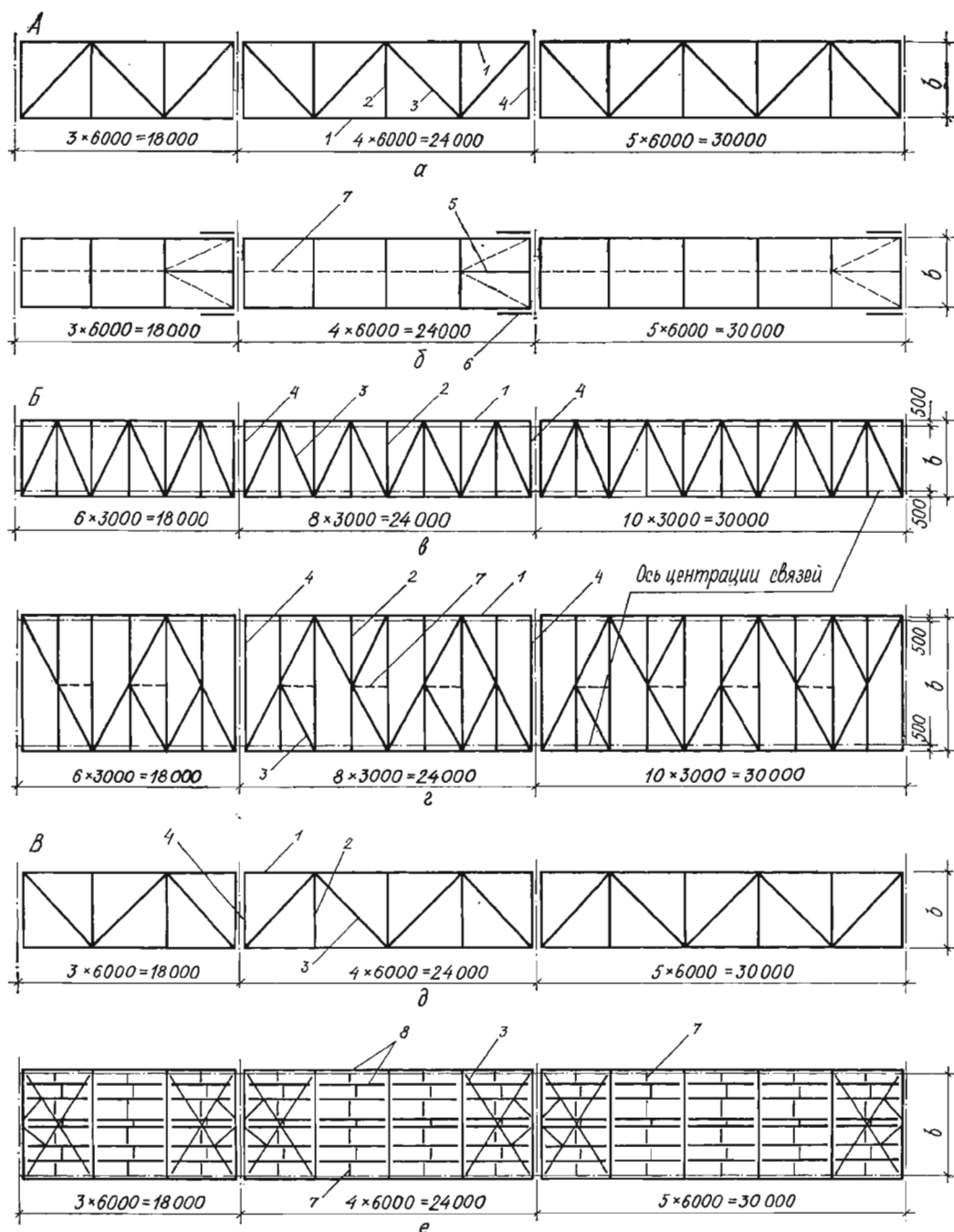


Рис. 9.4. План балок, тяжей и связей покрытия галерей с расположением транспортера по низу ферм с применением:

А — сборных железобетонных плит длиной 6 м; Б — профилированного настила; В — асбестоцементных листов; а, д — балки и связи; б — тяж; в, г — балки и связи для галерей шириной соответственно менее 4,8 и более 4,8 м; е — прогоны и связи; 1 — верхний пояс фермы; 2 — рядовая балка покрытия; 3 — связь покрытия; 4 — опорная балка покрытия — элемент опорной рамы; 5 — распорка; 6 — продольная балка; 7 — тяж; 8 — прогон.

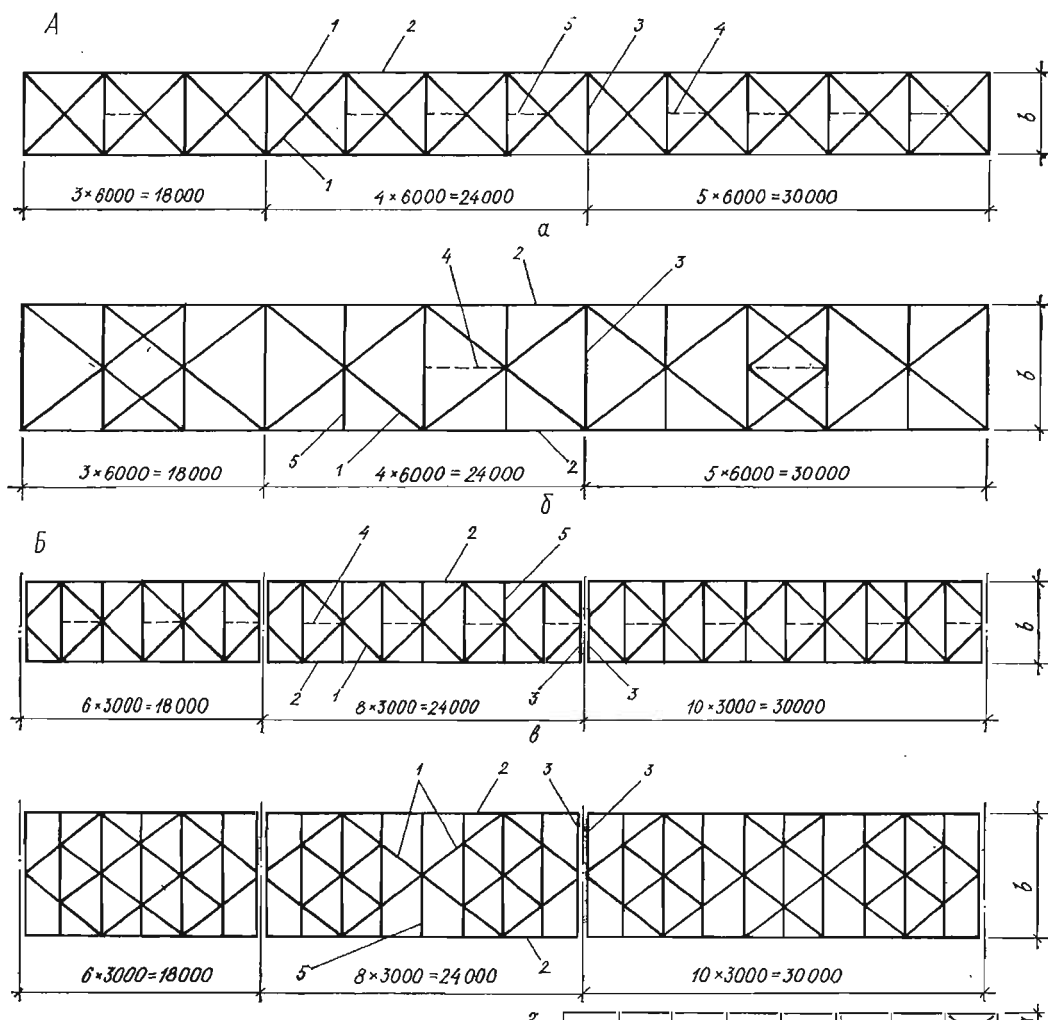
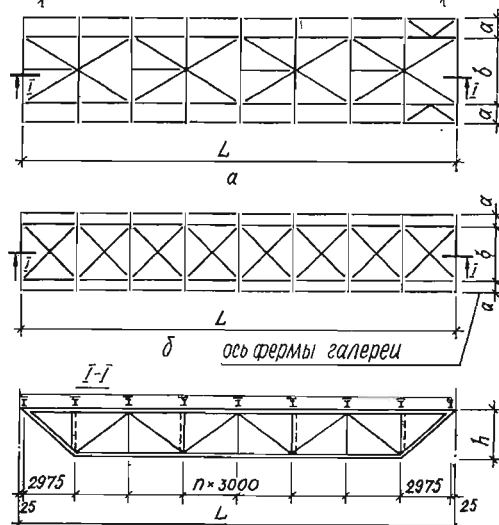


Рис. 9.5. План балки связей перекрытия сборных железобетонных плитой длиной 6 м (А) и 3 м (Б) при ширине галерей:

а, в — менее 7 м; б, г — более 7 м; 1 — связь; 2 — верхний пояс фермы; 3 — опорная балка — элемент опорной рамы; 4 — тяж; 5 — рядовая балка.

Рис. 9.6. Схема связей по верхним поясам ферм при расположении транспорта по верху пролетного строения при ширине галерей:

а — 6 м; б — менее 6 м.



центрирующую планку на горизонтальную плиту оголовка опоры. Конструкция узла должна обеспечить работу ферм по разрезной схеме и передаче продольных сил с пояса одной фермы на пояс смежной и на неподвижную опору при помощи стыковых накладок.

С целью уменьшения изгибающего момента, возникающего в опорном узле ферм в результате поворота опорного сечения от вертикальной нагрузки, стыковые накладки рекомендуется приваривать после установки и монтажа всех

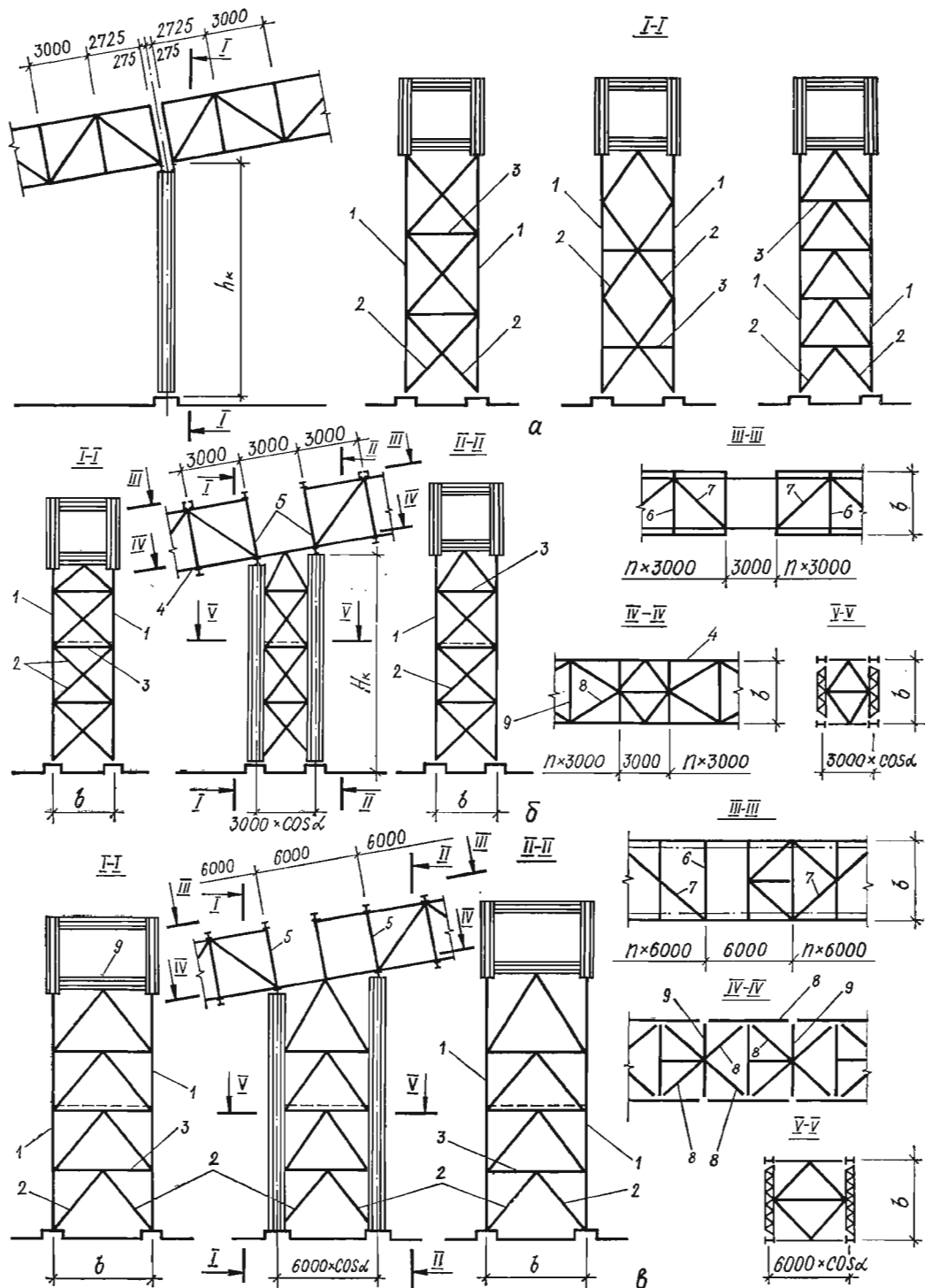


Рис. 9.7. Опоры галерей:

a — шарнирные плоские с решеткой крестовой, ромбической или треугольной; *б, в* — неподвижные (анкерные) соответственно менее 15 и более 15 м; 1 — ветвь опоры; 2 — связь; 3 — распорка; 4 — рядовая ферма; 5 — стойка опорной рамы; 6 — балка покрытия; 7 — связь покрытия; 8 — связь перекрытия; 9 — балка перекрытия.

строительных конструкций галерей. Применение опорных частей пролетных строений каткового типа не рекомендуется.

Стальные опоры галерей подразделяют на шарнирные (плоские) и неподвижные (анкерные) пространственные. Шарнирные состоят из ветвей, находящихся непосредственно под опорными узлами ферм, и вертикальных поперечных пространственных связей по ветвям (рис. 9.7, а). Неподвижные пространственные опоры состоят из шарнирных опор, вертикальных продольных связей между ними и горизонтальных диафрагм (рис. 9.7, б, в).

монтажа. При высоте опор более 14 м башмаки опор устанавливаются непосредственно на фундамент с последующей подливкой. Расстояние между анкерными болтами в обоих направлениях не более 250 мм.

При наличии отрывающих усилий горизонтальные силы на фундамент передают через стальные элементы, закладываемые в фундамент. Отрывающие силы со стальных опор передают на анкерные болты, заделываемые в фундамент, при отрывающем усилии до 700 кН (70 тс) — плитой башмака опоры по рис. 9.9, а, свыше 700 кН (70 тс) — повышенными шайбами по рис. 9.9 б.

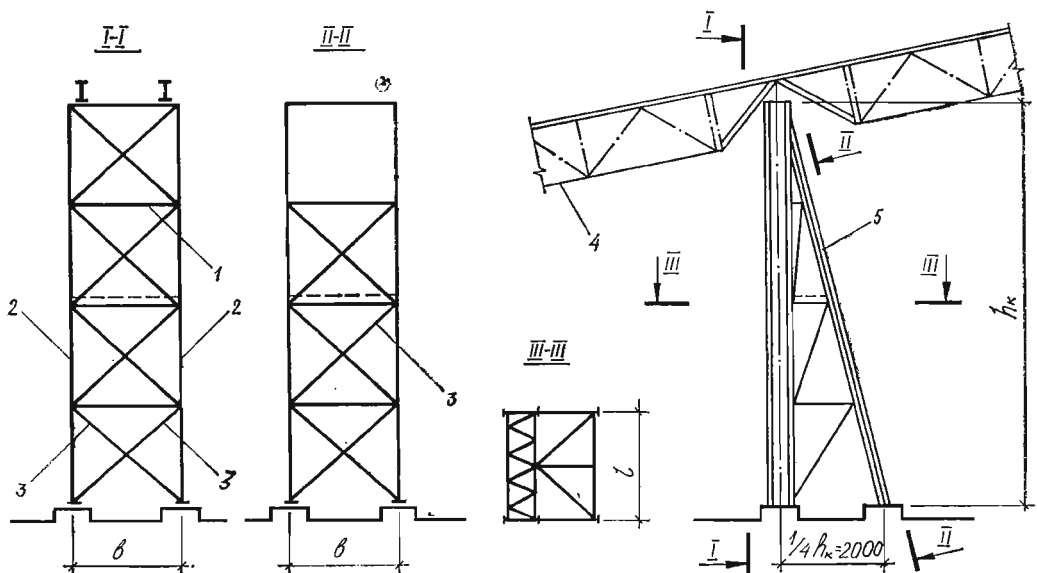


Рис. 9.8. Неподвижная (анкерная) опора с подкосом для галерей и расположением транспортера по верху ферм:

1 — распорка; 2 — ветвь; 3 — связь; 4 — рядовая ферма; 5 — подкос.

Неподвижная опора с подкосом рекомендуется для применения только в галереях с расположением транспортера выше несущих конструкций (см. рис. 9.8). Ветви стальных опор располагают по оси ферм пролетного строения. Сечение их двутавровое сварное или прокатное. Усиление поясов прокатных двутавров листами не допускается. Рекомендуется сечение ветвей с высотой стенки 500 и 900 мм для опор высотой соответственно менее и более 20 м. Сечение решетки стальных плоских опор для галерей шириной до 5,5 и более 5,5 м выполняют соответственно из двух неравнобоких уголков и двух прокатных швеллеров, соединенных планками, либо гнутосварного профиля.

Связи верхней панели опоры проектируют пространственными и плоскими при опирании на ветвь опоры соответственно двух ферм и одной. Углы наклона раскосов связей плоских опор 40...50°.

Сопряжение стальных опор с фундаментами осуществляют при высоте до 14 или 14 м с помощью башмака, устанавливаемого с центрирующей планкой на стальную плиту, которую размещают на фундаменте по методу безвыверочного

Для железобетонных опор галерей рекомендуется использовать унифицированную опалубку колонн по действующим типовым сериям. Колонны в каждом отдельном случае проверяют расчетом на конкретные нагрузки, армирование при необходимости может быть изменено. Больший размер сечения колонны ориентируют вдоль оси галереи.

В зависимости от климатических условий района строительства, характеристики перемещаемых грузов, приспособленности транспортного оборудования к работе при низких температурах, принятых способах уборки пыли и просыпи, транспортные галереи проектируют неотапливаемыми или отапливаемыми. Необходимость создания положительных температур определяется технологическими требованиями.

Для ограждающих конструкций неотапливаемых транспортных галерей используют асбестоцементные волнистые листы, для отапливаемых — асбестоцементные или другие типы облегченных панелей с эффективным утеплителем. Применение стального профилированного листа с эффективным утеплителем для ограждающих конструкций отапливаемых галерей со стальными

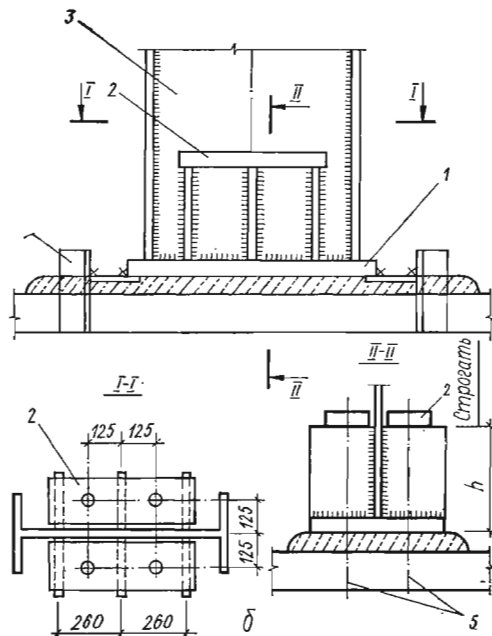
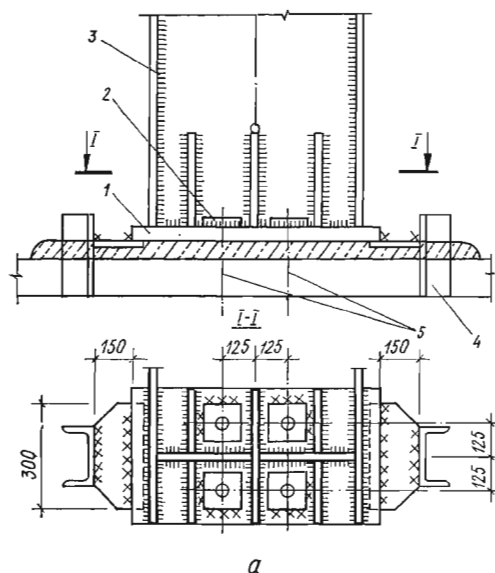


Рис. 9.9. Опираение колонны на фундамент при отрывающем усилии:

а — до 700 кН (70 тс); б — свыше 700 кН (70 тс); 1 — плита башмака; 2 — шайба; 3 — колонна; 4 — закладной элемент в фундаменте; 5 — анкерные болты.

пролетными строениями допускается только в галереях, поставляемых комплектно в виде готовых секций.

При расположении транспортеров по низу пролетных строений ограждающие конструкции неотапливаемых галерей рекомендуется проектировать из асбестоцементных волнистых листов; при расположении транспортеров по верху пролетных строений и отсутствии монорейсов — из самонесущих асбестоцементных оболочек с учетом их унификации и технологии изготовления.

Коммуникации размещают в боковых пазухах оболочек, предусматривая для этой цели стальные конструкции, опирающиеся на перекрытие галерей. Осветительную арматуру и трубопроводы малых диаметров, не создающие динамических нагрузок, подвешивают к коньковому узлу оболочки с проверкой расчетом в каждом конкретном случае. Кровельные покрытия отапливаемых галерей проектируют из рулонных материалов с выносом карниза не менее 150 мм. В покрытиях с продольным уклоном более 14° крепят водоизоляционный ковер и применяют теплостойкие мастики.

Для предотвращения образования водных потоков вдоль кровли наклонных галерей и разрушения кровельных покрытий на всем протяжении галерей предусматривают специальные устройства в виде косоугольных деревянных реек, стальных уголков и т. д. для промежуточного водосброса дождевых вод в стороны карнизов.

На кровле из асбестоцементных волнистых листов вдоль конька кровли, а также по скату на расстоянии не более 36 м друг от друга выполняют рабочие ходы из досок шириной не менее 45 см.

9.3. Расчет

Пролетные строения и опоры галерей рассчитывают на следующие нагрузки и воздействия: атмосферные (снег, ветер, перепад температур); вертикальные от собственного веса галерей, конвейера, транспортируемого на ленте груза, просыпи, ремонтных материалов и от людей (табл. 9.2);

продольные, передающиеся от ленточных конвейеров;

динамические, создаваемые подвижными частями конвейера;

от отложения производственной пыли.

Нагрузки от атмосферных воздействий принимаются по СНиП 2.01.07-85. При определении ветровой нагрузки динамическую составляющую учитывают в расчетах только для галерей с периодом собственных колебаний более 0,25 с.

Период собственных колебаний без учета податливости основания

$$T = \sqrt{u_1 m}, \quad (9.1)$$

где u_1 — перемещение верхней точки опоры галереи под действием единичной силы, приложенной в этой точке, м; $m = \frac{F}{g}$; F — нагрузка на опору, кН; g — ускорение свободного падения, равное 9,81 м/с².

Нагрузки от отложений производственной пыли определяют по техническим условиям на проектирование конкретной площадки; вертикальные нагрузки от транспортера, транспортируемого на ленте груза, веса просыпи, ремонтных материалов и людей — по технологическим заданиям. Коэффициент надежности по нагрузке 1,4.

Нагрузка от веса транспортируемого груза и ленты передается через станину транспортера на перекрытие нормально ленте; в прямолинейных наклонных транспортерах нагрузка по длине

$$p = \gamma_f (v + 2g_n) \cos \alpha, \quad (9.2)$$

где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке; v — нагрузка от материала на ленте, кН/м; g_n — вес ветви ленты, кН/м; α — угол наклона транспортера и пола галерей.

Нагрузки от веса металлоконструкций транспортера и роликов передаются вертикально.

Продольные нагрузки, передающиеся от ленточных транспортеров, вызываются разностью сил сопротивления роликов транспортера и сил инерции вращения роликов (направлены по ходу грузовой ветви ленты транспортера)

$$v_l = \gamma_f [(g_l + v + g_p) \mu_p - (g_l + g_x) \mu_x] \cos \alpha, \quad (9.3)$$

где g_p , g_x — вес вращающейся части ролика, соответственно рабочего и холостого, кН/м; μ_p , μ_x — коэффициенты сопротивления рабочих и холостых роликов при установившемся движении (по заданию технологов).

Продольные нагрузки, вызываемые разностью сил инерции вращения рабочих и холостых роликов, передаются на пролетное строение галерей в период пуска транспортера

$$v_{l,n} = 0,1a (g_p - g_x) \gamma_f, \quad (9.4)$$

где a — максимально возможное ускорение транспортной ленты при пуске транспортера, м/с²; $\gamma_f = 1,2$;

$$a = 5 \frac{g_n}{g_n} \cos \alpha \leq 5 \text{ м/с}. \quad (9.5)$$

При обрыве или заклинивании ленты возникают в пределах галереи экстренные аварийные нагрузки, передаваемые на станину транспортера и через нее на пролетное строение и опоры галерей. Их можно учитывать как статические. Нагрузка, возникающая при обрыве ленты, передается на галерею в продольном и поперечном (в вертикальной плоскости) направлении. Продольная нагрузка может быть направлена в любую сторону по оси галерей; поперечная — для транспортеров, не оборудованных улавливающим устройством, — нормально ленте вверх, для оборудованных — нормально ленте вниз. Эти нагрузки прикладываются вместо действующих на транспортер при эксплуатации.

Динамические нагрузки на галерею возникают от: дисбаланса вращающихся масс роликов верхней и нижней ветви ленты; радиального биения (геометрической неуравновешенности роликов), вызывающего поперечные колебания ветвей ленты и транспортируемого груза; ударов ленты по рабочим роликам при транспортировке тяжелых крупнокусковых грузов.

Расчет строительных конструкций галерей рекомендуется производить в следующей последовательности:

- выбор расчетной схемы;
- определение статических нагрузок от атмосферных воздействий, собственного веса конструкций, статических технологических нагрузок;
- расчет и подбор элементов ограждающих конструкций стен, перекрытий и покрытий;

составление расчетных сочетаний статических нагрузок для несущих конструкций;

статический расчет поперечных балок покрытия, перекрытия и ферм пролетного строения; предварительный подбор сечений поперечных балок и элементов ферм пролетного строения на статические нагрузки;

определение динамических характеристик пролетных строений;

проверка возможности резонанса конструкций пролетного строения и принятие мер с целью выхода из резонанса (изменение длины пролета, диаметра роликов транспортера, скорости ленты и пр.);

Таблица 9.2. Временная нормативная нагрузка от веса просыпи, людей и деталей (Руководство по проектированию транспортерных галерей / Госстрой СССР. — М., 1979)

Удельный вес транспортируемого материала. кН/м ³	Нормативная нагрузка. кПа (кгс/м ²)
До 10	1,5 (150)
17	2 (200)
25 и более	3 (300)

Примечания: 1. Коэффициент надежности по нагрузке принимают в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85 и гл. 1. 2. Нагрузка по всей площади перекрытия, включая площадь под транспортерами.

определение динамических вертикальных (нормальных) нагрузок (в случае необходимости учета динамических нагрузок);

определение динамических усилий в сечениях поперечных балок покрытия, перекрытия и в элементах ферм пролетного строения;

окончательный подбор сечений балок покрытия и перекрытия и элементов ферм пролетного строения с учетом динамических усилий;

составление расчетных сочетаний нагрузок для неподвижных и шарнирных опор галерей с учетом статических нагрузок;

подбор сечений элементов и расчет креплений пролетных строений на опорах галерей;

расчет оснований и фундаментов под опоры галерей.

Если в качестве ограждения покрытия применяют профилированный настил, его рассчитывают по неразрезной схеме. В наклонных галереях учитывают продольное растягивающее усилие в настиле, равное сумме скатных составляющих в пределах пролета.

Стальные конструкции пролетного строения галерей расчленяются на поперечную и продольную системы, работа под нагрузкой каждой из них принимается независимой.

В наклонных галереях балки покрытия и перекрытия рассчитывают на нагрузки, действующие в плоскости и из нее, и осевую силу как элементы горизонтальной фермы. В конструкциях перекрытия или покрытия из железобетонных плит, нагрузки от скатной составляющей передаются на балку только от собственного веса плит без учета железобетонного диска. Скатные составляющие от остальных нагрузок, приложенных к

перекрытию или покрытию, воспринимаются железобетонным диском и передаются на пояса ферм.

Сечения балок подбирают следующим образом: на изгибающий момент от скатных составляющих проверяется только верхний пояс балки; на изгибающий момент от нагрузок в плоскости балки и осевую силу проверяют все сечение; напряжения от нагрузок в плоскости и из плоскости в верхнем поясе балок суммируют.

Общая устойчивость балок перекрытия и покрытия обеспечивается прикреплением к верхнему поясу сборных железобетонных плит, профилированного настила или другим способом.

Ферму пролетного строения рассчитывают на вертикальные узловые нагрузки как разрезную свободно опертую конструкцию в предположении шарнирного сопряжения в узлах. Расчетные узловые нагрузки на ферму пролетного строения включают в себя:

постоянные от собственного веса ферм, покрытия, перекрытия, стенового ограждения; временные кратковременные — на перекрытие от просыпи, на покрытие от снега и пыли; ветровая; временные длительные — технологические от транспортеров.

При статическом расчете ферм учитывают нормальные усилия в стержнях ферм и изгибающие моменты, возникающие в отдельных стержнях ферм.

Нормальные усилия определяются от следующих нагрузок и сил: вертикальных во всех элементах ферм; поперечной ветровой в поясах ферм; продольной ветровой в нижних поясах ферм; продольных от транспортеров, в том числе аварийных; продольных, возникающих в результате температурных деформаций галерей.

Изгибающие моменты определяются:

при расположении транспортеров по низу ферм — для рядовых стоек ферм от ветровой нагрузки, для опорных как элементов опорной рамы от ветровой и других нагрузок;

независимо от расположения транспортеров — для опорного раскоса и крайней панели нижнего пояса от эксцентричного приложения вертикального опорного давления фермы при эксцентриситете, равном 1 см, горизонтальной реакции ветви опоры (как стойки с шарнирными концами), возникающей при разных опорных реакциях двух смежных ферм; для поясов ферм — от эксцентричного приложения скатных нагрузок балок покрытия и перекрытия, при наличии эксцентриситетов, при изменении сечения пояса и от внеузловой приложения нагрузки.

При расположении транспортера по низу фермы усилия в связях по верхним поясам ферм определяют от ветровых нагрузок; усилия в тяжах — от скатных составляющих всех нагрузок на покрытие в зависимости от расчетной схемы балок перекрытия. При подборе сечений связи рекомендуется назначать как для сжатых элементов.

Усилия в связях по нижним поясам ферм определяют от ветровых нагрузок и скатных составляющих всех нагрузок на перекрытия в зависимости от расчетной схемы балок перекрытия и связей. При подборе сечений связи рекомендуется принимать растянутыми, кроме опорных элементов при связях по рис. 9.5, в, г, которые назначают сжатыми. При расположении транспортеров

по верху ферм усилия в связях по верхним поясам определяют от ветровых нагрузок и от скатных составляющих всех нагрузок на перекрытия в зависимости от расчетной схемы балок перекрытия и связей.

Опорные рамы галерей рассчитывают на усилия от ветровых нагрузок и нагрузок на покрытие. При расчете ригеля рамы учитывают скатные составляющие нагрузки на верхний пояс ригеля.

Плоскую шарнирную опору рассчитывают на следующие воздействия:

вертикальное давление ферм пролетного строения;

вертикальную реакцию балок перекрытия, входящих непосредственно на опору;

реакцию горизонтальных связей ферм от ветровой нагрузки на пролетное строение, приложенную выше отметки верха колонны;

ветровую нагрузку, приложенную непосредственно к опоре.

При подборе сечений ветвей опоры рассматривают такие комбинации усилий:

максимальное нормальное усилие от всех нагрузок с учетом момента, возникающего от разности опорных давлений примыкающих ферм пролетных строений (при разных пролетах ферм);

максимальный изгибающий момент, определяемый при отсутствии временных нагрузок в меньшем или равном пролете и соответствующий ему нормальные усилия на ветвь колонны.

Кроме момента, действующего на ветвь опоры вдоль оси галереи при эксцентричном прикреплении балок перекрытия к оголовку ветви, учитывают момент, действующий поперек оси галереи.

Расчетные длины ветвей плоских опор при проверке устойчивости принимают равными:

в продольном направлении (относительно оси галереи) — высоте опоры от низа базы до оси нижнего пояса фермы;

в поперечном (в плоскости опоры) — расстояние между центрами узлов связей.

При этом проверяют общую устойчивость опоры в целом как составного стержня, защемленного в фундаменте и свободного поверху. Поперечные смещения оси галереи не должны превышать $1/25$ высоты опоры.

Раскосы решетки опоры рассчитывают как сжато-растянутые стержни на усилия от ветровой нагрузки с одновременным учетом усилий, возникающих от обжатия ветвей.

При ромбической и треугольной решетках в верхней панели связей дополнительно определяют усилия от горизонтальных опорных реакций (распора) поперечных опорных рам от вертикальных нагрузок. Гибкость элементов решетки не более 150.

Неподвижную (анкерную) опору рассчитывают на вертикальные и горизонтальные нагрузки в обоих направлениях. Суммарная продольная нагрузка на неподвижную опору

$$\Sigma F_l = W_l + \sum_1^n F_{ll_1} + \Sigma F_{ll_2}, \quad (9.6)$$

где W_l — суммарная продольная ветровая нагрузка на опору; ΣF_{ll_1} , ΣF_{ll_2} — суммарная нагрузка на опору от температурных перемещений пролетного строения галерей и транспортеров;

$W_l = 0,2W_t$, где W_t — полная поперечная ветровая нагрузка на температурный блок, приходящийся на одну неподвижную опору;

$$\sum_i^n F_{li} = \gamma_c \sum_i^n \frac{3u_i EI}{h^3}, \quad (9.7)$$

где u_i — перемещение каждой из n плоских опор в продольном направлении, см; $u_i = 0,001a_i$, (a_i — расстояние от плоской опоры до неподвижной, см; в формуле для определения u_i учтены перемещения ферм от вертикальной нагрузки); h — высота плоской опоры, см; E — модуль упругости стали, кПа; γ_c — коэффициент условий работы, равный 0,5.

При высоте плоских опор $h \leq 14$ м нагрузки от температурных перемещений плоских опор F_{li} не определяются, так как опоры с центрирующей планкой в нижнем узле свободно поворачиваются, не вызывая усилий в пролетном строении.

Суммарная продольная нагрузка на неподвижную опору от транспортеров определяется по формуле

$$\Sigma F_{li} = v_l l, \quad (9.8)$$

где v_l — см. (9.3) и (9.4); l — длина температурного блока, приходящаяся на одну неподвижную опору, м.

Важнейшая динамическая характеристика пролетного строения галерей — частота собственных поперечных колебаний. При динамических расчетах галерей можно учитывать только первую частоту собственных колебаний f , 1/с, среднее вероятное значение которой может быть определено по формуле

$$f = \alpha \frac{\beta}{l} \sqrt{\frac{Ehp}{R_p}}, \quad (9.9)$$

где α — коэффициент, принимаемый равным для галерей с расположением транспортера по низу ферм 9, по верху 10,5; β — коэффициент, принимаемый при расчете пролетного строения среднего равным 1, и крайнего с консолью по номограмме (рис. 9.10); p_1 — расчетный вес пролетного строения со всеми нагрузками, имеющими массу, за исключением нагрузок от толпы, просыпи и деталей, кН/см; p — расчетный вес пролетного строения со всеми временными нагрузками, обладающими массой, кН/см; R , E — расчетное сопротивление и модуль упругости материала поясов главных ферм, Па; h , l — расчетная высота и длина пролета главных ферм, м.

Вынужденная круговая частота колебания галерей

$$\omega_p = \frac{2v}{d_p}; \quad \omega_x = \frac{2v}{d_x}, \quad (9.10)$$

где v — скорость движения ленты транспортера, см/с; d_p , d_x — диаметр рабочего и холостого ролика, см.

Проверку прочности строительных конструкций галерей от воздействия динамических нагрузок можно не производить, если выполняются условия:

$$0,8f > \omega_p > 1,2f; \quad 0,8f > \omega_x > 1,2f. \quad (9.11)$$

Влияние воздействия динамических нагрузок допускается учитывать только введением коэффициента динамичности к массе транспортера с грузом в следующих случаях: при выполнении условия (9.11); для пролетов стальных несущих конструкций до 12 м включительно; для железобетонных и деревянных несущих конструкций.

Коэффициент динамичности принимается равным при транспортировании мелкокусковых грузов 1,2 и с крупностью кусков по ребру более 250 мм — 1,3.



Рис. 9.10. Номограмма для определения коэффициента β

L_k — длина консоли главной фермы, м; l — пролет фермы, м.

В случае, если невозможно выполнить условие (9.11) посредством изменения изгибной жесткости пролетного строения (без существенного увеличения расхода материала), необходимо проверить прочность несущих конструкций галерей с учетом динамических воздействий.

При расположении транспортера по низу ферм учет динамического воздействия выполняется согласно руководству по проектированию транспортерных галерей; по верху ферм — посредством расчленения пролетного строения на отдельные несущие элементы, которые проверяются согласно инструктивным указаниям по расчету несущих конструкций производственных зданий и сооружений на динамические нагрузки.

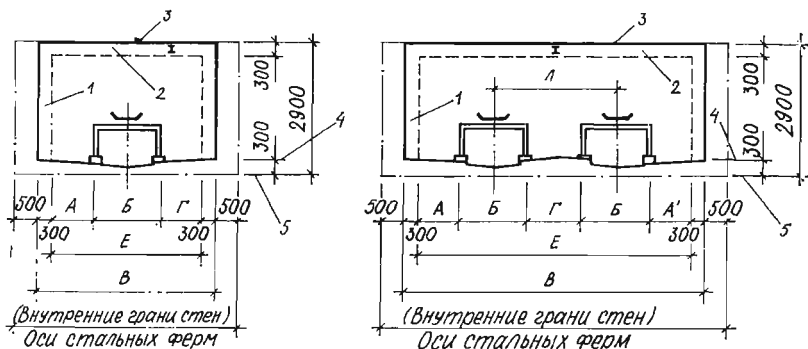
9.4. Типовые решения

Типовая серия ИС-01-15 «Отапливаемые-транспортерные галереи пролетами 18, 24 и 30 м». Разработана применительно к условиям строительства в районах с расчетной температурой -40°C и выше, размерами скоростного напора ветра и снегового покрова, установленными для III географического района. Конструкции галерей не рассчитаны на применение в районах с просадочными или вечномёрзлыми грунтами, а также для транспортирования горячих, парящих и особо агрессивных материалов.

В зависимости от ширины галерей в ней могут разместиться один или два транспортера с шириной ленты до 2000 мм (табл. 9.3). Опоры галерей стальные. Пролетные строения из стальных решетчатых сварных ферм с пролетами 18, 24 и 30 м, располагаемые снаружи относительно стен галерей. Высота ферм постоянная, равная 3,3 м. Ширина галерей, считая по расстоянию между внутренними гранями стен, 3...9 м. Перекрытия из сборных железобетонных плит размером $1,5 \times 6$ м.

Стены из утепленных панелей $2,4 \times 6$ м с деревянным каркасом, обшитым волнистыми асбестоцементными листами с двух сторон, или из легкобетонных панелей размером $1,2 \times 6$ м.

Таблица 9.3. Схемы и размеры галерей по серии ИС-91-15



Один транспортер						Два транспортера							
Ширина лент, мм	Размеры, мм					Ширина лент, мм	Размеры, мм						
	А	Б	Г	Е	В		А	Б	Г	А'	Е	В	Д
650	960	1040	1000	3000	3600	650+650	560	1040	1000	560	4200	4800	2040
800	700	1300	1000	3000	3600	800+800	700	1300	1400	700	5400	6000	2700
1000	1000	1500	1100	3600	4200	1000+1000	1000	1500	1400	1500	6900	7500	2900
1200	840	1760	1000	3600	4200	1200+1200	700	1750	1640	1040	6900	7500	3400
1400	1040	1960	1200	4200	4800	1400+1400	640	1960	1640	700	6900	7500	3600
1600	820	2180	1200	4200	4800	1600+1600	1210	2180	1620	1210	8400	9000	3800
2000	1400	2600	1400	5400	6000	2000+2000	700	2600	1800	700	8400	9000	4400

Примечание. К эскизам: 1 — габарит для приборов отопления; 2 — габарит промышленных проходов; 3 — уровень низа конструкции перекрытия; 4 — уровень основания стоек конвейера; 5 — уровень верха железобетонных конструкций перекрытия.

В местах примыкания к зданиям при длине консольного участка менее 6 м покрытие и перекрытие этих участков приняты из монолитных железобетонных плит по стальным балкам: участки стенового ограждения в местах примыкания к зданиям и у температурного шва — из мелко-размерных легковесных блоков или из кирпича. Кровля галереи выполняется из рулонных материалов с устройством защитного слоя, утеплитель — из пенобетона. Возможно применение других более эффективных утеплителей.

Полы галерей устраивают из плотного бетона по двум слоям холодной асфальтовой мастики толщиной 15 мм с утеплителем из пенобетона. В галереях с гидроборкой предусматривается пол из плотного бетона со стальной стружкой. Оконные переплеты — деревянные.

Шаг стоек конвейера 3 м (по уклону).

Опоры стоек располагаются в местах стыков и по середине длины плит перекрытия. Для крепления стоек конвейера служат бетонные столбики с закладными листами, прикреплённые к плитам перекрытия на сварке. Для транспортера с шириной ленты 1600 и 2000 мм в местах опирания стоек транспортера по середине плиты устанавливаются стальные распределительные балки и опорные столбики меньшей высоты.

Во всех галереях предусматривается устройство проходов с обеих сторон транспортера; при этом проходы шириной 700 мм и более предназначены для постоянного обслуживания транспортеров, меньшие — для ремонтно-монтажных работ.

Их можно использовать только после остановки транспортеров. Уклон галерей от 0 до 23°, при уклоне свыше 12° в местах проходов укладывают сборные железобетонные ступени.

В зависимости от закрепления по концам возможны три принципиальные схемы компоновки галерей:

при первой — неподвижное закрепление галерей в нижней части; в верхней — консольное примыкание к зданию; в середине галереи в зависимости от ее длины возможен температурный шов;

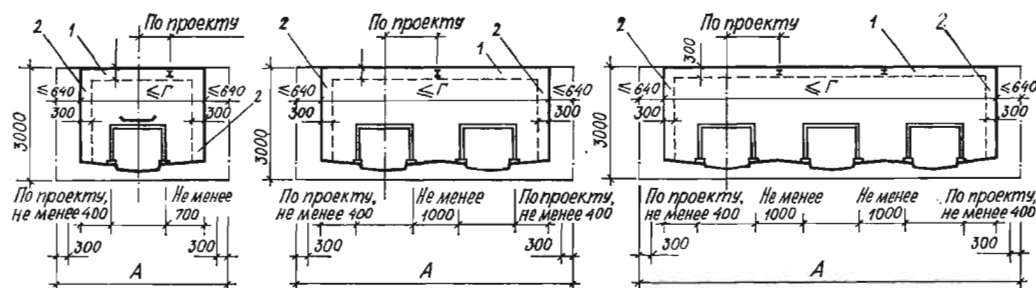
при второй — консольное примыкание галерей в нижней и верхней частях с устройством неподвижной опоры в середине галереи, что рационально для горизонтального и наклонного положения их с углом наклона не более 10° и при высоте опоры у здания не менее 10 м;

при третьей — опирание галерей верхним концом на здание и неподвижное закрепление ее в нижней и верхней частях; температурные перемещения в этом случае обеспечиваются введением дополнительного температурного шва на парных опорах независимо от длины галерей.

В зависимости от общей длины галереи каждая из схем допускает устройство промежуточных температурных швов с соответствующим размещением шарнирных и неподвижных опор, длина температурного отсека не более 120 м. Увеличение этого размера в каждом отдельном случае обосновывается расчетом.

Фермы галерей рассчитаны как разрезные свободно опертые конструкции на постоянные, вре-

Т а б л и ц а 9.4. Габаритные схемы галерей серии 3.016-3



Тип	Расстояние, мм		Количество транспортеров, шт.	Тип	Расстояние, мм		Количество транспортеров, шт.
	Между осями ферм А	Между внутренними границами стеновых блоков Г			Между осями ферм А	Между внутренними границами стеновых блоков Г	
I	3600	2320	1	V	6600	5320	1, 2; 3
II	4200	2920	1	VI	8100	6820	2; 3
III	4800	3520	1	VII	9600	8320	2; 3
IV	5400	4120	1; 2				

Примечания: 1. Размер Г меняется в зависимости от толщины стеновых блоков. 2. Для I и II типа галерей габарит для приборов отопления принимают только со стороны эксплуатационного прохода. 3. На эскизе: 1 — габарит для промпроводок; 2 — габарит для приборов отопления и промпроводок.

менные нагрузки и особые сочетания их. Выбор марки фермы галереи производится по сортаменту ферм, приведенному в серии, в зависимости от заданной ширины галереи.

Типовая серия 3.016-3 «Оттапливаемые транспортные галереи пролетами 18, 24 и 30 м с облегченными ограждающими конструкциями». Разработана применительно к условиям строительства в климатических районах с расчетными зимними температурами выше и ниже -40°C , а также с расчетной сейсмичностью 7...9 баллов (табл. 9.4).

Конструкции галерей не рассчитаны на применение в районах с просадочными или вечномерзлыми грунтами, а также для транспортирования горячих, парящих и особо агрессивных материалов. Опоры галерей стальные.

В качестве несущих конструкций пролетных строений служат стальные решетчатые фермы с параллельными поясами пролетом 18, 24 и 30 м. Фермы располагают с наружной стороны галерей, высота их для всех пролетов одинакова — 3 м (между обухами поясных уголков).

Галереи запроектированы с облегченными ограждающими конструкциями.

В покрытие настил из стальных гофрированных профилей, утеплитель из минераловатных жестких плит.

Ограждающие конструкции стен трех типов: трехслойные асбестоцементные панели $3 \times 2,4$ м с утеплителем из минераловатных жестких плит;

трехслойные послойной сборки из стальных гофрированных профилей с утеплителем из минераловатных жестких плит;

трехслойные стальные панели с облицовками из стальных гофрированных листов с утеплителем из минераловатных жестких плит.

Перекрытие запроектировано с несущими эле-

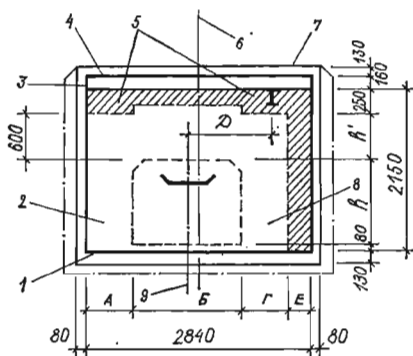
ментами из сборных железобетонных ребристых плит размером $1,2 \times 3$ м и $1,5 \times 3$ м. Для сопряжения стен с перекрытием служит цоколь, выполняемый из сборных стеновых керамзитобетонных блоков. Блоки устанавливают на железобетонные плиты перекрытия с размещением у опор блоков в швах между блоками и плитами фиксирующих прокладок. Перекрытие консольных участков длиной менее 3 м в местах примыкания к зданию выполняется в виде монолитной железобетонной плиты по стальным балкам. Полы приняты с уклоном 2 % к транспортеру, под которым устраивают лоток.

В галереях предусматривается размещение транспортеров с лентой шириной от 400 до 2000 мм. Галереи можно использовать для прокладки коммуникаций, за исключением трубопроводов с легковоспламеняющимися и горючими жидкостями и газами, а также для транспортирования материалов под уклоном от 0 до 23° . При уклоне галерей более 6° в эксплуатационных проходах укладывают съемные деревянные ходовые трапы, обработанные огнезащитным составом. Возможна гидроборка.

Привязки стоек рам транспортеров в поперечном сечении не фиксированы и назначаются в конкретном проекте.

Типовая серия 3.016.3-7 «Транспортные галереи комплектной поставки с пролетными строениями прямоугольного сечения пролетами 24, 36 и 48 м для одного транспортера с шириной ленты до 1200 мм». Разработана применительно к районам с расчетными зимними температурами -40° и выше (табл. 9.5).

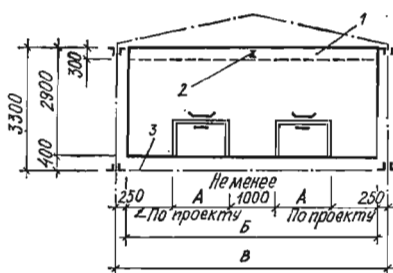
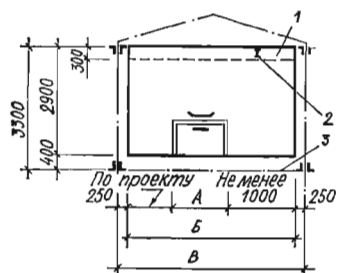
Размеры поперечных сечений галерей (в свету) обусловлены габаритами транспортеров, зон промышленных проходов, эксплуатационных и ремонтных проходов, требованиями максимальной



Т а б л и ц а 9.5. Габариты галерей по серии 3.016.3-7

Ширина ленты, мм	Размеры, мм						
	А	Б	Р	h	h'	Д	Е
650	470	1150	750	1050	770	700	470
800	420	1350	750	1250	570	850	320
1000	420	1600	700	1300	520	970	120

П р и м е ч а н и е. К эскизу: 1 — уровень верха конструкции перекрытия; 2 — ремонтный проход; 3 — уровень низа конструкции покрытия; 4 — внутренний габарит; 5 — габарит промышленных проводов; 6 — ось галереи; 7 — наружный габарит; 8 — эксплуатационный проход; 9 — ось транспортера.



Т а б л и ц а 9.6.
Габаритные схемы
галерей серии 3.016-1

Полезная ширина галерей Б	Расстояние между осями ферм В	Количество конвейеров, шт.	Ширина транспортера, мм	
			А	А + А
3000	3500	1	≤1400	—
4500	5000	1 2	1400...2000	— ≤1900
6000	6500	2	—	≤3300

П р и м е ч а н и е. К эскизу: 1 — габарит промышленных проводов; 2 — место крепления подъемного механизма грузоподъемностью 80,5 т; 3 — уровень верха железобетонных конструкций перекрытия.

заводской готовности с учетом технологии изготовления и монтажа, а также условий перевозки конструкций железнодорожным транспортом. Габаритные размеры поперечного сечения пролетного строения допускают перевозку его железнодорожным транспортом в виде отдельных секций длиной 12 м. Пролетные строения под транспортеры с шириной ленты 800 и 1000 мм вписываются в льготный железнодорожный габарит, не требующий специального согласования, а пролетные строения под транспортер с шириной ленты 1200 мм — в негабаритность 0 степени, требующую специального согласования с органами МПС.

Внутренний влажностный режим галерей не регламентирован. Сухой способ удаления просыпи и пыли основной. Санитарная уборка сухая или влажная. Система гидросмыва не предусмотрена. Предел огнестойкости конструкций галерей 0,25 ч. Транспортировка по галереям сгораемых материалов, выделяющих пыль, склонную к самовозгоранию и способную образовывать взрывоопасные концентрации, серий не предусмотрена. Окна расположены с одной стороны галерей, дефлекторы установлены на кровле.

В отправочных секциях длиной 12 м устраивается теплоизоляция на заводе-изготовителе. Теплоизоляцию галерей выполняют из минераловатных жестких плит на синтетическом связующем.

В стенах и покрытии минераловатные плиты располагают с внутренней стороны галереи и защищают плоскими асбестоцементными листами. В перекрытии минераловатные плиты располагают под полом и защищают стальными оцинкованными листами.

Внутреннюю обшивку крепят к элементам конструкций галерей самонарезающими винтами с шагом 500 мм.

Места стыков между отдельными отправочными элементами утепляют вставками из минераловатных плит повышенной жесткости и облицовывают гладкими стальными оцинкованными или плоскими асбестоцементными листами по месту при сборке галерей.

В качестве пола принято пятислойное покрытие эпоксидно-каучуковыми красками непосредственно по стальным конструкциям перекрытия. Максимальный угол наклона галерей 23°. При уклоне галерей 6...12° на проходах устраивают трапы,

более 12° — металлические ступени, до 12° — вместо трапов в проходах могут быть устроены дорожки из профилированной резины, наклеенные на конструкцию пола.

Пролетные строения галерей — разрезные в виде металлической оболочки прямоугольного поперечного сечения, которая совмещает несущие и ограждающие функции. Опорные рамки перпендикулярны к оси галерей; при этом опирание пролетного строения на нижележащие конструкции горизонтальное.

Типовая серия 3.016-1 «Неотапливаемые транспортные галереи пролетами 18, 24 и 30 м с ограждающими конструкциями из волнистых асбестоцементных листов». Разработана для размещения ленточных транспортеров с шириной ленты от 400 до 1600 мм, а также для коммуникаций, за исключением трубопроводов с легковоспламеняющимися и горючими жидкостями и газами, для транспортирования материалов под углом наклона от 0 до 23° (табл. 9.6).

Номинальная ширина галерей 3; 4,5 и 6 м. Конструкции галерей предусматривают возможность гидроуборки пыли и просыпи при положительной температуре наружного воздуха. Привязки стоек рам конвейеров в поперечном сечении галерей не фиксированы и назначаются в конкретном проекте. В габаритных схемах приведены типы конвейеров, на которые рассчитаны строительные конструкции соответствующих галерей, а также минимальные размеры проходов и зазоров для ремонтно-монтажных работ.

Рабочие чертежи галерей разработаны применительно к условиям строительства в климатических районах с расчетной зимней температурой до —40 °С.

Конструкции галерей не рассчитаны на их применение в районах с сейсмичностью выше 6 баллов, в районах с просадочными или вечномёрзлыми грунтами, а также для транспортирования горячих, парящих и особо агрессивных материалов.

В качестве несущих конструкций пролетных строений галерей служат стальные решетчатые фермы с параллельными поясами пролетом 18, 24 и 30 м и высотой 3,3 м (между обухами поясных уголков). Фермы располагают с внутренней стороны стен галерей. Стены и кровля галерей из асбестоцементных волнистых листов по стальным прогонам.

Прогоны фахверка стен крепят к стойкам ферм, прогоны кровли опираются на стальные ригели, которые в свою очередь опираются на верхние пояса ферм. Кровля в поперечном разрезе галереи — двускатная с уклоном 1 : 4.

Перекрытие галерей принято из сборных железобетонных плит размером 1,5 × 6 м. Примыкание галерей к зданиям рекомендуется консольным без опирания на каркас или ограждающие конструкции зданий. Полы с уклоном 2 % к транспортеру. Под транспортером предусматривается устройство лотка из стали толщиной 2 мм при транспортировании материалов с абразивными свойствами, или из плотного бетона со стальной стружкой для остальных материалов. При уклоне галерей более 12° в проходах укладывают съемные стальные ходовые трапы.

Типовая серия 3.016-2 «Неотапливаемые транспортные галереи с самонесущими асбестоце-

ментными оболочками». В серии разработаны конструкции неотапливаемых транспортных галерей для размещения ленточных транспортеров с шириной ленты 400...1600 мм; они могут быть использованы также для прокладки трубопроводов, электрокабелей и других промышленных проводов.

Конструкции галерей не рассчитаны на применение в районах с сейсмичностью выше 6 баллов, с просадочными или вечномёрзлыми грунтами, а также для транспортирования горячих и парящих материалов.

Рабочие чертежи галерей разработаны применительно к условиям строительства в климатических районах с расчетной зимней температурой до —40 °С и выше.

Конструктивные решения неотапливаемых транспортных галерей данной серии основаны на применении в качестве ограждения галерей самонесущих асбестоцементных оболочек, устанавливаемых на верхний пояс пролетного строения. В качестве несущих конструкций пролетных строений приняты стальные решетчатые сварные фермы пролетом 18, 24 и 30 м, высотой 2,5 м (между обухами поясных уголков). Ширина галерей установлена исходя из трех номинальных габаритов — 3, 4,5 и 6 м (по наружным граням железобетонных плит перекрытия).

Привязки стоек транспортеров в поперечном сечении галерей не фиксированы и назначаются в конкретном проекте.

Перекрытие галерей из сборных железобетонных плит размером 0,5 × 3 м. Плиты устанавливают на поперечные стальные прогоны пролетного строения.

Асбестоцементные оболочки ограждения в галереях шириной 3 и 4,5 м устанавливают на продольные стальные балки, расположенные по верху поперечных прогонов пролетного строения. Для галерей шириной 6 м в связи с ограниченной длиной асбестоцементных листов разработаны два типа самонесущих оболочек ограждения:

I — опирающиеся на керамзитобетонные бортовые элементы; II — опирающиеся непосредственно на продольные стальные балки.

Асбестоцементные оболочки соединяют в коньковом узле болтами, после чего соединительные элементы в опорных узлах приваривают к продольным стальным балкам пролетного строения или к закладным деталям в бортовых элементах.

Примыкание галерей к зданиям рекомендуется консольное без опирания на каркас здания. В месте примыкания к зданию оболочки ограждения обрезаются под соответствующим углом. Внутри галерей с ограждениями из асбестоцементных листов без бортовых элементов устраивают стальные перила.

Типовая серия 3.016.5-8 «Панели-оболочки клефанерные для покрытий галерей». Содержит указания по применению и рабочие чертежи клефанерных панелей-оболочек, являющихся ограждающими конструкциями коммуникационных и транспортных сооружений.

Клефанерные панели-оболочки рассчитаны для I и II района по скоростному напору ветра и II...V по весу снегового покрова. Они предназначены для строительства в районах с расчетной температурой воздуха наиболее холодной пятидневки от —25 до —40 °С.

Панели-оболочки применяют для покрытия отапливаемых и неотапливаемых галерей с нормальными температурно-влажностным режимом на один и два конвейера с шириной лент соответственно 1000, 1200, 1400, 1600 мм и 1000 + 1000, 1200 + 1200, 1400 + 1400, 1600 + 1600 мм. Основание конструкции панели-оболочки — пролетное строение галереи либо цокольная часть стены.

Панели-оболочки относятся к категории строаемых и применяются в сооружениях III...V степени огнестойкости. Конструкция их решена в виде трехшарнирных клефанерных цилиндрических оболочек, сопряженных между собой в коньковом узле и образующих свод; крепление панелей-оболочек к основанию — шарнирно-неподвижное.

Галереи, соединяющие административно-бытовые и производственные здания промышленных предприятий по серии 416-0-7. Отметки пола переходных галерей 3,3; 4,2; 4,8; 6,6 м по отношению к отметке пола одного из примыкающих цехов с более высоким расположением пола. При отметках чистого пола галерей 4,8 и 6,6 м под ними возможен проезд. При организации проезда под галереями колонны в пределах проезда должны иметь металлическое ограждение.

Характеристика галерей

Степень огнестойкости	III
Пролетные строения	По серии ИИ-4, вып. 6
Ширина, считая по осям колонн	3 м
Шаг колонн вдоль осей галерей	6 м
Длина температурного блока	36 м
Отметка верхнего обреза фундаментов (от отметки чистого пола одного из примыкающих корпусов, условно при-	

нятой за 0,000, в зависимости от района строительства и вида уплотнителя)	От —0,260 до —180 м
Глубина заделки колонн в стаканы фундамента	610 мм
Толщина стеновых панелей (для всех районов)	250 мм
Толщина мозаичных полов	25 мм
Расчетные нагрузки, кг/м²:	
полезная нормативная	400
снеговая (как для III снегового района)	100
ветровая (как для III по скоростному напору)	45
» на раму в продольном направлении	0,1 (поперечной)

Чертежи серии разработаны применительно к условиям строительства галерей в районах с зимней температурой наружного воздуха —30 и —40 °С.

Конструкции каркаса рассчитаны на воздействие статических нагрузок и не рассчитаны на особые условия строительства (вечная мерзлота, сейсмика, просадочные грунты и т. п.), поперечный каркас галерей рассчитан на воздействие временных длительных, кратковременных и постоянных нагрузок (собственный вес, снеговая нагрузка, полезная нагрузка, ветровая нагрузка); продольный — на нагрузку от собственного веса и ветровую. По полученным статическим расчетным усилиям в элементах рам подобраны ригели и колонны.

Пространственная жесткость галерей обеспечивается приваркой ригелей, расположенных в обоих направлениях, к колоннам. Примыкание галерей к зданиям без опирания на каркас и ограждающие конструкции зданий. Опирание плит перекрытия и покрытия на поперечные ригели.

Кровля галерей плоская из рулонных материалов с устройством защитного слоя.

10. ОТДЕЛЬНО СТОЯЩИЕ ОПОРЫ И ЭСТАКАДЫ ПОД ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ТРУБОПРОВОДЫ

10.1. Общие сведения

Отдельно стоящие опоры и эстакады под технологические трубопроводы — открытые горизонтальные или наклонные инженерные сооружения, предназначенные для размещения технологических трубопроводов, транспортирующих в пределах промышленного предприятия или группы предприятий пар, газ, горячую воду, сырье, промежуточные и конечные продукты производства. Опоры и эстакады состоят из ряда опор (включающих в себя колонны, связи, траверсы и фундаменты), а для эстакад также пролетных строений, которые, в свою очередь, состоят из ферм или балок, траверс, связей по фермам.

На основании сравнения технико-экономических показателей вариантов выбирают прокладку коммуникаций, которая может быть подземной или надземной в зависимости от физико-химических свойств транспортируемых продуктов, условий эксплуатации, климатических и грунтовых условий, рельефа местности и наличия грунтовых вод. При этом необходимо учитывать единоре-

менные и эксплуатационные затраты, долговечность трубопроводов, возможность обводнения площадки и загрязнения грунтов химическими продуктами при прокладке трубопроводов в земле.

Надземная прокладка трубопроводов на территории промышленных предприятий рекомендуется в тех случаях, когда возможна совместная прокладка всех трубопроводов (тепло-, материалопроводов и т. д.) на общих эстакадах или высоких опорах, а также при плохих гидрогеологических условиях (высокий уровень грунтовых вод, просадочные грунты и т. д.).

Трубопроводы на низких опорах (высотой от 0,3 до 1,2 м) прокладывают по территориям, не подлежащим застройке, при отсутствии пересечения с дорогами и вне пахотных земель; на высоких опорах — при необходимости проезда под трубопроводами с обеспечением габарита приближения строений по ГОСТ 9238—83* и СНиП 2.05.02-85. Для пешеходных переходов через трассу трубопроводов на низких опорах предусматривают переходные мостики через 150 м шириной не менее 0,9 м.

Тепловые удлинения трубопроводов воспринимаются специальными компенсирующими устройствами, предохраняющими трубопроводы от возникновения недопустимых напряжений и деформаций. При выборе геометрической схемы трасс стремятся использовать во всех случаях повороты и подъемы трасс для самокомпенсации трубопроводов.

При переходе трубопроводов с горючими и взрывоопасными средами через автомобильные и железные дороги за пределами территорий предприятий под трубопроводами выполняют герметичные поддоны, выступающие в плане не менее 15 м от оси крайних путей железных дорог и 10 м от бровки земляного полотна автомобильных дорог. Трубопроводы пересекаются с автомобильными и железными дорогами под углом 90°, но не менее 45°.

Совместную прокладку на эстакадах электрических проводов и кабелей с технологическими трубопроводами выполняют в соответствии с требова-

Таблица 10.1. Минимальные расстояния по горизонтали и вертикали от строительных конструкций или оболочки тепловых сетей до зданий, сооружений и инженерных сетей в свету (СНиП 2.04.07-86)

Здания, сооружения и инженерные сети	Наименьшие расстояния в свету, м	
	по горизонтали	по вертикали

До ближайшего сооружения земляного полотна железных дорог

3
Габариты С, Сп, Су по ГОСТ 9238—83* и ГОСТ 9720—76

До оси ближайшего железнодорожного пути от промежуточных опор (при пересечении железных дорог)

До головки рельсов железных дорог

2,75 —

До оси ближайшего трамвайного пути

До частей контактной сети трамвая

— 0,3
— 0,2

То же, троллейбуса

До бортового камня или до наружной бровки боковой канавы автомобильной дороги

0,5 —

До верха проезжей части автомобильной дороги

— 5
— 2,2

До верха пешеходных дорог

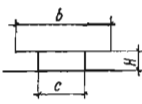
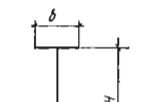
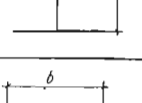
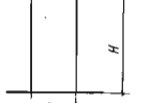
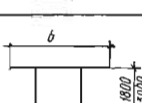
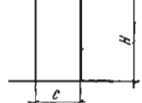
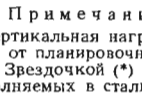
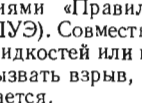
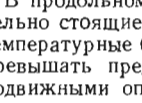
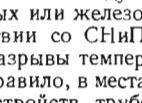
До воздушных линий электропередачи при наибольшем отклонении или при наибольшей стреле провеса проводов при напряжении, кВ:

до 1 1
более 1 до 20 3
35...110 4
150 4,5
220 5
330 6
500 6,5

До крон деревьев

0,5, но не менее 2 м до оси ствола

Таблица 10.2. Унифицированные параметры отдельно стоящих опор под технологические трубопроводы

Схема сооружения	p_{01} , тс/м	м		
		r	b	c
	5	—	2,4; 3,0	1,8
	10; 20	0,9; 1,2	4,2; 4,8	2,4
	1; 2; 3	5,4; 6;	1,2; 1,8	—
	5	6,6; 7,2; 7,8	1,2; 1,8;	2,4
	5	—	2,4; 3	1,8
	10; 20	5,4; 6; 6,6; 7,2; 7,8	2,4; 3; 3,6	1,8
	10; 20	7,8	4,2; 4,8	2,4
	20; 30	5,4; 6	2,4; 3; 3,6	1,8
	40; 60	—	4,2; 4,8	2,4
	—	—	6 *	3,6*

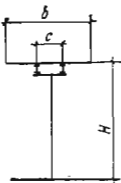
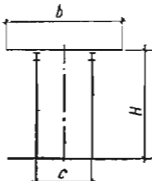
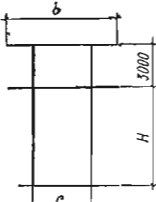
Примечания: 1. p_{01} — нормативная суммарная вертикальная нагрузка на опору; H — модульная высота от планировочной отметки земли до верха траверсы. 2. Звездочкой (*) обозначены параметры для опор, выполняемых в стали.

ниями «Правил устройства электроустановок» (ПУЭ). Совместная прокладка трубопроводов для жидкостей или газов, смешивание которых может вызвать взрыв, пожар или отравление, не допускается.

В продольном направлении трубопроводы, отдельно стоящие опоры и эстакады разбивают на температурные блоки, длина которых не должна превышать предельных расстояний между неподвижными опорными частями трубопроводов, а также между температурными швами для стальных или железобетонных конструкций в соответствии со СНиП 2.03.01-84 и СНиП II-23-81*. Разрывы температурных блоков размещают, как правило, в местах расположения компенсаторных устройств трубопроводов.

При прокладке по эстакадам трубопроводов, требующих регулярного обслуживания (не менее одного раза в смену), в многоярусных эстакадах, а также в местах пересечений железных дорог, рек и оврагов, т. е. в труднодоступных для обслуживания трубопроводов местах, предусматрива-

Таблица 10.3. Унифицированные параметры эстакад под технологические трубопроводы

Схема сооруже- ния	$R_{D,1}$ тс/м	H	b	c	Шаг опор
		м			
<i>Одноярусные</i>					
	0,25		1,2; 1,8	1,2	
	0,5		1,2; 1,8; 2,4	1,2	12
	1,0		3	1,8	18
	1,5	6; 6,6;	3,6; 4,2	2	
	2,0	7,2; 8,4	4,8	2	
	2		6 7,8	3,6 4,8	
	3		4,8; 6	3,6	
			7,8	4,8	12
	4		7,2 7,8	3,6 4,8	
	<i>Двухъярусные</i>				
	1; 1,5		4,8	2,4	
		5,4; 6;	6	3,6	
	2; 3	6,6; 7,2;	6	3,6	18
		7,8; 8,4	7,8	4,8	
	5		7,8	4,8	

ют проходные мостики шириной 0,6 м с лестницами через 200 м (но не менее двух).

Минимальные расстояния в плане и по вертикали от надземных тепловых сетей, проложенных по эстакадам и опорам до зданий, сооружений и инженерных коммуникаций на территории промышленных предприятий принимают по СНиП 2.04.07-86 (табл. 10.1). Унифицированные параметры отдельно стоящих опор и эстакад под технологические трубопроводы приведены в табл. 10.2 и 10.3.

Учитывая перспективное расширение и реконструкцию предприятий рекомендуется оставлять на эстакадах места, а также резервы несущей способности эстакад и опор для возможного увеличения количества коммуникаций без реконструкции эстакад. При отсутствии данных о расширении производств резерв в химической промышленности рекомендуется принимать до 30 %, в остальных случаях он должен быть обоснован расчетом.

10.2. Конструктивные решения

В зависимости от диаметра и несущей способности трубопроводов прокладывать их можно на отдельно стоящих опорах либо по эстакадам с пролетными строениями. Отдельно стоящие опо-

ры и эстакады проектируют из сборных железобетонных конструкций. Применение стальных конструкций допускается в соответствии с ТП 101-81*.

Расстояния между отдельно стоящими опорами эстакад принимают кратными 3 и не менее 6 м, рекомендуемый шаг между опорами 12; 18; 24 и 30 м.

Отдельно стоящие опоры и эстакады воспринимают вертикальные и горизонтальные нагрузки от трубопроводов. Горизонтальные направлены вдоль и поперек оси эстакады. Нагрузки от трубопроводов на опоры передаются посредством опорных частей, конструкцию которых назначают в зависимости от размера, направления и вида передаваемой нагрузки. Примыкание эстакад к производственным зданиям предусматривают без опирания эстакад на каркас и стены зданий.

При расположении отдельно стоящих опор и эстакад в зоне действия агрессивных воздушных сред необходима антикоррозионная защита строительных конструкций и трубопроводов.

Надземная прокладка трубопроводов по отдельно стоящим опорам осуществляется при прокладке одного или нескольких самонесущих трубопроводов больших диаметров, которые в случае необходимости служат опорами для мелких трубопроводов. Трубопроводы посредством своих опорных частей опираются непосредственно на опоры либо траверсы опор.

Температурный блок отдельно стоящих низких опор состоит из опор промежуточных в виде железобетонных траверс, укладываемых на защищенную от выдувания и вымывания песчаную подушку, и одной анкерной железобетонной опоры. Отдельно стоящие низкие и высокие опоры по конструкции бывают постоянного сечения по высоте, Т-образные, рамные плоские, рамные пространственные.

Анкерные концевые и угловые опоры могут быть выполнены в виде пространственных стальных. Стальные пространственные промежуточные опоры жестко соединяют с фундаментами, плоские жестко соединены с фундаментами только в поперечном направлении и шарнирно в продольном, маятниковые — шарнирно в обоих направлениях. Вследствие этого пространственные промежуточные опоры, как и анкерные, воспринимают помимо вертикальных и горизонтальные нагрузки, направленные вдоль и поперек трассы трубопроводов; плоские — вертикальные и горизонтальные, направленные перпендикулярно продольной оси эстакады, маятниковые — только вертикальные. Плоские и маятниковые опоры неподвижно крепят к трубопроводам, которые служат им верхней опорой.

Железобетонные опоры применяют в виде колонн, заземленных в отдельные фундаменты, а также в виде одиночных свай-колонн или объединенных в плоские или пространственные системы; в виде колонн, установленных на односвайные фундаменты из свай-оболочек или буронабивных.

Эстакады применяют при прокладке трубопроводов небольших диаметров, требующих установки опор на расстояниях меньших, чем принятые пролеты эстакад. Рекомендуемый шаг стоек эстакад для одноярусных эстакад 12...18 м, для двухъярусных 12...30.

Под опорные части трубопроводов устанавливают поперечные балки-траверсы, опирающиеся

на пролетное строение, состоящее из одной или нескольких балок или ферм. Как и при отдельно стоящих опорах, эстакады с пролетным строением разбирают на температурные блоки такой же длины как и для отдельных опор.

В эстакадах из железобетонных или комбинированных конструкций (железобетонных опор и стальных пролетных строений) температурный блок состоит только из промежуточных опор, при этом горизонтальные нагрузки, действующие вдоль оси трассы, воспринимаются всеми опорами.

В эстакадах из стальных конструкций температурный блок выполняют из промежуточных и одной анкерной опоры, на которую передаются все горизонтальные нагрузки, действующие вдоль оси трассы. В местах разрывов температурных блоков предусматривают вставки, в которых размещают компенсаторные устройства.

Травесы для опирания трубопроводов подразделяются на рядовые и усиленные, на рядовых трубопроводы опираются свободно, на усиленных закреплены неподвижно. Железобетонные травесы выполняют прямоугольного сечения, стальные — коробчатого сварного из двух швеллеров или из гнутых замкнутых профилей.

Пролетные строения эстакад рекомендуется принимать из железобетонных балок (при пролете до 12 м) или стальных и железобетонных ферм.

Расчет и конструирование трубопроводов, их опорных частей производится в технологической части проекта. В соответствии с принятой расчетной схемой трубопровода размещают его опорные части, подразделяющиеся на подвижные и неподвижные.

С помощью неподвижных опорных частей трубопроводы крепят неподвижно к маятниковым, плоским, анкерным опорам либо к травесам пролетных строений. С помощью подвижных опорных частей трубопроводы свободно опираются на жесткие опоры и травесы, чем обеспечивается их свободное перемещение на опорах. Следует стремиться применять подвижные опорные части с низкими коэффициентами трения, например с прокладками из фторопласта и др.

Подвижные опорные части по конструкции подразделяются на подвесные, скользящие, катковые и шариковые; неподвижные — на хомутовые, лобовые и шитовые.

Фундаменты под опоры трубопроводов проектируют монолитными или сборными железобетонными. Подошва фундамента прямоугольной формы с отношением сторон 0,6...0,9. В зависимости от грунтовых условий и нагрузок фундаменты выполняют раздельными для каждой ветви плоских и пространственных опор или цельными для всей опоры. При соответствующих грунтовых условиях и наличии сваебойного оборудования фундаменты проектируют свайными.

Сборные железобетонные колонны заделывают в стакан фундамента на глубину не менее 1,5 размера большей стороны колонны и не менее длины анкерной продольной арматуры колонны. При растягивающих усилиях в стыках колонн с фундаментом стыки выполняют сваркой закладных элементов либо выпусков арматуры колонн и фундаментов. Соприжение стальных колонн с фундаментами осуществляют с помощью стальных баз, установленных на фундаменте и закрепленных анкерными болтами.

10.3. Расчет

Типовые решения отдельно стоящих опор и эстакад разработаны для большинства конструкций. Однако зачастую возникает необходимость в индивидуальном решении эстакад, в расчете их либо в подтверждении расчетом возможности применения типовых конструкций эстакад для условий, отличающихся от принятых.

Т а б л и ц а 10.4. Нагрузки и коэффициенты надежности по нагрузкам (Пособие по проектированию отдельных стоящих опор и эстакад под технологические трубопроводы / ЦНИИпромзданий. — М., 1986)

Классификация нагрузок	Нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузкам
Постоянные	От собственного веса отдельно стоящих опор и эстакад с обслуживающими площадками	1,1 (0,9)
Временные длительные	От веса трубопроводов с технологической арматурой и опорными частями	1,1 (0,9)
	От веса изоляции и футеровки	1,2 (0,9)
	От веса транспортируемой жидкости в стадии эксплуатации	1
	От отложений внутри трубопроводов в стадии эксплуатации	1,1
	Температурные технологические воздействия (разность температур)	1,1
Кратковременные	Внутреннее давление в стадии эксплуатации	1,2
	От веса людей и ремонтных материалов на площадках и мостиках	1,4
	От веса производственной пыли	1,2
	На поручни перил площадок и мостиков	1,2
	Снеговая	1,4
	Ветровая	1,2
	Климатические температурные воздействия (разность температур)	1,2
	От веса воды при гидравлических испытаниях	1
Особые	Внутреннее давление при испытаниях	1
	Вызываемые резким нарушением технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования	1
	Сейсмическое воздействие	1

Примечание. Значения коэффициентов надежности по нагрузкам, указанные в скобках, принимают в случаях, когда уменьшение нагрузки снижает несущую способность конструкции.

Таблица 10.5. Нормативная нагрузка на 1 м длины от массы отложений внутри газопроводов в стадии эксплуатации, кН (кгс) (Пособие по проектированию отдельно стоящих опор и эстакад под технологические трубопроводы / ЦНИИпромзданий. — М.; 1986)

Условный диаметр газопровода, мм	Влажный очищенный газ		Сухой очищенный газ	Грязный доменный газ, газопроводы		
	Горизонтальные газопроводы	Местные пониженные участки газопроводов		Горизонтальные и наклонные под углом не более 30°	Наклонные под углом 40°	С неблагоприятной конфигурацией
100	0,05 (5)	0,05 (5)	0,05 (5)	—	—	—
300	0,3 (30)	0,3 (30)	0,05 (5)	—	—	—
500	0,6 (60)	0,6 (60)	0,1 (10)	—	—	—
700	0,9 (90)	1 (100)	0,2 (20)	—	—	—
900	1,2 (120)	1,5 (150)	0,25 (25)	—	—	—
1100	1,5 (150)	2 (200)	0,3 (30)	—	—	—
1200	1,6 (160)	2,2 (220)	0,35 (35)	2,4 (240)	0,7 (70)	6 (600)
1500	2,1 (210)	3,0 (300)	0,45 (45)	4 (400)	1,2 (120)	10 (1000)
2000	2,9 (290)	4,3 (430)	0,6 (60)	8 (800)	2,4 (240)	20 (2000)
2500	3,7 (370)	5,9 (590)	0,75 (75)	13 (1300)	3,9 (390)	32 (3200)
3000	4,5 (450)	8,5 (850)	0,9 (90)	19 (1900)	5,8 (580)	48 (4800)
3500	5,4 (540)	12 (1200)	1,1 (110)	27 (2700)	8 (800)	67 (6700)

Нагрузки и воздействия на эстакады выдают организации, проектирующие трубопроводы. При этом нагрузки на траверсы, пролетные строения и опоры эстакад определяют дифференцированно.

Поскольку нагрузки зависят от конструктивных решений эстакад, их схем, мест расположения подвижных и анкерных опор, которые разрабатывает проектировщик-строитель, их необходимо определить с учетом всех факторов и оговорить в задании для возможности корректировки при измененном решении. В задании указывают нагрузки и число трубопроводов по ярусам с выделением числа трубопроводов водяных сетей. Коэффициенты надежности по нагрузкам, снеговые и ветровые нагрузки принимают по СНиП 2.01.07-85, а также по табл. 10.4.

Перечисленные в табл. 10.4 нагрузки по направлению воздействия подразделяются на вертикальные, горизонтальные, действующие поперек трассы и горизонтальные, действующие вдоль трассы. Вертикальные нагрузки — от собственного веса трубопроводов, изоляции, арматуры, футеровки, веса обслуживающих площадок, веса заполнения трубопроводов, отложений внутри и на трубопроводах, снега, от временных нагрузок на площадках. Горизонтальные нагрузки поперек трассы — от давления ветра на трубопроводы и строительные конструкции, температурных деформаций и неравномерного давления газа или продукта в местах отводов и на поворотах трассы, фактического смещения трубопроводов от проектного положения. Горизонтальные нагрузки вдоль трассы — от температурных деформаций и самокомпенсации трубопроводов, внутреннего давления в них, жесткости компенсаторов, смещения трубопроводов на опорах. Кроме того, учитывают резервные нагрузки по рекомендациям, оговоренным в п. 10.1.

При расчетах рассматривают следующие сочетания нагрузок: основные, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных; особые — из постоянных, длительных, возможных кратковременных и одной из особых. Одновременный учет длительных и кратковременных нагрузок и коэффициент сочетаний принимают в соответ-

ствии со СНиП 2.01.07-85 и умножают на коэффициент надежности по назначению γ_n , устанавливаемый в зависимости от класса ответственности зданий и сооружений.

Вертикальные нагрузки. Нормативную нагрузку от веса всех трубопроводов с изоляцией и футеровкой, транспортируемого продукта, обслуживающих площадок, технологической арматуры, а также веса строительных конструкций принимают по проектным данным; от веса людей и ремонтных материалов на площадках, мостиках и лестницах — 750 Па (75 кгс/м²). Настил рассчитывают на сосредоточенную нагрузку 1,5 кН (150 кгс) на площадку 10 × 10 см.

Нормативную снеговую нагрузку на 1 м² площади горизонтальной проекции трубопроводов, обслуживающих площадок и мостиков определяют по СНиП 2.01.07-85, при этом гололедная не учитывается, а коэффициент μ перехода от веса снегового покрова земли к нормативной нагрузке равен 0,2 — для трубопроводов диаметром до 0,6 м; 0,3 — более 0,6 м и 0,8 — для обслуживающих площадок и мостиков. Ширина горизонтальной проекции пакета трубопроводов диаметром 0,6 м и менее равна длине траверсы при любом числе ярусов и рядов трубопроводов. В случае расположения двух трубопроводов диаметром более 0,6 м одного над другим при расстоянии в свету между ними менее диаметра меньшего трубопровода, снеговая нагрузка учитывается только от одного трубопровода большего диаметра. При температуре транспортируемого продукта более 30°, а также для трубопроводов с обогревающими «спутниками» снеговая нагрузка не учитывается.

Нормативная нагрузка от веса отложений внутри трубопроводов (пыль, лед, конденсат и др.) в стадии эксплуатации принимается по заданию технологов, при его отсутствии — по табл. 10.5, при резком нарушении режима эксплуатации — в 2,5 раза больше соответствующей нагрузки в стадии эксплуатации, но не более веса отложений, занимающих 70 % сечения трубопровода.

Нагрузка от веса отложений производственной пыли учитывается только для трубопроводов и обслуживающих площадок, расположенных на

расстоянии не более 100 м от источника пыли, с наклоном не более 30°. Нормативная нагрузка для обслуживающих площадок и пролетного строения 1000, для трубопроводов 450 Па горизонтальной проекции трубопроводов. Нагрузка от веса пыли не учитывается при площади просветов решетчатого настила равной более половины всей площади площадок.

Нормативное значение интенсивности вертикальной нагрузки на единицу длины трассы отдельно стоящих опор и эстакад при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов (рис. 10.1)

$$p_v = \frac{p_{v1}s}{b}, \quad (10.1)$$

где p_{v1} — нормативная вертикальная нагрузка от трубопроводов на 1 м длины трассы, кН/м (тс/м); s — шаг трасс, м; b — длина трассы, м.

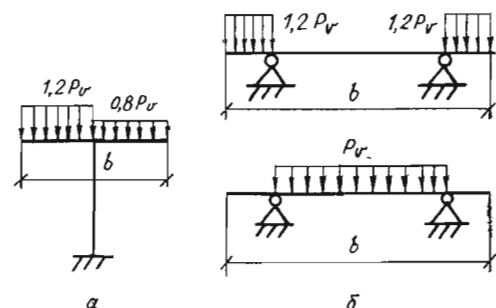


Рис. 10.1. Распределение интенсивности вертикальной нагрузки на трассы отдельно стоящих опор и эстакад:

а — однопролетные опоры; б — двухпролетные опоры.

Распределение вертикальной нагрузки по поперечному сечению трассы для расчета колонн и фундаментов отдельно стоящих опор, а также пролетных строений, колонн и фундаментов эстакад при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов принимают по рис. 10.2 и 10.3.

Распределение вертикальной нагрузки для многоярусных отдельно стоящих опор и эстакад при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов, %

Двухъярусные опоры и эстакады, ярус:	
верхний	60
нижний	40
Трехъярусные опоры и эстакады, ярус:	
верхний	40
средний, нижний	30

При использовании катковых опорных частей расчет трасс и колонн производят с учетом возможной эксцентриситетности приложения вертикальной нагрузки из-за перемещения катка за счет температурных воздействий трубопроводов. Эксцентриситет при этом определяют расчетом, но не более 100 мм. Кроме того, учитывают несимметричное приложение вертикальной нагрузки в местах отклонения и на участках пересечения трасс.

Горизонтальные технологические воздействия. Они возникают за счет смещения опор трубопро-

водов и равны силам трения, приложенным к опорам, т. е. произведению вертикальной нагрузки на коэффициент трения.

Коэффициент трения в опорных частях «сталь по стали»

Скользкие	0,3
Катковые — вдоль оси трубопровода	0,1
Поперек оси трубопровода	0,3
Шариковые	0,1

Расчетную горизонтальную технологическую нагрузку вдоль трассы на промежуточные отдельно стоящие опоры, действующую в местах подвижного опирания трубопроводов, при известной их раскладке определяют следующим образом:

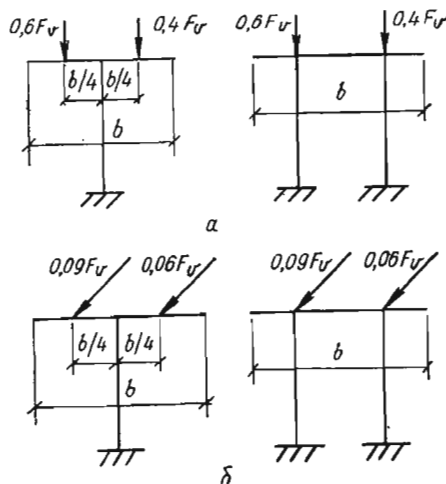


Рис. 10.2. Распределение нагрузки при расчете колонн и фундаментов промежуточных отдельно стоящих опор по поперечному сечению трассы:

а — вертикальной; б — горизонтальной нагрузки, $F_v = p_v b$ — нормативная вертикальная нагрузка на опору или на соответствующий ярус опоры; p_v — нормативное значение интенсивности вертикальной нагрузки на трассу.

а) на трассы и колонны при прокладке одного трубопровода она принимается равной расчетному значению соответствующей силы трения и считается приложенной в месте его опирания (применительно к тепловым водяным сетям вместо каждого отдельного трубопровода здесь и далее принимается одна система: подающий и обратный трубопроводы);

б) на трассы и колонны при прокладке 2...4 трубопроводов она учитывается только от двух наиболее неблагоприятных трубопроводов, значение каждой из горизонтальных нагрузок принимается равным расчетному значению соответствующей силы трения и считается приложенной в местах опирания трубопроводов;

в) при прокладке более четырех трубопроводов по отдельно стоящим опорам, когда жесткость *

* Под жесткостью понимается горизонтальная сила, приложенная к верху колонны и вызывающая его смещение на 1 см. При определении жесткости двухъярусных опор в уровне нижнего яруса принимается шарнирно-неподвижная опора.

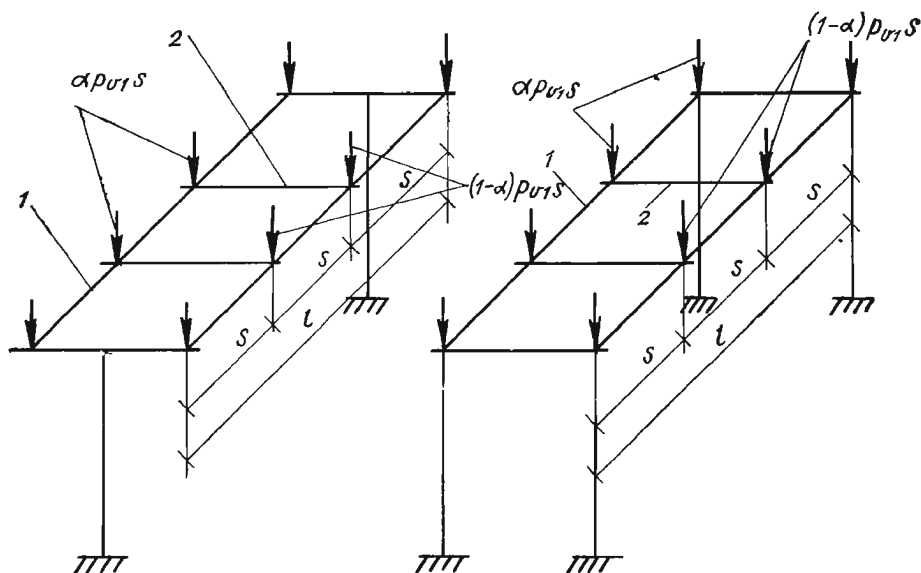


Рис. 10.3. Распределение вертикальной нагрузки по поперечному сечению трассы при расчете пролетных строений, колонн и фундаментов эстакад:

1 — балка пролетного строения; 2 — траверса; при $p_{v1} \leq 10$ кН/м (1 тс/м) $\alpha = 0,65$; при $p_{v1} = 10...30$ кН/м (1...3 тс/м) $\alpha = 0,6$; при $p_{v1} > 30$ кН/м (3 тс/м) $\alpha = 0,55$.

опоры не превышает 600 кН/см (60 тс/см) и распределение вертикальной нагрузки находится в пределах, указанных на рис. 10.2, а, расчетную горизонтальную нагрузку, передающуюся с траверсы на наиболее нагруженную колонну определяют как произведение суммы расчетных значений сил трения от каждого трубопровода на коэффициент неодновременности, значение которого

трубопроводов; в последнем случае расчетная горизонтальная нагрузка от каждого трубопровода принимается равной произведению расчетного значения соответствующей силы трения на коэффициент, равный 0,5; распределение ее по поперечному сечению трассы принимается согласно рис. 10.2, б. Из двух определенных указанными способами нагрузок принимается неблагоприятная.

Таблица 10.6. Значение коэффициентов неодновременности для определения нагрузки в колоннах отдельно стоящих опор

Общее число трубопроводов на траверсе	5	6	7	8	9	10
Коэффициенты неодновременности	0,25	0,2	0,15	0,12	0,09	0,05

Коэффициенты неодновременности

Примечания: 1. При числе трубопроводов больше 10 рассматриваемое усилие учитывается только от 10 наиболее неблагоприятных, остальные не учитываются. 2. Рекомендуемые коэффициенты неодновременности не распространяются на случаи, когда на отдельно стоящих опорах проложены только неизолированные трубопроводы.

принимает по СНиП 2.09.03-85 (табл. 10.6) (при определении горизонтального усилия, действующего в уровне верхних граней траверс двухъярусных опор, учитываются только те трубопроводы, которые опираются на траверсу второго яруса, а в уровне траверс нижнего яруса — по п. г); г) на траверсы, а также колонны опор, к которым не могут быть применены условия п. в, при прокладке более четырех трубопроводов она учитывается от двух как в п. б, либо от всех

При известной раскладке трубопроводов расчетная горизонтальная технологическая нагрузка вдоль трассы на концевые анкерные отдельно стоящие опоры определяется исходя из усилий, действующих по одну сторону от анкерной опоры, и состоит из суммы усилий в компенсаторах, суммы горизонтальных нагрузок от промежуточных опор, расположенных на участке от компенсатора до опоры, суммы неуравновешенных осевых усилий, вызванных действием внутреннего давления на запорные устройства. Нагрузка на промежуточные анкерные отдельно стоящие опоры принимается как разность указанных нагрузок, действующих в противоположных направлениях справа и слева от анкерной опоры. При этом меньшую (вычитаемую) умножают на коэффициент 0,8 (при равенстве противоположно направленных нагрузок учитываемую в расчете принимают равной 0,2 от всей нагрузки, действующей с одной стороны).

Горизонтальную нагрузку, действующую на анкерную опору, принимают не менее аналогичной, действующей на соседнюю промежуточную опору.

Промежуточные отдельно стоящие опоры, расположенные под П-образными компенсаторами и на расстоянии не более $40d$ (d — условный диаметр наибольшего трубопровода) от угла поворота

трубопровода (в частности, от компенсатора), при подвижном опирании трубопровода рассчитывают на горизонтальную нагрузку, направленную под углом к оси трассы. При этом расчетное значение ее принимают таким же, как при расчете вдоль траверсы, а угол ее направления к оси трубопроводов равным при опорных частях скользящих 45°, катковых 70°. Для опор, расположенных под «спинкой» П-образного компенсатора, угол отсчитывают от оси, нормальной к оси трубопровода.

Нормативное значение интенсивности горизонтальной технологической нагрузки на единицу длины траверсы отдельно стоящих опор и эстакад при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов и ее распределение по длине траверсы принимают по рис. 10.4.

Нормативные нагрузки для расчета колонн и фундаментов отдельно стоящих опор при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов:

вдоль трассы на промежуточную опору согласно рис. 10.2, б;

вдоль трассы на анкерную промежуточную опору, установленную в середине температурного блока

$$(0,03l + 2) p_{01}; \quad (10.2)$$

вдоль трассы на конечную и угловую опоры

$$(0,15l + 4) p_{01}; \quad (10.3)$$

поперек трассы от отводов трубопроводов на промежуточную опору — $1,5p_{01}$,

где l — расстояние от анкерной опоры до конца температурного блока, м; p_{01} — нормативная вертикальная нагрузка от трубопроводов на 1 м длины трассы.

Нормативную горизонтальную технологическую нагрузку на эстакаду вдоль трассы при отсут-

ствии уточненной раскладки трубопроводов принимают при расчете опор температурного блока конечного (углового) $4p_{01}$; промежуточного $2p_{01}$.

Нормативную горизонтальную технологическую нагрузку от каждого ответвления трубопроводов эстакад на опору, ближайшую к ответвлению, назначают в зависимости от вертикальной

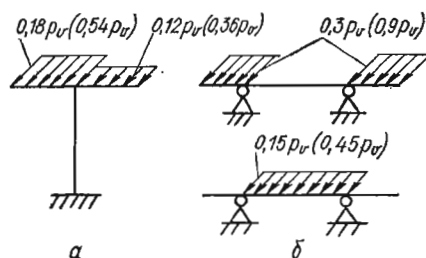


Рис. 10.4. Распределение горизонтальной нагрузки при расчете траверс отдельно стоящих опор и эстакад:

а — для одностоечных опор; б — для двухстоечных опор и эстакад (в скобках приведены значения нагрузки при неподвижном опирании трубопроводов на траверсу).

нагрузки p_{01} по длине основной трассы. При $p_{01} < 50$ кН/м; $p_{01} = 50 \dots 100$ кН/м; $p_{01} > 100$ кН/м поперечная нагрузка от ответвлений трубопроводов соответственно равна p_{01} ; $0,8p_{01}$; $0,5p_{01}$.

Распределение горизонтальных нагрузок по ярусам отдельно стоящих опор и эстакад принимается таким же, как распределение вертикальных нагрузок.

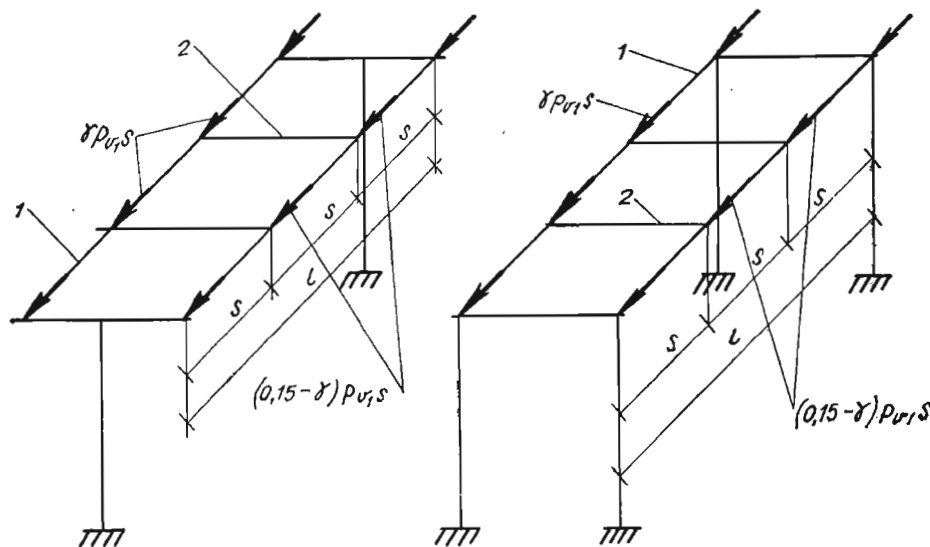


Рис. 10.5. Распределение горизонтальной технологической нагрузки по поперечному сечению трассы при расчете пролетных строений эстакад:

1 — балки пролетного строения; 2 — траверсы; при $p_{01} < 10$ кН/м (1 тс/м) $\gamma = 0,1$; при $p_{01} = 10 \dots 30$ кН/м (1...3 тс/м) $\gamma = 0,09$; при $p_{01} > 30$ кН/м (3 тс/м) $\gamma = 0,08$.

При расчете пролетных строений эстакад при отсутствии уточненной раскладки трубопроводов суммарная продольная нагрузка от трения трубопроводов

$$F = 0,15 p_{\text{в}} l, \quad (10.4)$$

где l — расстояние расчетного сечения до ближайшего конца температурного блока эстакады.

Нагрузки на пролетные строения эстакад считаются приложенными в местах опирания траверс в уровне верхних граней балок или ферм.

Распределение продольной горизонтальной нагрузки при расчете пролетных строений принимается по рис. 10.5.

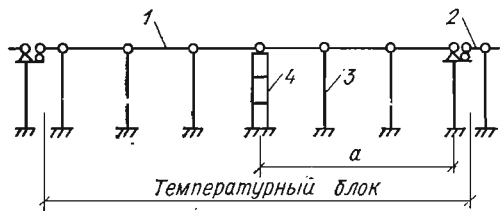


Рис. 10.6. Расчетная схема эстакады в продольном направлении:

1 — пролетное строение; 2 — вставка; 3 — промежуточная опора; 4 — анкерная промежуточная опора.

Нормативная ветровая нагрузка складывается из нагрузок на трубопроводы и строительные конструкции и определяется в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85. Действие ветровой нагрузки учитывается при расчете опор, фундаментов и пролетных строений только в направлении поперек трассы трубопроводов.

При известной раскладке трубопроводов по отдельным стоящим опорам ветровая нагрузка на 1 м длины одиночного трубопровода

$$w = c w_0 k d_e, \quad (10.5)$$

где c — аэродинамический коэффициент; k — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте; w_0 — нормативное значение ветрового давления; d_e — наружный диаметр трубопровода с учетом изоляции.

При прокладке большого числа трубопроводов учитывается ветровая нагрузка, передающаяся на трубопровод наибольшего диаметра в каждом ярусе, а при расстоянии между ярусами трубопроводов в свету менее среднего диаметра труб принимают ветровую нагрузку на полную высоту пакета труб, коэффициент c для одиночного трубопровода 0,7; для неединичных 1.

При прокладке трубопроводов по эстакадам и отсутствии уточненной их раскладки высота ветровой полосы, с которой передается ветровая нагрузка, равна для одноярусных эстакад 1,7 м; для двухъярусных $1,7 \text{ м} + h$, где h — расстояние между верхними гранями траверс нижнего и верхнего ярусов; коэффициент c для эстакад с опорами в виде отдельных стоек 1,2; для эстакад со спаренными стойками 1,4.

Расчет строительных конструкций. Рекомендуемый порядок расчета: выбор расчетной схемы; предварительное назначение размеров конструкций; определение нагрузок; статические расчеты конструкций; определение расчетных комбинаций

усилий; подбор сечений конструкций и расчет узлов; проверка жесткости и трещиностойкости конструкций; расчет оснований и фундаментов. Расчет строительных конструкций отдельно стоящих опор и эстакад производится как плоских конструкций.

Отдельно стоящие опоры. Стальные промежуточные плоские опоры рассчитывают на вертикальные и горизонтальные нагрузки, направленные поперек трассы эстакады как консольный стержень, заземленный в уровне верха фундамента. Промежуточные стальные пространственные и железобетонные опоры, кроме того, рассчитывают, как консольный стержень на нагрузки, направленные вдоль трассы эстакады, от сил трения, приложенных к верху опор трубопроводов. Анкерные опоры также рассчитывают на вертикальные и горизонтальные нагрузки как консольный стержень в двух направлениях: вдоль и поперек трассы.

Опоры эстакад с пролетным строением. В эстакадах при прокладке трубопроводов по пролетному строению продольные горизонтальные нагрузки от сил трения в подвижных опорных частях трубопроводов при наличии анкерных опор воспринимаются пролетным строением и на промежуточные опоры не передаются. Промежуточные опоры рассчитывают на нагрузки: ветровую, от ответвлений трубопроводов; вертикальные от собственного веса конструкции, трубопроводов, снега, пыли; на действие разности температур от климатических воздействий. При расчете железобетонных опор в эстакадах без анкерных опор добавляют усилия от горизонтальных технологических нагрузок.

При длине железобетонных температурных блоков эстакад не более 48 и стальных не более 130 м, а также всех типов эстакад с шарнирным опиранием колонн на фундамент воздействие разности температур (климатические воздействия) допускается не учитывать. Анкерные опоры эстакад рассчитывают на действие вертикальных и горизонтальных технологических и ветровых нагрузок как консольный стержень.

Расчетная схема эстакады принимается соответственно конструктивному решению опор и пролетного строения (см. рис. 10.6).

Горизонтальное перемещение верха опор эстакад

$$u = \alpha \alpha_t \Delta t, \quad (10.6)$$

где a — расстояние от неподвижной точки продольной рамы, не смещающейся при температурных воздействиях, до рассматриваемой опоры эстакады (см. рис. 10.6); α_t — коэффициент температурного расширения материала, равный $1,1 \cdot 10^{-5}$ для железобетонных конструкций и $1,2 \cdot 10^{-5}$ для стальных; Δt — расчетное изменение температуры конструкций, определяемое по СНиП 2.01.07-85.

При расчете опор эстакад на действие вертикальной нагрузки допускается принимать жесткость пролетного строения бесконечно большой.

Подбор сечений колонн опор производится на сжатие, сжатие с изгибом либо косое внецентренное.

Расчетные длины l_0 стоек опор эстакад с жестким пролетным строением в зависимости от высоты стойки h :

при заземлении в фундаменте и шарнирном соединении колонн с пролетным строением из плоскости эстакады либо в ней при отсутствии анкерных опор $l_0 = 2h$;

при шарнирном закреплении колонн на фундаменте и шарнирном соединении колонн с пролетным строением в плоскости эстакады при наличии анкерных опор $l_0 = h$;

при заземлении колонн в фундаменте и шарнирном соединении с пролетным строением в плоскости эстакады при наличии анкерных опор $l_0 = 0,8h$.

Пролетные строения. Пролетные строения эстакад в виде балок рассчитывают: на вертикальные нагрузки; горизонтальные, действующие вдоль трассы эстакады от сил трения, температурных деформаций трубопроводов и самой эстакады; горизонтальные, действующие поперек трассы эстакады, от ветра на трубопроводы и пролетные строения.

Пролетные строения эстакад в виде ферм условно расчленяют на вертикальные фермы пролетного строения и горизонтальные связевые, состоящие из верхних либо нижних поясов вертикальных ферм и связей по ним. Для обеспечения пространственной неизменяемости конструкции в опорных сечениях ферм необходимы вертикальные связи либо жесткие рамы, рассчитываемые на ветровую нагрузку с половиной пролета фермы. При пролетах ферм более 18 м рекомендуется установка дополнительных вертикальных поперечных связей: одной при пролетах 18...24 м и не менее двух — при пролетах более 24 м.

Вертикальные фермы пролетного строения рассчитывают на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок с учетом неравномерности их распределения по поперечному сечению эстакады.

Травесы располагают в узлах ферм. Стальные и железобетонные конструкции травес рассчитывают на действие изгибающих моментов и поперечных сил от вертикальных и горизонтальных нагрузок с проверкой сечения на действие крутящих моментов, возникающих от того, что горизонтальные нагрузки вдоль трассы приложены к верхней грани травесы.

Предельные вертикальные и горизонтальные прогибы конструкций опор и эстакад принимают по технологическим требованиям, но не более 1/150 пролета и 1/75 вылета консоли.

Фундаменты опор эстакад. Фундаменты опор эстакад рассчитывают как обычные фундаменты под колонны, принимая зону отрыва не более 0,33 полной площади фундамента.

Размеры прямоугольной подошвы фундаментов определяют исходя из следующих условий: при действии момента в одной плоскости $e \leq 0,28a$; в двух плоскостях, момент в каждом направлении $e_x \leq 0,23a$ и $e_y \leq 0,23b$, где a и b — длина и ширина фундамента.

Наибольшее вертикальное нормальное напряжение под подошвой прямоугольного фундамента при горизонтальной подошве с учетом отрыва части подошвы

$$\sigma_z = \frac{4N_v}{3b(a - 2e)} \leq 1,2R, \quad (10.7)$$

где N_v — нормативная вертикальная продольная сила по подошве фундамента, включая собственный вес фундамента и грунта на его уступах;

$e_x = \frac{M_x}{N_v}$; $e_y = \frac{M_y}{N_v}$ — эксцентриситеты продольной силы; M_x и M_y — изгибающие моменты в плоскостях x и y по подошве фундамента.

Наибольшее нормальное вертикальное напряжение под подошвой фундамента при действии изгибающих моментов в двух направлениях не должно превышать $1,5R$, где R — расчетное сопротивление грунта.

Расчет свайных фундаментов на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок производится в соответствии с требованиями СНиП 2.02.03-85.

10.4. Типовые конструкции

Типовые конструкции отдельно стоящих опор и эстакад унифицированы: отдельно стоящие опоры, одноярусные и двухъярусные эстакады.

Рабочие чертежи конструкций отдельно стоящих опор и эстакад допускается применять в районах строительства с расчетной зимней температурой воздуха до -55°C .

Унифицированные отдельно стоящие опоры и эстакады предназначены для применения в обычной, слабо- и среднеагрессивной газовых средах. Защитные мероприятия разрабатывают в конкретных проектах в соответствии со СНиП 2.03.11-85.

Уклон трубопроводов осуществляется наметанием отметки верхнего обреза фундамента по отношению к планировочной отметке земли и применением колонн разной длины.

Заделка прямоугольных колонн в стаканы фундаментов принята 1000 мм (для отдельно стоящих опор, кроме того, 1200 мм), из условия необходимой анкеровки растянутой арматуры, а также для унификации фундаментов.

Минимальная заделка центрифугированных стоек кольцевого сечения в стаканы фундаментов, мм

Диаметр стойки, мм:	
400	600
500	700
600; 700	900
800	1100

При разработке конкретного проекта рекомендуется следующий порядок работы:

определить по технологическому заданию тип эстакады (или опоры) в зависимости от габаритных схем и нормативной вертикальной и горизонтальной нагрузок на 1 м длины эстакады (или на опору);

составить монтажные схемы эстакад; по таблицам подобрать элементы железобетонных и стальных конструкций;

по нагрузкам на фундаменты, приведенным в вып. 1 каждой серии, произвести расчет фундаментов.

Для эстакад и отдельно стоящих опор, отличающихся по габаритам и нагрузкам от разработанных типовых конструкций, возможность применения всей эстакады или отдельных ее элементов проверяют расчетом.

Маркировка конструкций отдельно стоящих опор и эстакад принята буквами и цифрами. Буквы обозначают отдельные элементы эстакады: травесы, колонны, балки, вставки и т. д.

Т а б л и ц а 10.7. Габаритные схемы и нормативные вертикальные нагрузки на опоры (серия 3.015-1/82)

Тип опоры	Габаритная схема	Нормативная вертикальная нагрузка на опору Р, кН (тс)	Основные размеры, м			Примечания
			b	c	b ₁	
I		50 (5)	2,4 3	1,8	—	Конструкции опор железобетонные
		100 (10)	2,4 3 3,6	1,8	—	
		200 (20)	4,2 4,8	2,4	—	
II		10 (1)	1,2	1,2	1,8	Конструкцию железобетонных колонн см. в вып. II-1, II-2. В металле выполняют анкерные опоры промежуточные высотой 7,2 и 7,8 м, анкерные концевые и концевые угловые
		20 (2)	1,8	—	—	
		30 (3)	1,8	—	—	
III		50 (5)	2,4 3	1,8	—	Конструкцию железобетонных колонн см. в вып. II-1...II-3. В металле выполняют опоры анкерные концевые и анкерные концевые угловые.
		100 (10)	2,4 3 3,6	1,8	—	
		200 (20)	4,2 4,8	2,4	—	
IV		200 (20)	2,4 3 3,6	1,8	—	В металле выполняют все типы опор
		300 (30)	4,2 4,8	2,4	—	
		400 (40)	6	3,6	—	

Тип опоры	Габаритная схема	Нормативная вертикальная нагрузка на опору P , кН (тс)	Основные размеры, м			Примечания
			b	c	b_1	
V		10 (1)	1,2			Конструкция железобетонных центрифугированных стоек кольцевого сечения по ГОСТ 23444—79. В металле выполняют опоры анкерные концевые и концевые угловые
		20 (2)	1,8	1,2	1,8	
		30 (3)				
		50 (5)	1,2 1,8 2,4 3	1,8	2,4 3	
		100 (10)	2,4 3 3,6	1,8 3 3,6	2,4 3 3,6	
VI						
		200 (20)	2,4 3 3,6	1,8 3	2,4 3 3,6	
		300 (30)	4,2 4,8	2,4 4,8	4,2 4,8	

Примечания: 1. $H = 5,4; 6; 6,6; 7,2; 7,8$ для типов I...IV; $8,4$ м для типов V, VI. 2. За отметку верха опоры принята верхняя грань траверсы, конструкцию которой см. в вып. II-2. 3. Конструкцию металлических опор см. в вып. III.

Маркировка железобетонных конструкций: траверс, вставок и колонн прямоугольного сечения — первая цифра обозначает порядковый номер типоразмера, вторая — несущую способность; балок — первая группа букв и цифр — наименование балки и ее пролет (БР12 — балка решетчатая, пролет 12, Б18 — балка двутавровая, пролет 18 м), вторая — порядковый номер по несущей способности и класс напрягаемой арматуры (I, II, III, 2AV и т. д.), первый буквенный индекс (Н, П, О) — коррозионную стойкость балки, предназначенной для применения в агрессивной среде, второй (а, б, в) — различие балок по размещению закладных элементов для крепления траверс, например: БР12-1 АIV-Н-а.

Унифицированные отдельно стоящие опоры под технологические трубопроводы по серии 3.015-1/82. В серию включено шесть типов отдельно стоящих опор (табл. 10.7).

Конструктивные решения. Температурный блок комплектуется из набора промежуточных и одной из анкерных опор (промежуточной, концевой или концевой угловой опор), которые принимают стальными или железобетонными в соответствии с монтажными схемами (рис. 10.7... 10.9). Конструкции опор допускают длину температурных блоков до 100 м. Шаг опор выбирают в зависимости от несущей способности трубопроводов, кратным 3, но не менее 6 м; шаг опор может быть увеличен усилением трубопроводов шпренгелями или подвесками.

Типы опор:

I — опоры разрабатываются в проекте в виде бетонных или железобетонных стенок, расположенных перпендикулярно оси трассы, или отдельных фундаментов, на которые опираются железобетонные траверсы. При непучинистых грунтах предусмотрен вариант с укладкой промежуточных траверс на песчаные подушки;

II и III — колонны прямоугольного сечения и рамные одноярусные;

IV — колонны прямоугольного сечения и рамные двухъярусные;

V, VI — колонны из центрифугированных стоек.

Анкерные (концевые, концевые угловые) и промежуточные стальные опоры типов II...VI разработаны в виде пространственной решетчатой конструкции и подбираются по таблицам вып. III в зависимости от нагрузок.

В местах ответвлений трубопроводов устанавливают опоры, рассчитанные на дополнительную поперечную нагрузку от отводов трубопроводов.

На промежуточные опоры и траверсы трубопроводы опираются свободно, на анкерные крепятся неподвижно.

Нагрузки и расчет. За исходные нагрузки при расчете отдельно стоящих опор приняты вертикальные нагрузки от технологических трубопроводов на опору, кН (тс): для опор типа I и III $P = 50 (5), 100 (10), 200 (20)$; типа II — $P = 10 (1), 20 (2), 30 (3), 50 (5)$; типа IV — $P =$

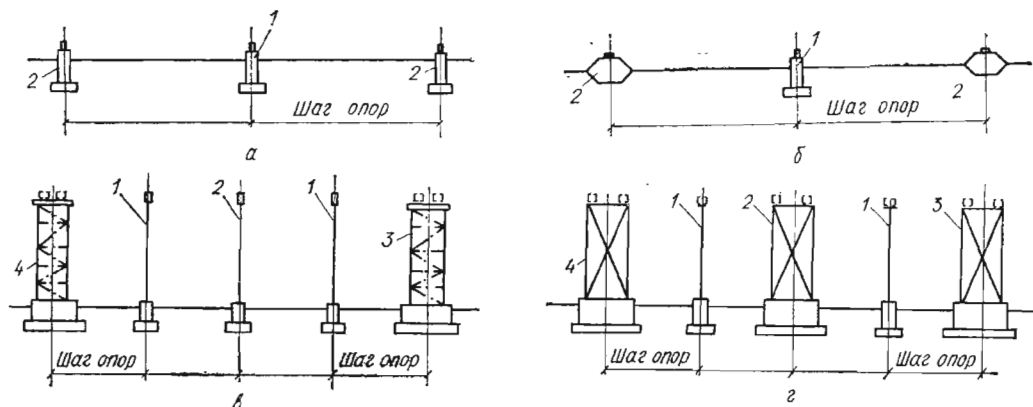


Рис. 10.7. Монтажные схемы опор серии 3.015-1/82:

а — тип I; б — тип I при вспучивающихся грунтах; в — тип II и III (промежуточные опоры железобетонные); г — тип III (промежуточные опоры стальные); опоры: 1 — промежуточная; 2 — анкерная промежуточная; 3 — стальная анкерная концевая; 4 — стальная анкерная угловая (поперечные сечения опор см. в таблицах габаритных схем и вертикальных нагрузок).

Т а б л и ц а 10.8. Таблица для подбора траверс для отдельно стоящих опор типа I при непучинистых грунтах (серия 3.015-1/82)

Длина траверсы	Раздвижка между стойками анкерных промежуточных опор	Нормативная вертикальная нагрузка на опору, кН (тс)	Промежуточная опора и промежуточная опора в местах поперечных отводов				Анкерная промежуточная опора			
			Нормативная горизонтальная нагрузка, кН (тс)			Марка траверсы	Нормативная горизонтальная нагрузка, кН (тс)			Марка траверсы
			продольная $P_{гор}$	поперечная $P_{гор}$	поперечная от ветра W		продольная $P_{гор}$	поперечная $P_{гор}$	поперечная от ветра W	
м										
2,4	1,8	50 (5)	10 (1)	10 (1)	6 (0,6)	T1-1	20 (2)	10 (1)	6 (0,6)	T6-1
		100 (10)	20 (2)	14 (1,4)	9 (0,9)	T1-1	30 (3)	14 (1,4)	9 (0,9)	T6-2
		200 (20)	40 (4)	18 (1,8)	18 (1,8)	T1-1	40 (4)	18 (1,8)	18 (1,8)	T7-1
3	1,8	50 (5)	10 (1)	10 (1)	5 (0,5)	T2-1	20 (2)	10 (1)	5 (0,5)	T8-1
		100 (10)	20 (2)	15 (1,5)	8 (0,8)	T2-1	30 (3)	15 (1,5)	8 (0,8)	T8-2
		200 (20)	40 (4)	20 (2)	14 (1,4)	T2-1	40 (4)	20 (2)	14 (1,4)	T9-1
3,6	1,8	100 (10)	20 (2)	20 (2)	7 (0,7)	T3-1	35 (3,5)	20 (2)	7 (0,7)	T10-1
		200 (20)	40 (4)	20 (2)	12 (1,2)	T3-1	45 (4,5)	20 (2)	12 (1,2)	T11-1
4,2	2,4	100 (10)	20 (2)	20 (2)	6 (0,6)	T4-1	30 (3)	20 (2)	6 (0,6)	T12-1
		200 (20)	30 (3)	25 (2,5)	11 (1,1)	T4-1	40 (4)	25 (2,5)	11 (1,1)	T13-1
4,8	2,4	100 (10)	20 (2)	20 (2)	6 (0,6)	T5-1	30 (3)	20 (2)	6 (0,6)	T14-1
		200 (20)	30 (3)	30 (3)	9 (0,9)	T5-1	40 (4)	30 (3)	9 (0,9)	T15-1

Примечание. Марки траверс при пучинистых грунтах для всех случаев (промежуточные опоры, промежуточные опоры в местах поперечных отводов трубопроводов и анкерные промежуточные) принимают такие же, как для анкерных промежуточных опор при непучинистых.

= 200 (20), 300 (30), 400 (40), 600 (60); типа V — $P = 10 (1), 20 (2), 30 (3), 50 (5), 100 (10), 200 (20)$; типа VI — $P = 200 (20), 300 (30)$. При этом снеговая нагрузка включена в нормативные вертикальные нагрузки.

В двухъярусных опорах 60 % вертикальной и горизонтальной нагрузок передается на верхний ярус и 40 — на нижний. В местах ответвлений

трубопроводов учтены горизонтальные нагрузки, действующие перпендикулярно оси трассы.

Горизонтальные технологические нагрузки, действующие вдоль трассы, воспринимаются анкерными опорами и складываются из усилий трения трубопроводов на промежуточных опорах, упругих реакций компенсаторов, давлений на заглушки и др. Горизонтальные нагрузки пере-

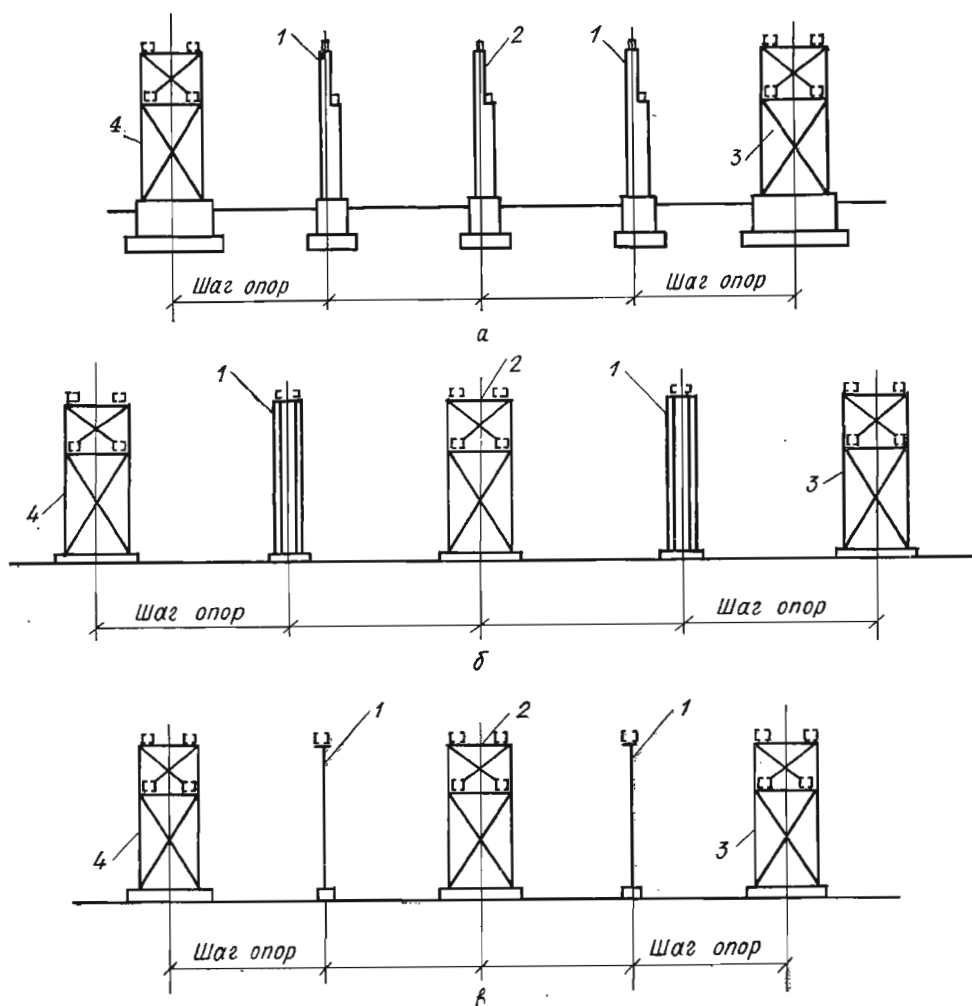


Рис. 10.8. Монтажные схемы опор типа IV серии 3.015-1/82 при вертикальных нагрузках:

а — 200 и 300 кН (20 и 30 тс); *б* — 400 и 600 кН (40 и 60 тс); *в* — нагрузка как в п. *а* — промежуточные опоры — стальные; опоры: 1 — промежуточная; 2 — анкерная промежуточная; 3 — стальная анкерная концевая; 4 — стальная анкерная угловая; (поперечные сечения опор см. в таблицах габаритных схем и вертикальных нагрузок).

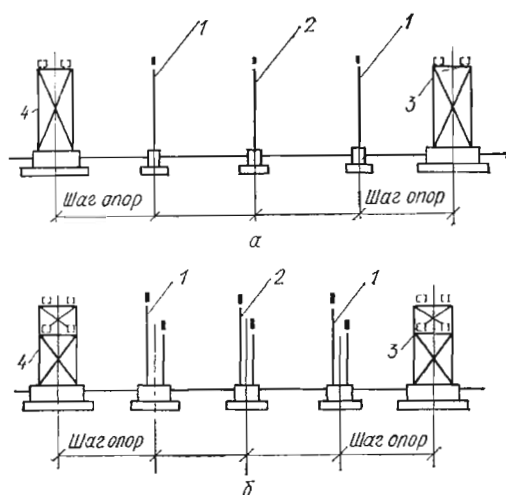


Рис. 10.9. Монтажные схемы опор типа V и VI серии 3.015-1/82:

а — тип V; *б* — тип VI; опоры: 1 — промежуточная; 2 — анкерная промежуточная стальная; 3 — стальная анкерная концевая; 4 — стальная анкерная угловая; (поперечные сечения опор см. в таблицах габаритных схем и вертикальных нагрузок).

Т а б л и ц а 10.9. Сокращенная таблица для подбора колонн и траверс отдельно стоящих опор типа II (серия 3.015-1/82)

Расстояние от верха опоры до земли, м	Длина траверсы, м	Нормативная вертикальная нагрузка на опору, кН (тс)	Промежуточные опоры												Марка траверсы
			Рядовая				В местах поперечных отводов				Анкерная				
			Нормативная горизонтальная нагрузка, кН (тс)			Марка колонны	Нормативная горизонтальная нагрузка, кН (тс)			Марка колонны	Нормативная горизонтальная нагрузка, кН (тс)			Марка колонны	
			продольная P^x гор	поперечная P^y гор	поперечная от ветра W^y		продольная P^x гор	поперечная P^y гор	поперечная от ветра W^y		продольная P^x гор	поперечная P^y гор	поперечная от ветра W^y		
5,4	1,2 1,8	10 (1)	3 (0,3)	—	4 (0,4)	K1-1	3 (0,3)	3 (0,3)	4 (0,4)	K1-2	8 (0,8)	3 (0,3)	4 (0,4)	K1-3	T16-1a T17-1a
	1,2 1,8	20 (2)	6 (0,6)	—	6 (0,6)	K1-3	6 (0,6)	4 (0,4)	6 (0,6)	K1-4	16 (1,6)	4 (0,4)	6 (0,6)	K2-1	T16-1a T17-1a
	1,2 1,8	30 (3)	9 (0,9)	—	7 (0,7)	K1-4	9 (0,9)	7 (0,7)	7 (0,7)	K2-1	18 (1,8)	7 (0,7)	7 (0,7)	K2-2	T16-1a T17-1a
	1,2 1,8 2,4	50 (5)	15 (1,5) 15 (1,5) 10 (1)	— — —	11 (1,1) 7 (0,7) 6 (0,6)	K3-1 K4-1 K5-1	15 (1,5) 15 (1,5) 10 (1)	6 (0,6) 10 (1) 10 (1)	11 (1,1) 7 (0,7) 6 (0,6)	K3-2 K4-2 K5-2	16 (1,6) 20 (2) 30 (3)	6 (0,6) 10 (1) 10 (1,0)	11 (1,1) 7 (0,7) 6 (0,6)	K3-2 K4-3 K6-1	— — —
6,6	1,2 1,8	10 (1)	3 (0,3)	—	4 (0,4)	K13-1	3 (0,3)	3 (0,3)	4 (0,4)	K13-2	8 (0,8)	3 (0,3)	4 (0,4)	K13-3	T16-1a T17-1a
	1,2 1,8	20 (2)	6 (0,6)	—	6 (0,6)	K13-2	6 (0,6)	4 (0,4)	6 (0,6)	K13-3	16 (1,6)	4 (0,4)	6 (0,6)	K13-4	T16-1a T17-1a
	1,2 1,8	30 (3)	9 (0,9)	—	7 (0,7)	K13-3	9 (0,9)	7 (0,7)	7 (0,7)	K13-4	18 (1,8)	7 (0,7)	7 (0,7)	K13-5	T16-1a T17-1a
	1,2 1,8 2,4	50 (5)	15 (1,5) 15 (1,5) 10 (1)	— — —	11 (1,1) 7 (0,7) 6 (0,6)	K14-1 K16-1 K18-1	15 (1,5) 15 (1,5) 10 (1)	6 (0,6) 10 (1) 10 (1)	11 (1,1) 7 (0,7) 6 (0,6)	K15-1 K17-1 K18-2	16 (1,6) 20 (2) 30 (3)	6 (0,6) 10 (1) 10 (1)	11 (1,1) 7 (0,7) 6 (0,6)	K15-1 K17-1 K19-1	— — —
7,8	1,2 1,8	10 (1)	3 (0,3)	—	4 (0,4)	K25-1	3 (0,3)	3 (0,3)	4 (0,4)	K25-2	8 (0,8)	3 (0,3)	4 (0,4)	K25-3	T16-1a T17-1a
	1,2 1,8	20 (2)	6 (0,6)	—	6 (0,6)	K25-2	6 (0,6)	4 (0,4)	6 (0,6)	K25-3	16 (1,6)	4 (0,4)	6 (0,6)	K26-1	T16-1a T17-1a
	1,2 1,8	30 (3)	9 (0,9)	—	7 (0,7)	K25-3	9 (0,9)	7 (0,7)	7 (0,7)	K26-2	18 (1,8)	7 (0,7)	7 (0,7)	K26-3	T16-1a T17-1a
	1,2 1,8 2,4	50 (5)	15 (1,5) 15 (1,5) 10 (1)	— — —	11 (1,1) 7 (0,7) 6 (0,6)	K27-1 K28-1 K29-1	15 (1,5) 15 (1,5) 10 (1)	6 (0,6) 10 (1) 10 (1)	11 (1,1) 7 (0,7) 6 (0,6)	K27-1 K28-2 K30-1	16 (1,6) 20 (2) 30 (3)	6 (0,6) 10 (1) 10 (1)	11 (1,1) 7 (0,7) 6 (0,6)	K27-1 K28-2 См. вып. III данной серии	— — —

Т а б л и ц а 10.10. Сокращенная таблица для подбора колонн и траверс отдельно стоящих опор типа III (серия 3.015-1/82)

Расстояние от верха опоры до земли	Длина траверсы	Раздвижка между стойками опор	Нормативная вертикальная нагрузка на опору P , кН (тс)	Промежуточные опоры											
				Рядовая				В местах поперечных отводов				Анкерная			
				Нормативная горизонтальная нагрузка, кН (тс)			Марка колонны	Нормативная горизонтальная нагрузка, кН (тс)			Марка колонны	Нормативная горизонтальная нагрузка, кН (тс)			Марка колонны
				продольная P^x гор	поперечная P^y гор	поперечная от ветра W^y		продольная P^x гор	поперечная P^y гор	поперечная от ветра W^y		продольная P^x гор	поперечная P^y гор	поперечная от ветра W^y	
5.4	2,4	1,8	50 (5)	10 (1)	—	6 (0,6)	K31-1	10 (1)	10 (1)	6 (0,6)	K31-2	20 (2)	10 (1)	6 (0,6)	K2-3
			100 (10)	20 (2)	—	9 (0,9)	K2-3	20 (2)	14 (1,4)	9 (0,9)	K2-1	30 (3)	14 (1,4)	9 (0,9)	T6-2

Расстояние от верха опоры до земли	Длина траверсы	Раздвижка между стойками опор	Нормативная вертикальная нагрузка на опору Р, кН (тс)	Промежуточные опоры												Марка траверсы
				Рядовая				В местах поперечных отво- дов				Анкерная				
				Нормативная горизонтальная нагрузка, кН (тс)			Марка колонны	Нормативная горизонтальная нагрузка, кН (тс)			Марка колонны	Нормативная горизонтальная нагрузка, кН (тс)			Марка колонны	
				продольная Р ^х гор	поперечная Р ^у гор	поперечная от ветра Wу		продольная Р ^х гор	поперечная Р ^у гор	поперечная от ветра Wу		продольная Р ^х гор	поперечная Р ^у гор	поперечная от ветра Wу		
5,4	3,0	1,8	200 (20)	40 (4)	—	18 (1,8)	K32-1	40 (4)	18 (1,8)	18 (1,8)	K33-1	40 (4)	18 (1,8)	K33-1	T7-1	
			50 (5)	10 (1)	—	5 (0,5)	K31-1	10 (1)	10 (1)	5 (0,5)	K31-2	20 (2)	10 (1)	5 (0,5)	K2-3	T8-1
			100 (10)	20 (2)	—	8 (0,8)	K2-3	20 (2)	15 (1,5)	8 (0,8)	K2-1	30 (3)	15 (1,5)	8 (0,8)	K2-4	T8-2
	3,6	1,8	200 (20)	40 (4)	—	14 (1,4)	K32-1	40 (4)	20 (2)	14 (1,4)	K33-1	40 (4)	20 (2)	14 (1,4)	K33-1	T9-1
			100 (10)	20 (2)	—	7 (0,7)	K2-3	20 (2)	20 (2)	7 (0,7)	K2-1	35 (3,5)	20 (2)	7 (0,7)	K2-4	T10-1
			200 (20)	40 (4)	—	12 (1,2)	K32-1	40 (4)	20 (2)	12 (1,2)	K33-1	45 (4,5)	20 (2)	12 (1,2)	K33-1	T11-1
4,2	2,4	200 (20)	30 (3)	—	6 (0,6)	K2-3	20 (2)	20 (2)	5 (0,5)	K2-1	30 (3)	20 (2)	6 (0,6)	K2-4	T12-1	
		100 (10)	20 (2)	—	11 (1,1)	K32-2	30 (3)	25 (2,5)	11 (1,1)	K33-1	40 (4)	25 (2,5)	11 (1,1)	K33-1	T13-1	
		200 (20)	30 (3)	—	6 (0,6)	K2-3	20 (2)	20 (2)	6 (0,6)	K2-1	30 (3)	20 (2)	6 (0,6)	K2-4	T14-1	
4,8	2,4	200 (20)	30 (3)	—	9 (0,9)	K32-2	30 (3)	30 (3)	9 (0,9)	K33-1	40 (4)	30 (3)	9 (0,9)	K33-1	T15-1	
7,2	2,4	1,8	50 (5)	10 (1)	—	6 (0,6)	K20-2	10 (1)	10 (1)	6 (0,6)	K20-3	20 (2)	10 (1)	6 (0,6)	K20-4	T6-1
			100 (10)	20 (2)	—	9 (0,9)	K20-4	20 (2)	14 (1,4)	9 (0,9)	K21-1	30 (3)	14 (1,4)	9 (0,9)	K21-2	T6-2
			200 (20)	40 (4)	—	18 (1,8)	K40-1	40 (4)	18 (1,8)	18 (1,8)	K41-1	40 (4)	18 (1,8)	18 (1,8)	K41-1	T7-1
	3,0	1,8	50 (5)	10 (1)	—	5 (0,5)	K20-2	10 (1)	10 (1)	5 (0,5)	K20-3	20 (2)	10 (1)	5 (0,5)	K20-4	T8-1
			100 (10)	20 (2)	—	8 (0,8)	K20-4	20 (2)	15 (1,5)	8 (0,8)	K21-1	30 (3)	15 (1,5)	8 (0,8)	K21-2	T8-2
			200 (20)	40 (4)	—	14 (1,4)	K40-1	40 (4)	20 (2)	14 (1,4)	K41-1	40 (4)	20 (2)	14 (1,4)	K41-1	T9-1
	3,6	1,8	100 (10)	20 (2)	—	7 (0,7)	K20-4	20 (2)	20 (2)	7 (0,7)	K21-1	35 (3,5)	20 (2)	7 (0,7)	K21-2	T10-1
			200 (20)	40 (4)	—	12 (1,2)	K40-1	40 (4)	20 (2)	12 (1,2)	K41-1	45 (4,5)	20 (2)	12 (1,2)	K41-1	T11-1
			100 (10)	20 (2)	—	6 (0,6)	K20-4	20 (2)	20 (2)	6 (0,6)	K21-1	30 (3)	20 (2)	6 (0,6)	K21-2	T12-1
	4,2	2,4	200 (20)	30 (3)	—	11 (1,1)	K40-2	30 (3)	25 (2,5)	11 (1,1)	K41-1	40 (4)	25 (2,5)	11 (1,1)	K41-1	T13-1
			100 (10)	20 (2)	—	6 (0,6)	K20-4	20 (2)	20 (2)	6 (0,6)	K21-1	30 (3)	20 (2)	6 (0,6)	K21-2	T14-1
			200 (20)	30 (3)	—	9 (0,9)	K40-2	30 (3)	30 (3)	9 (0,9)	K41-1	40 (4)	30 (3)	9 (0,9)	K41-1	T15-1

Примечание. Опоры типа III состоят из двух одинаковых колонн.

Таблица 10.11. Сокращенная таблица для подбора колонн и траверс отдельно стоящих опор типа IV (серия 3.015-1/82)

Расстояние от верхнего и нижнего яруса до земли		Раздвижка между стойками опор	Длина траверс	Нормативная вертикальная нагрузка кН (тс)	Промежуточные опоры									
					Рядовая		В местах поперечных отво- дов				Анкерная			
							Нормативная горизонталь- ная нагрузка, кН (тс)		Нормативная гори- зонтальная нагрузка, кН (тс)		Нормативная горизон- тальная нагрузка, кН (тс)			
					продольная P^x Гор	поперечная от ветра W^y							Марка колонны	продольная P^x Гор
7,2 5,4	1,8	2,4	120 (12)	30 (3)	K44-1	30 (3)	15 (1,5)	K44-2	30 (3)	15 (1,5)	K44-2	T6-2		
		2,4	80 (8)	20 (2)		20 (2)	10 (1)		T6-2					
		2,4	180 (18)	40 (4)	K45-1	40 (4)	23 (2,3)	K45-2	45 (4,5)	23 (2,3)	K45-2	T7-1		
		2,4	120 (12)	30 (3)		30 (3)	15 (1,5)		T6-2					
		3	120 (12)	30 (3)	K44-1	30 (3)	15 (1,5)	K44-2	30 (3)	15 (1,5)	K44-2	T8-2		
		3	80 (8)	20 (2)		20 (2)	10 (1)		T8-2					
		3	180 (18)	40 (4)	K44-3	40 (4)	23 (2,3)	K44-4	45 (4,5)	23 (2,3)	K44-4	T8-3		
		3	120 (12)	30 (3)		30 (3)	15 (1,5)		T8-2					
		3,6	120 (12)	30 (3)	K44-1	30 (3)	15 (1,5)	K44-2	30 (3)	15 (1,5)	K44-2	T10-1		
		3,6	80 (8)	20 (2)		20 (2)	10 (1)		T10-1					
		3,6	180 (18)	40 (4)	K44-3	40 (4)	23 (2,3)	K44-4	45 (4,5)	23 (2,3)	K44-4	T10-2		
		3,6	120 (12)	30 (3)		30 (3)	15 (1,5)		T10-2					

Расстояние от верхнего и нижнего яруса до земли	Разделка между стойками опор	Длина траверс	Нормативная вертикальная нагрузка, кН (тс)	Промежуточные опоры										Марка траверсы	
				Рядовая		В местах поперечных отво- дов				Анкерная					
				Нормативная горизонталь- ная нагрузка, кН (тс)		Марка колонны	Нормативная гори- зонтальная нагрузка, кН (тс)			Марка колонны	Нормативная горизон- тальная нагрузка, кН (тс)				Марка колонны
				продольная R^x гор	поперечная от ветра W^y		продольная R^x гор	поперечная R^y гор	поперечная от ветра W^y		продольная R^x гор	поперечная R^y гор	поперечная от ветра W^y		
$\frac{7,8}{6}$	1,8	2,4	120 (12)	30 (3)	II (1,1)	K46-3	30 (3)	15 (1,5)	II (1,1)	K46-2	30 (3)	15 (1,5)	II (1,1)	K46-2	T6-2
		2,4	80 (8)	20 (2)		20 (2)	10 (1)	20 (2)		10 (1)	T6-2				
		2,4	180 (18)	40 (4)		K47-3	40 (4)	23 (2,3)		K47-2	45 (4,5)	23 (2,3)		K47-2	T7-1
		2,4	120 (12)	30 (3)		30 (3)	15 (1,5)	30 (3)		15 (1,5)	T6-2				
		3	120 (12)	30 (3)		K46-3	30 (3)	15 (1,5)		K46-2	30 (3)	15 (1,5)		K46-2	T8-2
		3	80 (8)	20 (2)		20 (2)	10 (1)	20 (2)		10 (1)	T8-2				
		3	180 (18)	40 (4)		K46-4	40 (4)	23 (2,3)		K46-5	45 (4,5)	23 (2,3)		K46-5	T8-3
		3	120 (12)	30 (3)		30 (3)	15 (1,5)	30 (3)		15 (1,5)	T8-2				
		3,6	120 (12)	30 (3)		K46-3	30 (3)	15 (1,5)		K46-2	30 (3)	15 (1,5)		K46-2	T10-1
		3,6	80 (8)	20 (2)		20 (2)	10 (1)	20 (2)		10 (1)	T10-1				
		3,6	180 (18)	40 (4)		K46-4	40 (4)	23 (2,3)		K46-5	45 (4,5)	23 (2,3)		K46-5	T10-2
		3,6	120 (12)	30 (3)		30 (3)	15 (1,5)	30 (3)		15 (1,5)	T10-1				
$\frac{8,4}{5,4}$	1,8	2,4	120 (12)	30 (3)	15 (1,5)	K48-1	30 (3)	15 (1,5)	15 (1,5)	K48-2	30 (3)	15 (1,5)	15 (1,5)	K48-2	T6-2
		2,4	80 (8)	20 (2)		20 (2)	10 (1)	20 (2)		10 (1)	T6-2				
		2,4	180 (18)	40 (4)		K49-1	40 (4)	23 (2,3)		K50-1	45 (4,5)	23 (2,3)		K50-1	T7-1
		2,4	120 (12)	30 (3)		30 (3)	15 (1,5)	30 (3)		15 (1,5)	T6-2				
		3	120 (12)	30 (3)		K48-1	30 (3)	15 (1,5)		K48-2	30 (3)	15 (1,5)		K48-2	T8-2
		3	80 (8)	20 (2)		20 (2)	10 (1)	20 (2)		10 (1)	T8-2				
		3	180 (18)	40 (4)		K48-3	40 (4)	23 (2,3)		K51-1	45 (4,5)	23 (2,3)		K51-1	T8-3
		3	120 (12)	30 (3)		30 (3)	15 (1,5)	30 (3)		15 (1,5)	T8-2				
		3,6	120 (12)	30 (3)		K48-1	30 (3)	15 (1,5)		K48-2	30 (3)	15 (1,5)		K48-2	T10-1
		3,6	80 (8)	20 (2)		20 (2)	10 (1)	20 (2)		10 (1)	T10-1				
		3,6	180 (18)	40 (4)		K48-3	40 (4)	23 (2,3)		K51-1	45 (4,5)	23 (2,3)		K51-1	T10-2
		3,6	120 (12)	30 (3)		30 (3)	15 (1,5)	30 (3)		15 (1,5)	T10-1				
$\frac{9}{6}$	1,8	2,4	120 (12)	30 (3)	15 (1,5)	K52-3	30 (3)	15 (1,5)	15 (1,5)	K52-2	30 (3)	15 (1,5)	15 (1,5)	K52-2	T6-2
		2,4	80 (8)	20 (2)		20 (2)	10 (1)	20 (2)		10 (1)	T6-2				
		2,4	180 (18)	40 (4)		K53-2	40 (4)	23 (2,3)		K54-1	45 (4,5)	23 (2,3)		K54-1	T7-1
		2,4	120 (12)	30 (3)		30 (3)	15 (1,5)	30 (3)		15 (1,5)	T6-2				
		3	120 (12)	30 (3)		K52-3	30 (3)	15 (1,5)		K52-2	30 (3)	15 (1,5)		K52-2	T8-2
		3	80 (8)	20 (2)		20 (2)	10 (1)	20 (2)		10 (1)	T8-2				
		3	180 (18)	40 (4)		K52-4	40 (4)	23 (2,3)		K55-1	45 (4,5)	23 (2,3)		K55-1	T8-3
		3	120 (12)	30 (3)		30 (3)	15 (1,5)	30 (3)		15 (1,5)	T8-2				
		3,6	120 (12)	30 (3)		K52-3	30 (3)	15 (1,5)		K52-2	30 (3)	15 (1,5)		K52-2	T10-1
		3,6	80 (8)	20 (2)		20 (2)	10 (1)	20 (2)		10 (1)	T10-1				
		3,6	180 (18)	40 (4)		K52-4	40 (4)	23 (2,3)		K55-1	45 (4,5)	23 (2,3)		K55-1	T10-2
		3,6	120 (12)	30 (3)		30 (3)	15 (1,5)	30 (3)		15 (1,5)	T10-1				

Примечания: 1. Опоры типа IV состоят из двух одинаковых колонн. 2. В числителе даны значения для верхнего яруса, в знаменателе — для нижнего.

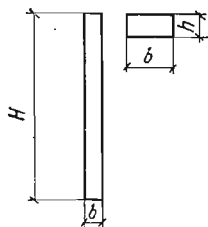


Таблица 10.12. Номенклатура железобетонных конструкций отдельно стоящих опор под технологические трубопроводы (по серии 3.015-1/82)

Марка	Размеры, м			Условный класс бетона	Расход		Масса, т	Марка	Размеры, м			Условный класс бетона	Расход		Масса, т
	H	b	h		бетона, м³	стали, кг			H	b	h		бетона, м³	стали, кг	
K1-	6,2	0,3	0,3	3	0,56	56...103	1,4	K33-	5,7	0,4	0,5	3	1,14	159	2,9
K2-	6	0,4	0,4	2; 3	0,96	82...140	2,4	K34-	6,5	0,3	0,3		0,58	93...96	1,5
K7-	6,8	0,3	0,3	2; 3	0,61	60...91	1,5	K35-	6,3		0,4		1,01	125...196	2,5
K8-	6,6			2; 3	1,06	66...204	2,6	K36-	6,3				1,26	189...195	3,2
K13-	7,2		0,4	2	1,15	70...171	2,8	K37-	7,2	0,4	0,5		1,44	197	3,6
K20-	7,8	0,4		2	1,25	75...158	3,1	K38-	6,9			2	1,38	189...270	3,5
K21-	7,8		0,5	2	1,56	181...235	3,9	K39-	6,9		0,4		1,10	164	2,8
K25-	8,4		0,4	2	1,35	80...195	3,4	K40-	7,5				1,5	150...210	3,8
K26-	8,4		0,5	2; 3	1,68	164...259	4,2	K41-	7,5	0,5			1,88	266	4,7
K31-	5,9	0,3	0,3	2	0,53	64...100	1,3	K42-	8,1	0,5	0,5		2,02	256...336	5,1
K32-	5,7	0,4	0,4	2	0,91	99...134	2,3	K43-	8,1	0,4			1,62	241...254	4

Примечания: 1. Полная марка элемента имеет дополнительный индекс (1, 2, 3...), указывающий несущую способность, содержание арматуры в элементе, класс арматуры и т. д. 2. Условные классы (марки) бетона означают: 2 — класс В15 (марка 200), 3 — класс В25 (марка 300), 4 — класс В30 (марка 400), 5 — класс В40 (марка 500).

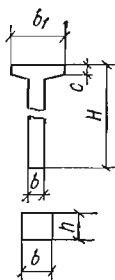
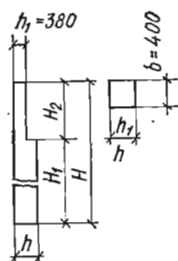


Таблица 10.13. Номенклатура железобетонных конструкций отдельно стоящих опор под технологические трубопроводы (по серии 3.015-1/82)

Марка	Размеры, м				Условный класс бетона	Расход		Масса, т	Марка	Размеры, м				Условный класс бетона	Расход		Масса, т
	H	b	b ₁	c		бетона, м³	стали, кг			H	b	b ₁	c		бетона, м³	стали, кг	
K3-		0,4	1,2	0,52		1,18	113...135	3,0	K16-	7,4	0,4	1,8	0,41	2	1,49	147...152	3,7
K4-	6,2		1,8	0,41	2	1,29	105...170	3,2	K17-		0,5	1,8	0,41	3	1,76	210	4,4
K5-			2,4	0,3		1,38	89...142	3,5	K18-		0,4	2,4	0,3	2	1,59	129...189	4,0
K6-		0,5	2,4	0,3		1,60	183	4,0	K19-		0,5	2,4	0,3	2	1,84	308	4,6
K9-			1,2	0,52	2; 3	1,27	135...188	3,2	K22-	8	0,5	1,2	0,52	3	1,75	228...235	4,4
K10-	6,8	0,4	1,8	0,41	2	1,40	125...212	3,5	K23-		0,5	1,8	0,41	2	1,88	178...280	4,7
K11-			2,4	0,3	2; 3	1,48	107...146	3,7	K24-		0,4	2,4	0,3	2	1,67	168...240	4,2
K12-		0,5	2,4	0,3	3	1,72	232	4,3	K27-		0,5	1,2	0,52	2	1,87	267	4,7
K14-		0,4	1,2	0,52	2	1,37	177	3,4	K28-	8,6	0,5	1,8	0,41	2	2,0	245...344	5,0
K15-	7,4	0,5	1,2	0,52	2	1,65	196	4,1	K29-		0,4	2,4	0,3	3	1,76	222	4,4
									K30-		0,5	2,4	0,3	2	2,03	231...239	5,2

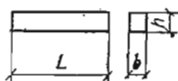
Примечания: 1. См. примечание к табл. 10.12. 2. h = 0,4 м.



Т а б л и ц а 10.14. Номенклатура железобетонных конструкций отдельно стоящих опор под технологические трубопроводы (по серии 3.015-1/82)

Марка	Размеры, м				Условный класс бетона	Расход		Масса, т	Марка	Размеры, м				Условный класс бетона	Расход		Масса, т
	H	H ₁	H ₂	h		бетона, м ³	стали, кг			H	H ₁	H ₂	h		бетона, м ³	стали, кг	
K44-	7,7	5,9	1,8		3; 4	1,69	156...333	4,2	K50-	8,9	6,1	2,8	0,8	3	2,38	355	6
K45-	7,5		1,6		3	1,65	154...330	4,1	K51-	9,1		3			2,41	358	6
K46-	8,3	6,5	1,8	0,6	3; 4	1,83	147...305	4,6	K52-	9,5	6,5	3	0,6	3	2,02	216...343	5,1
K47-	8,1		1,6		3; 4	1,80	189...360	4,5	K53-	9,3		2,8		3	1,99	258...310	5
K48-	8,9	5,9	3		3	1,87	177...290	4,7	K54-	9,5	6,7	2,8	0,8	4	2,57	407	6,4
K49-	8,7		2,8		3	1,84	229...286	4,6	K55-	9,7		3		4	2,6	386	6,5

Примечание. См. примечание к табл. 10.12,

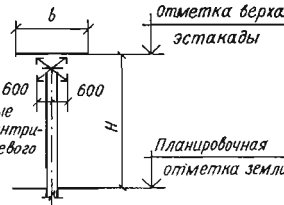
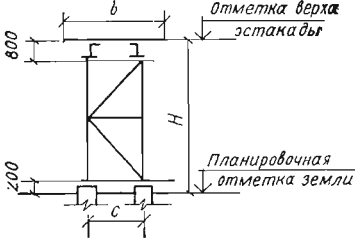
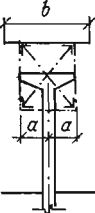
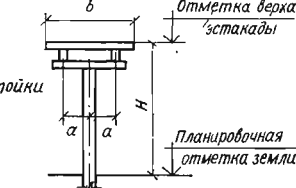


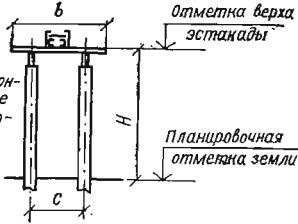
Т а б л и ц а 10.15. Номенклатура железобетонных конструкций отдельно стоящих опор под технологические трубопроводы (по серии 3.015-1/82)

Марка	Размеры, м			Условный класс бетона	Расход		Масса, т	Марка	Размеры, м			Условный класс бетона	Расход		Масса, т
	L	b	h		бетона, м ³	стали, кг			L	b	h		бетона, м ³	стали, кг	
T1-1	2,4				0,30	24	0,8	T10-	3,6	0,15	0,3	2	0,16	67...90	0,4
T2-1	3	0,5	0,25	2	0,38	31	1	T11-		0,25	0,5	2; 3	0,45	68...112	1,1
T3-1	3,6				0,45	37	1,1	T12-	4,2	0,15	0,3	3	0,19	70...79	0,5
T4-1	4,2				0,53	42	1,3	T13-		0,25	0,5	2; 3	0,53	81...149	1,3
T5-1	4,8				0,60	48	1,5	T14-	4,8	0,15	0,3	2	0,22	80...93	0,6
T6-	2,4	0,15	0,3	2; 3	0,11	39...59	0,3	T15-		0,25	0,5	2; 3	0,6	92...177	1,5
T7-		0,25	0,5	2; 3	0,30	58...73	0,8	T16-	1,2	0,15	0,3	2	0,05	27...31	0,14
T8-	3	0,15	0,3	2; 3	0,14	47...77	0,3	T17-	1,8	0,15	0,3	2	0,08	32...37	0,2
T9-		0,25	0,5	2	0,38	62...88	1								

Примечание. См. примечание к табл. 10.12,

Т а б л и ц а 10.16. Габаритные схемы и нормативные вертикальные нагрузки на 1 м длины эстакады типов Iк ... Vк; Iм ... VIII м; IIIж ... VIIIж (серия 3.015-2/82)

Тип эстакады	Габаритная схема	Нормативная вертикальная нагрузка на 1 м длины эстакады, кН/м (тс/м)	Основные размеры, м		
			a	b	c
Iк	 Стойки железобетонные прямоугольные или центрифицированные кольцевого сечения	2,5 (0,25)	—	1,2 1,8	—
IIк		5 (0,5)	—	1,2 1,8 2,4	—
Iм		2,5 (0,25)	—	1,2 1,8	1,2
IIм		5 (0,5)	—	1,2 1,8 2,4	1,2
IIIм		10 (1)	—	3	1,8
IVм		15 (1,5)	—	3,6 4,2	2,4
Vм		20 (2)	—	4,8	2,4
VIIм		30 (3) *	—	4,8 6	3,6
VIIIм		40 (4) *	—	7,2	3,6
IIIк		10 (1)	0,9	3	—
IVк		15 (1,5)	1,2	3,6 4,2	—
Vк		20 (2)	1,2	4,8	—
IIIж	 Стойки железобетонные прямоугольные	10 (1)	0,8	3	—
IVж		15 (1,5)	1,05	3,6 4,2	—
Vж		20 (2)	1,05	4,8	—

Тип эстакады	Габаритная схема	Нормативная вертикальная нагрузка на 1 м длины эстакады, кН/м (тс/м)	Основные размеры, м		
			a	b	c
VIж	 Стойки железобетонные прямоугольные или центрифужные	20 (2)	—	6 7,8	3,6 4,8
VIIж		30 (3) *	—	4,8 6	3,6
VIIIж		40 (4) *	—	7,2	3,6

Примечания: 1. Высота 6; 6,6; 7,2; 8,4 м. 2. При нагрузках, отмеченных звездочкой (*), на пролетное строение передается нагрузка 20 кН/м (2 тс/м). 3. За отметку верха эстакады принята верхняя грань траверсы. 4. Конструкции железобетонных колонн и траверс см. в вып. II-1...II-4. 5. Конструкции железобетонных балок см. в вып. II-5...II-7. 6. Конструкции железобетонных центрифужных стоек кольцевого сечения см. в ГОСТ 23444—79. 7. Стальные конструкции см. в вып. III.

даются по верхней грани траверс или колонн (в случае отсутствия траверс).

Ветровая нагрузка при расчете принята исходя из нормативного скоростного напора, равного 550 Па (55 кгс/м²), аэродинамический коэффициент $c = 1$.

При расчете конструкций учтены следующие коэффициенты надежности по нагрузке: на вертикальные и горизонтальные технологические нагрузки 1,1, на ветровую 1,2.

В зависимости от габаритов и действующих нагрузок марки железобетонных конструкций подбираются по табл. 10.8...10.11, стальных по вып. III серии. Номенклатура и технико-экономические показатели железобетонных конструкций приведены в табл. 10.12...10.15.

Унифицированные одноярусные эстакады под технологические трубопроводы (серия 3.015-2/82).

В серии разработаны одноярусные эстакады следующих типов: Iк...Vк — комбинированные варианты со стальными пролетными строениями и железобетонными опорами; IIIж...VIIIж — решенные полностью в железобетонных конструкциях: Iм...Vm, VIIм и VIIIм — решенные полностью в металлических конструкциях (табл. 10.16, рис. 10.10).

Конструктивные решения. Температурные блоки с железобетонными опорами (типов Iк...Vк и IIIж...VIIIж) компонуются без неподвижной анкерной опоры, и горизонтальные нагрузки, действующие вдоль оси эстакады, передаются на все колонны температурного блока.

Температурные блоки стальных эстакад (типов Iм...Vm, VIIм...VIIIм) выполняются с анкерной опорой, на которую передаются все горизонтальные нагрузки, действующие вдоль оси

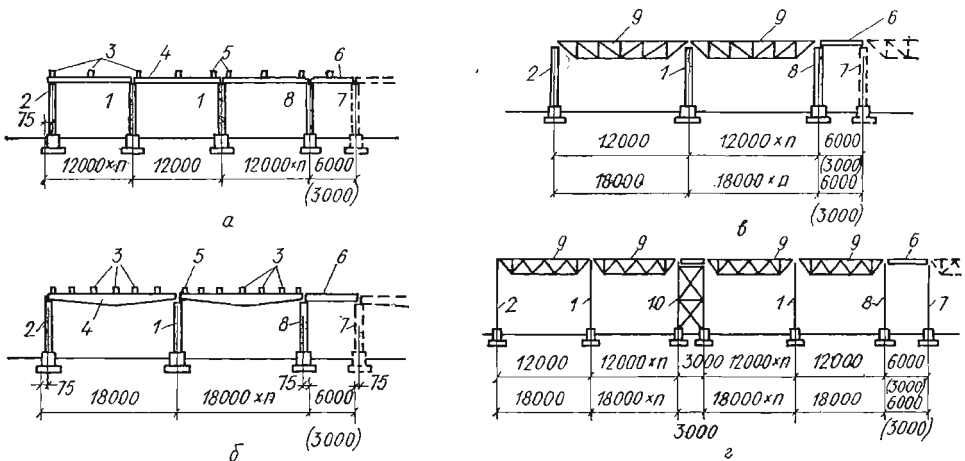


Рис. 10.10. Монтажные схемы температурных блоков одноярусных эстакад серии 3.015-2/82:

а — тип IIIж...VIIIж ($L = 36...72$ м); б — тип IIIж...Vж ($L = 36...72$ м); в — тип Iк...Vк ($L = 24...72$ м); г — тип Iм...Vm, VIIм, VIIIм ($L = 27...75$ м для пролетов 12 м, $L = 39...75$ м для пролетов 18 м); 1 — промежуточная колонна; 2 — концевая колонна эстакады; 3 — рядовые траверсы; 4 — продольная балка; 5 — усиленные траверсы; 6 — вставка; 7 — продолжение эстакады; 8 — концевая колонна температурного блока; 9 — продольные фермы; 10 — анкерная опора; (поперечные сечения эстакад см. в таблицах габаритных схем и вертикальных нагрузок; вставка и траверсы устанавливаются только при расстоянии между температурными блоками 6 и между траверсами менее 6 м).

трассы. Между смежными температурными блоками всех типов эстакад принято расстояние 3 и 6 м.

Длина температурных блоков, м

Эстакады типа:

Ik, IIk	24...72
IIIk...Vk, IIIж...VIIIж	36...72
Im...Vm, VIIм и VIIIм	27...135

Шаг опор и траверс одноярусных эстакад, м

Шаг опор для типов:

Ik...Vk, Im...Vm, IIIж...Vж, VIIм и VIIIм	12; 18
VIж...VIIIж	12

Шаг траверс для типов:

Ik...Vk, Im...Vm, VIIм, VIII м	3; 6
IIIж...VIIIж	3; 4; 6

При шаге траверс 3 и 4 м и расстоянии между смежными температурными блоками 6 м пролет между ними перекрывают 6-метровой вставкой, которую приваривают к колоннам только одного из температурных блоков. При шаге траверс более 3 м и расстоянии между смежными температурными блоками 3 м вставку не устанавливают; при этом концевую колонну температурного блока сбивают на 75 мм в сторону температурного блока для эстакад типов IIIж...VIIIж (с железобетонным пролетным строением).

Ответвление трубопроводов допускается только на опоре, которую рассчитывают на дополнительную горизонтальную нагрузку.

Пролетные строения эстакад запроектированы: из решетчатых и двутавровых предварительно напряженных балок пролетом 12 м для эстакад типов IIIж...VIIIж;

из решетчатых предварительно напряженных балок пролетом 18 м для эстакад типов IIIж...Vж;

из стальных ферм пролетом 12 и 18 м, соединенных между собой связями, для эстакад типов Ik...Vk и Im...Vm, VIIм, VIIIм.

В зависимости от габаритов и действующих нагрузок марки железобетонных конструкций подбирают по табл. 10.17...10.23, стальных конструкций — по табл. вып. III.

Для эстакад комбинированных типов и стальных (типы Ik...Vk и Im...Vm) приняты одинаковые стальные фермы, связи и распорки.

По железобетонным балкам и стальным фермам располагают соответственно железобетонные и стальные траверсы, которые подразделяются на рядовые и усиленные. На рядовых, устанавливаемых в пролете и на опоре, трубопроводы опираются свободно, на усиленных, устанавливаемых только на опоре, они крепятся неподвижно.

Усиленные траверсы можно расположить на любой промежуточной (для эстакад типов Ik...Vk и IIIж...VIIIж) или анкерной (для эстакад типов Im...VIIIм) опорах. Для уменьшения количества типоразмеров железобетонных траверс некоторых типов эстакад предусмотрены из двух элементов, расположенных на опорах смежных балок с передачей на каждую траверсу 50 % суммарных нагрузок.

Для полного использования несущей способности конструкций эстакад типов VIж...VIIIж

и увеличения количества прокладываемых трубопроводов на траверсы допускается устанавливать дополнительные конструкции в виде рамок-надстроек.

Нагрузки и расчет конструкций. За исходные при расчете конструкции одноярусных эстакад приняты вертикальные нормативные нагрузки от технологических трубопроводов на 1 м длины эстакады q , кН (тс/м):

Эстакады типов:

Ik, Im	2,5 (0,25)
IIk, IIм	5 (0,5)
IIIж, IIIк, IIIм	10 (1)
IVж, IVк, IVм	15 (1,5)
Vж, Vk, Vм и VIж	20 (2)
VIIж, VIIм (при этом 10 кН/м (1 тс/м) передается непосредственно по колоннам, а остальные 20 кН/м (2 тс/м) — равномерно по всей длине эстакады)	30 (3)
VIIIж и VIIIм (при этом 20 кН/м (2 тс/м) передается непосредственно по колоннам, а остальные 20 кН/м (2 тс/м) — равномерно по всей длине эстакады)	40 (4)

Нагрузки от ходового мостика и снеговая входят в общую нормативную вертикальную.

В случае установки на железобетонные траверсы стальных рамок-надстроек на ригель стальной рамы передается 40, а на железобетонную траверсу 60 % нормативной вертикальной нагрузки по длине, определяемой по п. 2.8 «Рекомендации по определению нагрузок на отдельно стоящие опоры и эстакады под трубопроводы», разработанные ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко.

Горизонтальные технологические нагрузки, действующие вдоль оси трассы, состоят из усилий трения трубопроводов по рядовым траверсам, упругих реакций компенсаторов, давлений на заглушки и равны для промежуточного температурного блока 2 q , для концевого 4 q , где q — вертикальная нагрузка на 1 м эстакады. Сосредоточенная горизонтальная сила от ответвления трубопроводов, действующая перпендикулярно оси трассы, равна q . Ветровая нагрузка при расчете железобетонных конструкций эстакад принята исходя из нормативного скоростного напора ветра 350 и 550 Па (35 и 55 кгс/м²); а при расчете стальных конструкций 550 Па (55 кгс/м²). Ветровая нагрузка на 1 м длины эстакады определена исходя из высоты продольной балки (или фермы) плюс 1 м при отсутствии рамок-надстроек. При наличии рамок-надстроек к высоте продольной балки прибавляют 2,5 м. Аэродинамический коэффициент для эстакад типов Ik...Vk; IIIж...Vж; Im...Vm принят 1,2; для типов VIж...VIIIж; VIIм и VIIIм — 1,4.

При расчете конструкций учтены следующие коэффициенты надежности по нагрузке: на вертикальные и горизонтальные технологические нагрузки 1,1; на ветровую 1,2. Температурные влияния на колонны эстакад приняты от нормативного перепада температур, равного 50 °С.

Конструкции одноярусных эстакад применяют в сейсмических районах и в районах с сейсмичностью до 8 баллов включительно.

Унифицированные двухъярусные эстакады под технологические трубопроводы (по серии

Т а б л и ц а 10.17. Сокращенная таблица для подбора траверс и вставок одноярусных эстакад типов IIIж...VIIIж (серия 3.015-2/82)

Тип эстакады	Длина траверс. м	Марки траверс			Тип эстакады	Длина траверс. м	Марки траверс		
		Рядовая		Усиленная			Рядовая		Усиленная
		в пролете	на опоре				в пролете	на опоре	
IIIж	3	T1-1	T1-1	T1-1	VIж	7,8	T6-1	T6-2	
IVж	3,6	T2-1	T2-2	T3-2	VIIж	4,8	T7-1	T7-2	T7-3
	4,2	T3-1	T5-1			T5-3	T5-4		
Vж	4,8	T4-1	2 (T4-1)	7,8	T6-1	T6-4	2 (T6-2)		
VIж	6	T5-1	T5-2	VIIIж	7,8	T6-1	T6-6	2 (T6-6)	

П р и м е ч а н и е. В эстакадах типа IIIж шаг траверс 3 м и вставка марки B1-1; в остальных — шаг траверс 3 и 4 м, вставки марки B1-2.

Т а б л и ц а 10.18. Таблица для подбора балок одноярусных эстакад типов IIIж ÷ VIIIж (серия 3.015-2/82)

Тип эстакады	Шаг траверс, м	Марки балок			Тип эстакады	Шаг траверс, м	Марки балок		
		Двутавровые Б12	Решетчатые БР12	Решетчатые БР18			Двутавровые Б12	Решетчатые БР12	Решетчатые БР18
IIIж	3	1-а		1-а	Vж	6	2-в		4-6
	4	1-б		—		3	2-а	3-а	—
	6	1-в		1-б		4	2-б	3-б	—
IVж	3	2-а	1-а	3-а	VIж	6	2-в	3-в	—
	4	2-б	1-б	—		3	3-а		—
	6	2-в	1-в	3-б		4	3-б		—
Vж	3	2-а		4-а	VIIж	6	3-в		—
	4	2-б		—		3			—

П р и м е ч а н и я: 1. Указаны марки балок в условиях неагрессивной газовой среды. 2. Порядковые номера балок даны по несущей способности, буквенные индексы характеризуют размещение закладных деталей. Полная марка балки должна указывать также вид арматуры, например: Б12-1А11В-а; БР12-3А1В-б; БР18-4АВ-а. 3. Конструкции железобетонных балок разработаны в вып. II-5, II-6, II-7 серии.

Т а б л и ц а 10.19. Таблица для подбора колонн промежуточных и концевых температурных блоков одноярусных эстакад Iк...Vк, IIIж...VIIIж с шагом опор 12 м (серия 3.015-2/82)

Тип эстакады	Расстояние от верха эстакады до земли, м	Марки колонн (ветровая нагрузка 550 Па (55 кгс/м²) при длине температурных блоков, м				
		36 и 40		60 и 72		36...72 м
		Опора				
		Промежу- точная	Концевая	Промежу- точная	Концевая	Промежуточная и концевая в местах отводов

Промежуточный температурный блок (продольная нагрузка 2q)

Iк, IIк	6	K2-2	K2-3	K2-2	K2-2	K2-1
	6,6	K3-4	K3-1	K3-4	K3-1	K3-3
	7,2	K4-4	K4-1	K4-4	K4-1	K4-3
	8,4	K5-4	K5-5	K5-4	K5-5	K5-3

Концевой температурный блок (продольная нагрузка 4q)

	6	K2-2	K2-3	K2-2	K2-2	K2-1
	6,6	K3-3	K3-1	K3-4	K3-4	K3-3

Тип эстакады	Расстояние от верха эстакады до земли, м	Марки колонн (ветровая нагрузка 550 Па (55 кгс/м²)) при длине температурных блоков, м				
		36 и 40		60 и 72		36...72 м
		Опора				
		Промежу- точная	Концевая	Промежу- точная	Концевая	Промежуточная и концевая в местах отводов
Ik, IIк	7,2	K4-3	K4-1	K4-4	K4-4	K4-3
	8,4	K5-4	K5-5	K5-4	K5-5	K5-3
Промежуточный температурный блок (продольная нагрузка 2q)						
IIIк, IIIж	6	K7-7	K7-2	K7-4	K7-4	K7-1
	6,6	K9-4	K9-3	K9-4	K9-3	K10-2
	7,2	K11-4	K11-3	K11-4	K11-3	K12-2
	8,4	K13-3	K13-2	K13-3	K13-2	K14-3
Концевой температурный блок (продольная нагрузка 4q)						
	6	K7-7	K7-5	K7-7	K7-7	K7-1
	6,6	K9-8	K9-7	K9-7	K9-7	K10-2
	7,2	K11-8	K11-7	K11-7	K11-7	K12-2
	8,4	K14-2	K14-1	K14-1	K14-1	K14-4
Промежуточный температурный блок (продольная нагрузка 2q)						
IVж, Vж, IVк, Vк	6	K15-3	K15-2	K15-3	K15-2	K16-4
	6,6	K18-3	K18-2	K18-2	K18-2	K19-5
	7,2	K20-3	K20-2	K20-2	K20-2	K21-5
	8,4	K22-2	K22-2	K22-2	K22-2	K23-7
Концевой температурный блок (продольная нагрузка 4q)						
	6	K16-1	K16-1	K16-1	K16-1	K16-4
	6,6	K19-2	K19-1	K19-1	K19-1	K19-5
	7,2	K21-2	K21-1	K21-1	K21-1	K21-5
	8,4	K23-5	K23-2	K23-2	K23-2	K23-7
Промежуточный температурный блок (продольная нагрузка 2q)						
VIж, VIIж	6	K25-4	K25-1	K25-3	K25-4	K25-9
	6,6	K27-7	K27-5	K27-6	K27-5	K28-4
	7,2	K30-7	K30-5	K30-6	K30-5	K31-4
	8,4	K33-6	K33-3	K33-6	K33-3	K35-1
Концевой температурный блок (продольная нагрузка 4q)						
	6	K25-5	K25-4	K25-4	K25-4	K25-9
	6,6	K27-10	K27-6	K27-9	K27-6	K28-4
	7,2	K30-10	K30-6	K30-9	K30-6	K31-4
	8,4	K34-7	K34-4	K34-6	K34-3	K35-1
Промежуточный температурный блок (продольная нагрузка 2q)						
VIIIж	6	K25-5	K25-3	K25-4	K25-4	K26-1
	6,6	K27-8	K27-5	K27-7	K27-6	K29-1
	7,2	K30-8	K30-5	K30-7	K30-6	K32-1
	8,4	K34-5	K34-3	K34-5	K34-3	K35-2
Концевой температурный блок (продольная нагрузка 4q)						
	6	K25-8	K25-6	K25-6	K25-7	K26-1
	6,6	K28-3	K28-1	K28-2	K28-2	K29-1
	7,2	K31-3	K31-1	K31-2	K31-2	K32-1
	8,4	K34-7	K34-4	K34-7	K34-4	K35-2

Т а б л и ц а 10.20. Таблица для подбора колонн промежуточных и концевых температурных блоков одноярусных эстакад $I_k...V_k$ с шагом опор 18 м (серия 3.015-2/82)

Тип эстакады	Расстояние от верха эстакады до земли, м	Марки колонн (ветровая нагрузка 550 Па (55 кгс/м²) при длине температурного блока, м				
		36		54 и 72		36...72
		Опоры				
		Промежу- точная	Концевая	Промежу- точная	Концевая	Промежуточная и концевая в местах отводов

Промежуточный температурный блок (продольная нагрузка 2q)

Iк, IIк	6	K2-4	K2-2	K2-4	K2-1	K2-5
	6,6	K3-6	K3-3	K3-6	K3-3	K3-5
	7,2	K4-6	K4-3	K4-6	K4-3	K4-5
	8,4	K5-7	K5-4	K5-7	K5-4	K6-3

Концевой температурный блок (продольная нагрузка 4q)

	6	K2-4	K2-2	K2-4	K2-1	K2-5
	6,6	K3-6	K3-3	K3-6	K3-3	K3-5
	7,2	K4-6	K4-3	K4-6	K4-3	K4-5
	8,4	K6-2	K6-1	K6-2	K6-1	K6-3

Промежуточный температурный блок (продольная нагрузка 2q)

IIIк	6	K7-1	K7-7	K7-1	K7-7	K8-1
	6,6	K9-10	K9-6	K9-10	K9-7	K10-3
	7,2	K11-10	K11-6	K11-10	K11-7	K12-3
	8,4	K14-3	K14-1	K14-3	K14-1	K14-5

Концевой температурный блок (продольная нагрузка 4q)

	6	K7-1	K7-7	K7-1	K7-7	K8-1
	6,6	K10-2	K10-1	K10-2	K10-1	K10-3
	7,2	K12-2	K12-1	K12-2	K12-1	K12-3
	8,4	K14-4	K14-3	K14-4	K14-2	K14-6

Промежуточный температурный блок (продольная нагрузка 2q)

IVк, Vк	6	K15-6	K15-3	K15-6	K15-4	K17-1
	6,6	K18-6	K18-5	K18-5	K18-5	K19-4
	7,2	K20-6	K20-5	K20-5	K20-5	K21-4
	8,4	K23-3	K23-1	K23-2	K23-1	K23-7

Концевой температурный блок (продольная нагрузка 4q)

	6	K16-3	K16-2	K16-3	K16-2	K17-1
	6,6	K19-3	K19-3	K19-3	K19-3	K19-4
	7,2	K21-3	K21-3	K21-3	K21-3	K21-4
	8,4	K24-2	K24-1	K24-1	K24-1	K24-3

Т а б л и ц а 10.21. Номенклатура железобетонных конструкций одноярусных эстакад под технологические трубопроводы (по серии 3.015-2/82)

Марка колонны	Размеры, м			Условный класс бетона	Расход		Масса, т	Марка колонны	Размеры, м			Условный класс бетона	Расход		Масса, т
	H	b	h		бето-на, м³	стали, кг			H	b	h		бето-на, м³	стали, кг	
K1-	6,2	0,3	0,3	4	0,56	116...90	1,4	K28-	6,3	0,4	0,5	3; 4	1,26	130...247	3,2
K2-	6			2; 4	0,96	83...166	2,4	K29-	6,3	0,5	0,5	4	1,58	210...215	4,0
K3-	6,6	0,4	0,4		1,06	94...222	2,6	K30-	6,9	0,4	0,4	2; 3; 4	1,11	127...216	2,8
K4-	7,2			2; 3; 4	1,15	97...231	2,9	K31-	6,9	0,4	0,5	3; 4	1,38	140...305	3,5
K5-	8,4			2; 4	1,35	126...353	3,4	K32-	6,9	0,5	0,5	4	1,72	260...266	4,3
K6-	8,4	0,5		2; 3	1,68	183...302	4,2	K33-	8,1	0,4	0,4	3; 4	1,30	160...301	3,3
K25-	5,7			2; 3; 4	0,91	83...196	2,3	K34-	8,1	0,4	0,5	2; 3; 4	1,62	165...295	4,1
K26-	5,7	0,4	0,5	3	1,14	250	2,9	K35-	8,1	0,5	0,5	4	2,03	301...446	5,1
K27-	6,3	0,4		2; 3; 4	1,01	111...200	2,5								

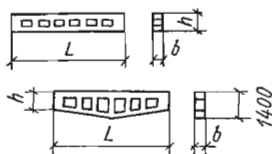
П р и м е ч а н и я: 1. Полная марка элемента имеет дополнительный индекс (1, 2...), указывающий несущую способность, содержание арматуры в колонне, марку стали и т. д. 2. Условные классы (марки) бетона см. примечание к табл. 10.12. 3. Общий вид и сечение колонны см. табл. 10.12.

Т а б л и ц а 10.22. Номенклатура железобетонных конструкций одноярусных эстакад под технологические трубопроводы (по серии 3.015-2/82)

Марка	Размеры, м					Условный класс бетона	Расход		Масса, т	Марка	Размеры, м					Условный класс бетона	Расход		Масса, т
	H	b	h	b ₁	c		бето-на, м³	стали, кг			H	b	h	b ₁	c		бето-на, м³	стали, кг	
K7-	5,8	0,4				2; 3; 4	1,29	113...208	3,2	K16-	5,8	0,5				2; 4	1,52	202...259	3,8
K8-	5,8	0,5				2; 4	1,50	217	3,8	K17-	5,8	0,6				4	1,73	281...287	4,3
K9-	6,2	0,4				2; 3; 4	1,36	131...267	3,4	K18-	6,2	0,5				2; 3; 4	1,60	182...268	4,0
K10-	6,2	0,5				3	1,58	165...252	4,0	K19-	6,2	0,6				2; 3; 4	1,83	240...354	4,6
K11-	6,8	0,4	0,4	2,2	0,34	2; 3; 4	1,45	138...317	3,6	K20-	6,8	0,5		2,4	0,3	2; 3; 4	1,72	182...325	4,3
K12-	6,8	0,5				3; 4	1,7	180...285	4,3	K21-	6,8	0,6				2; 3; 4	1,97	269...438	4,9
K13-	8	0,4				3; 4	1,64	145...384	4,1	K22-	8	0,5	0,4	2,4	0,3	3	1,96	252...320	4,9
K14-	8	0,5				2; 3; 4	1,94	211...430	4,9	K23-	8	0,6				3; 4	2,25	296...479	5,6
K15-	5,8	0,4		2,4	0,3	3; 4	1,32	138...297	3,3	K24-	8	0,6	0,5			3	2,81	327...492	7,0

Примечания: 1. См. примечание к табл. 10.12. 2. Общий вид и сечение колонны см. табл. 10.13.

Т а б л и ц а 10.23. Номенклатура железобетонных конструкций одноярусных эстакад под технологические трубопроводы (по серии 3.015-2/82)

Общий вид и сечение траверс, вставок, балок	Марка	Размеры, м			Условный класс бетона	Расход		Масса, т
		L	b	h		бетона, м³	стали, кг	
См. табл. 10.15	T1-	3			2	0,22	44	0,55
	T2-	3,6		0,29	2	0,26	56...69	0,65
	T3-	4,2			2	0,31	66...75	0,77
	T4-	4,8	0,25		3	0,35	88	0,87
	T5-	6			2; 3	0,75	109...202	1,90
	T6-	7,8			2; 3	0,98	137...261	2,45
	T7-	4,8		0,5	2; 3	0,60	90...181	1,50
	T8-	1,9	0,4		2	0,38	66	0,95
	T9-	2,4	0,4		2	0,48	87	1,20
	B1-	6	0,25	0,5	2	0,75	69...94	1,90
	БР12-	11,95	0,2	0,7	4; 5	1,25	240...350	3,10
	БР18-	17,95	0,2	0,7	4	2,63	288...520	6,58
	B12-	11,95	0,28	0,89	3; 4; 5	1,80	196...285	4,50

Примечание. См. примечание к табл. 10.12.

3.015-3/82). В серии разработаны двухъярусные эстакады следующих типов: IXж...XIIIж — в железобетонных конструкциях; IXк...XIIIк — комбинированные (пролетные строения — стальные, опоры — железобетонные); IXм...XIIIм — в стальных конструкциях (табл. 10.24).

Конструктивные решения. Температурные блоки эстакад с железобетонными опорами (типов IXк...XIIIк и IXж...XIIIж) компонуются без неподвижной анкерной опоры и горизонтальные нагрузки, действующие вдоль оси эстакады, передаются на все колонны температурного блока; со стальными опорами (типов IXм...XIIIм) — с анкерной опорой, на которую передаются все горизонтальные нагрузки, действующие вдоль оси эстакады (рис. 10.11).

Длина температурных блоков унифицированных двухъярусных эстакад, м

Пролетное строение стальное для типов:

IXк, Xк, IXм, Xм 63...102

XIк...XIIIк, XIм...XIIIм 63...138

Пролетное строение железобетонное для типов:

IXж, Xж 54...90

XIж...XIIIж 54...126

Температурные швы в эстакадах с железобетонным пролетным строением выполняют аналогично температурным швам в производственных зданиях; со стальным — расстояние между смежными температурными блоками 3 и 6 м, в разрезах устраивают компенсаторы трубопроводов.

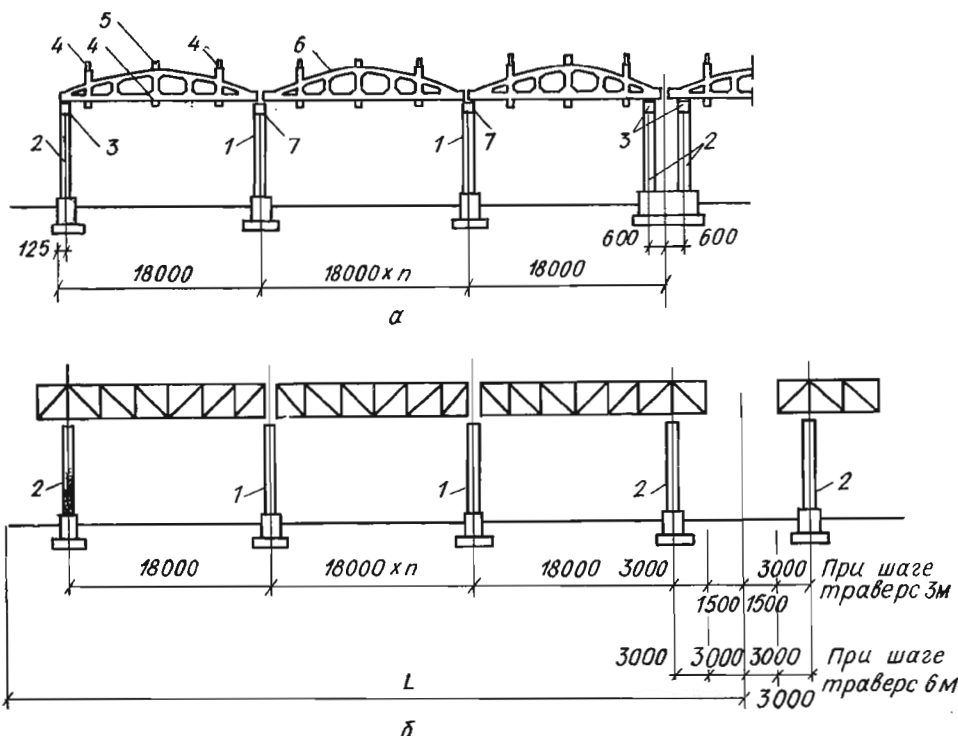


Рис. 10.11. Монтажные схемы температурных блоков двухъярусных эстакад серии 3.015-3/82: а — типы IХж...XIIИж ($L = 54...126$ м); б — тип IХк ($L = 63...102$ м); типы Хк...XIIИк ($L = 63...138$ м); 1 — промежуточная опора; 2 — концевая опора; 3 — концевая траверса; 4 — рядовые траверсы; 5 — усиленная траверса; 6 — продольная ферма; 7 — промежуточная траверса.

Параметры двухъярусных эстакад, м

Шаг колонн и стоек	18
» траверс с пролетным строением:	
железобетонным по верхнему ярусу	6
то же, по нижнему	3
стальным	3; 6
Высота от планировочной отметки земли до верха нижней траверсы	5,4; 6; 6,6; 7,2; 7,8; 8,4

Опоры двухъярусных эстакад приняты из железобетонных колонн прямоугольного сечения, железобетонных центрифугированных стоек кольцевого сечения или стальных колонн.

В зависимости от габаритов и действующих нагрузок марки железобетонных колонн или стоек подбирают по табл. 10.25...10.29, марки стальных стоек — по таблицам вып. III настоящей серии.

Ответвления технологических трубопроводов при железобетонном пролетном строении располагают только в пролетах, в которых устанавливают колонны или стойки, дополнительно рассчитанные на горизонтальную сосредоточенную нагрузку.

Железобетонные пролетные строения запроектированы из двух вертикальных ферм длиной 18 м, соединенных между собой железобетонными траверсами по верхнему и нижнему поясам, сталь-

ными вертикальными и горизонтальными связями по нижнему поясу. Железобетонные фермы приняты в опалубке серии 1.463-3 вып. IX, подбирают их в зависимости от габаритов и нагрузок по табл. 10.25.

Стальные пролетные строения запроектированы из двух вертикальных ферм длиной 18 м, соединенных между собой связями по верхним и нижним поясам. Стальные траверсы по фермам служат элементами связей. Марки конструкций подбирают по таблицам вып. III.

Номенклатура и технико-экономические показатели железобетонных конструкций приведены в табл. 10.30, 10.31.

Нагрузки и расчет. При расчете конструкций двухъярусных эстакад за исходные приняты вертикальные нормативные нагрузки от технологических трубопроводов на 1 м эстакады q , кН/м (тс/м):

Эстакады типов	
IХк, IХж, IХм и Хк, Хж, Хм	10...15 (1...1,5)
XIк, XIж, XIм и XIIк, XIIж, XIIм	20...30 (2...3)
XIIIк, XIIIж, XIIIм	50 (5)

При стальном пролетном строении 60 % нагрузки, приходящейся на верхний ярус эстакады, передаются непосредственно на опоры, при железобетонном — на траверсы, расположенные по-

Т а б л и ц а 10.24. Габаритные схемы и нормативные вертикальные нагрузки на 1 м длины эстакад (серия 3.015-3/82)

Тип эстакады	Габаритная схема	Нормативная вертикальная нагрузка на 1 м эстакады q , кН/м (тс/м)	Основные размеры, м	
			b	c
IXж Xж XIж XIIж XIIIж		10; 15 (1; 1,5) 10; 15 (1; 1,5) 20; 30 (2; 3) 20; 30 (2; 3) 50 (5)	4,8 6 6 7,8 7,8	2,4 3,6 3,6 4,8 4,8
IXк Xк XIк XIIк XIIIк		10; 15 (1; 1,5) 10; 15 (1; 1,5) 20; 30 (2; 3) 20; 30 (2; 3) 50 (5)	4,8 6 6 7,8 7,8	2,4 3,6 3,6 4,8 4,8
IXм Xм XIм XIIм XIIIм		10; 15 (1; 1,5) 10; 15 (1; 1,5) 20; 30 (2; 3) 20; 30 (2; 3) 50 (5)	4,8 6 6 7,8 7,8	2,4 3,6 3,6 4,8 4,8

Примечания: 1. За отметку верха ярусов эстакады принята верхняя грань траверсы. 2. Конструкции железобетонных колонн и траверс см. вып. II-1 и II-2, железобетонных ферм — вып. II-3; конструкции железобетонных центрифугированных стоек кольцевого сечения — ГОСТ 23444—79; стальные конструкции — вып. III. 3. Высота $H = 5,4; 6; 6,6; 7,2; 7,8; 8,4$ м.

Т а б л и ц а 10.25. Таблица для подбора траверс и ферм для эстакад с прямоугольными стойками (серия 3.015-3/82)

Тип эста- кады	Нагрузка на 1 м длины, кН/м (тс/м)	Длина тра- версы, м	Верхний ярус		Нижний ярус			Фермы
			Рядовая в пролете	Усилен- ная	Рядовая в пролете	На опорах		
						Проме- жуточная	Концевая	
Xж	10 (1) 15 (1,5)	4,8	Тв1-2 Тв1-2	Тв1-3 Тв1-3	Тн1-1 Тн1-1	Тн7-1а Тн7-1а	Тн4-1а Тн4-1а	ФЭ18II-1AIV
Xж	10 (1) 15 (1,5)		Тв2-3 Тв2-3	Тв2-4 Тв2-4	Тн2-1 Тн2-1	Тн8-1а Тн8-1а	Тн5-1а Тн5-1а	ФЭТ18II-1AIV
XIж	20 (2) 30 (3)	6,0	Тв5-1 Тв5-1	Тв5-2 Тв8-2	Тн2-1 Тн2-2	Тн8-1а Тн8-1а	Тн5-1а Тн5-1а	ФЭ18II-2AIV,

Тип эстакады	Нагрузка на 1 м длины, кН/м (тс/м)	Длина траверсы, м	Верхний ярус		Нижний ярус			Фермы
			Рядовая в пролете	Усиленная	Рядовая в пролете	На опорах		
						Промежуточная	Концевая	
XIIж	20 (2) 30 (3)	7,8	Тв6-2 Тв6-2	Тв9-2 Тв9-3	Тн3-1 Тн3-2	Тн9-1а Тн9-1а	Тн6-1а Тн6-1а	ФЭТ18II-2IV
XIIIж	50 (5)		Тв6-2	Тв9-4	Тн3-3	Тн9-1а	Тн6-1а	ФЭ18II-3AIV, ФЭТ18II-3AIV

Примечание. Фермы с индексом Т устанавливают у температурных швов.

Таблица 10.26. Таблица для подбора колонн промежуточных и концевых блоков двухъярусных эстакад типов IXж, Хж (серия 3.015-3/82), продольная нагрузка $2q$ и $4q$

Тип эстакады	Расстояние от верха нижне- го яруса до земли, м	Марки колонн (ветровая нагрузка 550 Па (55 кгс/м²) при длине температурного блока, м					
		54 и 72		90		54...90	
		Опоры					
		Промежуточ- ная	Концевая	Промежуточная на рассто- янии от середины блока, м		Концевая	Промежуточ- ная и концевая в местах отводов
				До 27	27		
IXж, Хж	5,4	K1-10	K1-10	K1-10	K1-10	K1-10	K1-4а
	6	K3-1а	K3-1а	K3-1а	K3-1а	K3-1а	K3-2а
	6,6	K5-1а	K5-1а	K5-1а	K5-1а	K5-1а	K5-3а
	7,2	K8-8	K8-8	K8-8	K8-8	K8-8	K8-9
	7,8	K10-5а	K10-1а	K10-5а	K10-1а	K10-1а	K10-5а
	8,4	K12-13	K12-8	K12-13	K12-8	K12-8	K12-13

Примечание. В табл. 10.26...10.34 каждая опора состоит из двух колонн.

Таблица 10.27. Таблица для подбора колонн промежуточных и концевых блоков двухъярусных эстакад типов IXк и Хк (серия 3.015-3/82), продольная нагрузка $2q$ и $4q$

Тип эстакады	Расстояние от верха нижне- го яруса до земли, м	Марки колонн (ветровая нагрузка 550 Па (55 кгт/м²) при длине температурного блока, м					
		66, 63, 84, 81		99 и 102		63...102	
		Опоры					
		Промежуточ- ная	Концевая	Промежуточная на рассто- янии от середины блока, м		Концевая	Промежуточ- ная и концевая в местах отводов
				До 27	27 и более		
IXл, Хк	5,4	K1-3	K1-3	K1-3	K1-3	K1-3	K1-4
	6	K3-1	K3-1	K3-1	K3-1	K3-1	K3-2
	6,6	K5-1	K5-1	K5-1	K5-1	K5-1	K5-3
	7,2	K8-1	K8-1	K8-1	K8-1	K8-1	K8-2
	7,8	K10-5	K10-1	K10-5	K10-1	K10-1	K10-5
	8,4	K12-6	K12-1	K12-6	K12-1	K12-1	K12-6

Т а б л и ц а 10.28. Сокращенная таблица для подбора колонн промежуточных и концевых температурных блоков двухъярусных эстакад типов ХІж, ХІІж, ХІІІж (серия 3.015-3/82)

Тип эстакады	Расстояние от верха нижнего яруса эс- такады до земли, м	Марка колонн (ветровая нагрузка 550 Па (55 кгс/м²) при длине темпера- турного блока, м						Промежуточ- ные и концевые опоры в местах поперечных отводов трубо- проводов для температурных блоков длиной 54...126 м
		54		126				
		Опоры						
		Промежу- точная	Концевая	Промежуточная на расстоянии от середины блока, м			Концевая	
				до 27	27	45		

Промежуточный температурный блок (продольная нагрузка 2q)

ХІж,	5,4	К13-4а	К13-10	К13-4а	К13-10	К13-10	К13-3а	К13-12
ХІІж	6	К3-1а	К3-2а	К3-1а	К3-2а	К3-2а	К3-2а	К3-6а
	6,6	К5-1а	К5-3а	К5-1а	К5-1а	К5-3а	К5-3а	К5-8
	7,2	К8-10	К8-10	К8-8	К8-10	К8-10	К8-10	К8-4а
	7,8	К10-5а	К10-5а	К10-5а	К10-5а	К10-5а	К10-5а	К15-12
	8,4	К12-13	К12-13	К12-13	К12-13	К12-13	К12-13	К16-9

Концевой температурный блок (продольная нагрузка 4q)

ХІж,	5,4	К13-4	К13-11	К13-4а	К13-11	К13-11	К13-11	К13-13
ХІІж	6	К17-1а	К17-1а	К17-2а	К17-1а	К17-1а	К17-1а	К17-3а
	6,6	К18-10	К18-10	К18-11	К18-10	К18-10	К18-10	К18-12
	7,2	К14-8	К14-3а	К14-7	К14-7	К14-7	К14-3а	К14-3а
	7,8	К15-3а	К15-3а	К15-4а	К15-4а	К15-4а	К15-3а	К15-5а
	8,4	К16-10	К16-10	К16-3а	К16-3а	К16-3а	К16-10	К16-14

Промежуточный температурный блок (продольная нагрузка 2q)

ХІІІж	5,4	К13-4а	К13-14	К13-4а	К13-11	К13-11	К13-14	К13-13
	6	К3-7а	К3-8а	К3-2а	К3-7а	К3-7а	К3-8а	К17-7а
	6,6	К5-9	К5-10	К5-3а	К5-9	К5-9	К5-10	К18-13
	7,2	К8-5а	К8-5а	К8-5а	К8-5а	К8-5а	К8-10	К8-11
	7,8	К10-3а	К10-5а	К10-3а	К10-3а	К10-5а	К10-4а	К15-6а
	8,4	К12-13	К12-14	К12-13	К12-13	К12-12	К12-14	К16-11

Концевой температурный блок (продольная нагрузка 4q)

	5,4	К19-1а	К19-3	К19-1а	К19-1а	К19-1а	К19-3	К20-1а
	6	К17-8а	К17-8а	К17-5а	К17-9а	К17-9а	К17-8а	К21-1а
	6,6	К18-14	К18-14	К18-6а	К18-9а	К18-9а	К18-14	К22-1а
	7,2	К14-10	К14-5а	К14-3а	К14-3а	К14-10	К14-9	К23-1а
	7,8	К15-9а	К15-9а	К15-10а	К15-10а	К15-9а	К15-9а	К15-4а
	8,4	К16-14	К16-14	К16-14	К16-14	К16-14	К16-14	К16-8а

П р и м е ч а н и е. Каждая опора состоит из двух колонн, указанных в таблице.

Т а б л и ц а 10.29. Сокращенная таблица для подбора колонн промежуточных и концевых температурных блоков двухъярусных эстакад типов ХІк, ХІІк, ХІІІк (серия 3.015-3/82)

Тип эстакады	Расстояние от верха нижнего яруса эс- такады до планиро- вочной отметки земли, м	Марки колонн (ветровая нагрузка 550 Па (55 кг/м²) при длине температурного блока, м						Промежуточные и концевые опоры в местах отводов трубопроводов для температурных блоков l = 63...138 м
		66 и 63		138 и 135				
		Опоры						
		Проме- жуточная	Концевая	Промежуточная на расстоянии от середины блока, м			Концевая	
				до 27	27	45		

Промежуточный температурный блок (продольная нагрузка 2q)

ХІк, ХІІк	5,4	К13-4	К13-2	К13-4	К13-2	К13-2	К13-3	К13-6
	6	К3-1	К3-2	К3-1	К3-2	К3-2	К3-2	К3-6
	6,6	К5-1	К5-3	К5-1	К5-1	К5-3	К5-3	К5-4
	7,2	К8-3	К8-3	К8-1	К8-3	К8-3	К8-3	К8-4

Тип эстакады	Расстояние от верха нижнего яруса эс- такады до планиро- вочной отметки земли, м	Марки колонн (ветровая нагрузка 550 Па (55 кгс/м²) при длине температурного блока, м						Промежуточная и концевые опоры в местах отводов трубопроводов для температурных блоков <i>l</i> = 63...138 м
		66 и 63		138 и 135				
		Опоры						
		Проме- жуточная	Концевая	Промежуточная на расстоянии от середины блока, м			Концевая	
До 27	27			45				
XIк, XIIк	7,8	K10-5	K10-5	K10-5	K10-5	K10-5	K10-5	K15-2
	8,4	K12-6	K12-6	K12-6	K12-6	K12-6	K12-6	K16-1
	Концевой температурный блок (продольная нагрузка 4q)							
	5,4	K13-4	K13-5	K13-4	K13-5	K13-5	K13-5	K13-7
	6	K17-1	K17-1	K17-2	K17-1	K17-1	K17-1	K17-3
	6,6	K18-1	K18-1	K18-2	K18-1	K18-1	K18-1	K18-3
XIIIк	7,2	K14-2	K14-3	K14-1	K14-1	K14-1	K14-3	K14-3
	7,8	K15-3	K15-3	K15-4	K15-4	K15-4	K15-3	K15-5
	8,4	K16-2	K16-2	K16-3	K16-3	K16-3	K16-2	K16-7
	Промежуточный температурный блок (продольная нагрузка 2q)							
	5,4	K13-4	K13-8	K13-4	K13-5	K13-5	K13-8	K13-7
	6	K3-7	K3-8	K3-2	K3-7	K3-7	K3-8	K17-7
XIIIк	6,6	K5-5	K5-6	K5-3	K5-5	K5-5	K5-6	K18-4
	7,2	K8-5	K8-5	K8-5	K8-5	K8-5	K8-3	K8-6
	7,8	K10-3	K10-4	K10-3	K10-3	K10-5	K10-4	K15-6
	8,4	K12-6	K12-7	K12-6	K12-6	K12-6	K12-7	K16-4
	Концевой температурный блок (продольная нагрузка 4q)							
	5,4	K19-1	K19-2	K19-1	K19-1	K19-1	K19-2	K20-1
XIIIк	6,0	K17-8	K17-8	K17-5	K17-9	K17-9	K17-8	K21-1
	6,6	K18-8	K18-8	K18-6	K18-9	K18-9	K18-8	K22-1
	7,2	K14-6	K14-5	K14-3	K14-3	K14-6	K14-4	K23-1
	8,4	K16-7	K16-7	K16-7	K16-7	K16-7	K16-7	K16-8

Примечание. Каждая опора состоит из двух колонн, указанных в таблице.

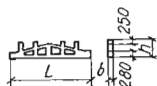
Таблица 10.30. Номенклатура железобетонных конструкций двухъярусных эстакад под технологические трубопроводы (по серии 3.015-3/82)

Марка	Размеры, м			Условный класс бетона	Расход		Марка	Размеры, м			Условный класс бетона	Расход		Марка	
	H	b	h		бето-на, м³	стали, кг		H	b	h		бето-на, м³	стали, кг		
K-1	5,7			2; 3; 4	0,91	122...247	2,3	K13-	5,7	0,5	0,4	2; 3; 4	1,14	131...359	2,9
K2-	6,3	0,4		2; 3; 4	1,01	222...269	2,5	K14-	7,5		0,4	3; 4	1,80	227...458	4,5
K3-	6,3	0,5	0,4	3; 4	1,26	200...300	3,2	K15-	8,1		0,5	2; 3; 4	2,43	306...555	6,1
K4-	6,9	0,4	0,4	2; 3; 4	1,10	242...300	2,8	K16-	8,7		0,5	2; 3; 4	2,61	324...650	6,5
K5-	6,9			3; 4	1,38	167...336	3,5	K17-	6,3			2; 3; 4	1,51	185...336	3,8
K6-				3; 4	1,20	274...275	3,0	K18-	6,9	0,6	0,4	2; 3; 4	1,66	208...359	4,2
K7-	7,5			3; 4	1,50	242...351	3,8	K19-	5,7			2; 3	1,37	262...306	3,4
K8-		0,5		2; 3; 4	1,88	209...523	4,7	K20-				4	1,71	223...225	4,3
K9-	8,1	0,5	0,4	3	1,62	251...316	4,1	K21-	6,3		0,5	3	1,89	390...392	4,7
K10-		0,5		3; 4	2,03	275...474	5,1	K22-	6,9			3	2,07	422...424	5,2
K11-	8,7	0,4		3; 4	1,74	281...336	4,4	K23-	7,5			4	2,25	456...457	5,6
K12-		0,5		2; 3; 4	2,18	317...563	5,5								

Примечание. Общий вид и сечение см. табл. 10.12.

Т а б л и ц а 10.31. Номенклатура железобетонных конструкций двухъярусных эстакад под технологические трубопроводы (по серии 3.015-3/82)

Общий вид и сечение	Марка	Размеры, м			Условный класс бетона	Расход		Масса, т
		L	b	h		бетона, м³	стали, кг	
См. табл. 10.15	Тн1-1	4,8			2	0,35	65	0,9
	Тн2-	6		0,29	2	0,43	79...88	1,1
	Тн3-	7,8			2; 3	0,57	109...131	1,4
	Тн4-	4,8	0,25			0,6	88...100	1,5
	Тн5-	6				0,75	106...118	1,9
	Тн6-	7,8		0,5	2	0,98	140...152	2,4
	Тн7-	4,8				0,96	121...130	2,4
	Тн8-	6	0,4			1,20	144...152	3,0
	Тн9-	7,8				1,56	188...197	3,9
	Тв1-	4,8		0,29	2; 3	0,35	53...101	0,9
	Тв2-	6			2; 3	0,43	70...107	1,1
	Тв5-	6	0,25		2; 3	0,75	92...144	1,9
	Тв6-2	7,8			2	0,98	126	2,4
				0,5				
	Тв8-2	6	0,4		2	1,2	157	3,0
	Тв9-	7,8			2; 3	1,56	199...269	3,9



ФЭ18П- 17,94 0,24 3 3; 4; 5 3,3 716...1173 8,3

середине пролета ферм, остальные 40 — равномерно на все траверсы этого яруса. Нагрузка на нижний ярус передается равномерно на все траверсы нижнего яруса.

Нагрузки от ходового мостика и снеговая входят в общую нормативную вертикальную.

Горизонтальные технологические нагрузки, действующие вдоль оси трассы, состоят из усилий трения трубопроводов по рядовым траверсам, упругих реакций компенсаторов, давлений на заглушки и равны для промежуточного температурного блока $2q$; для концевой блока $4q$, где q — вертикальная нагрузка на 1 м длины эстакады.

В двухъярусных эстакадах 60 % полной нагрузки передаются на верхний ярус эстакады, 40 — на нижний. В этом соотношении распределяется вертикальная, горизонтальная и ветровая нагрузки. Сосредоточенная горизонтальная сила от ответвлений трубопроводов, действующая перпендикулярно оси эстакады, равна $1q$.

Ветровая нагрузка (нормативная) 350 и 550 Па (35 и 55 кгс/м²); на 1 м длины эстакады определена исходя из высоты фермы плюс 1 м, аэродинамический коэффициент 1,4.

При расчете конструкций учтены следующие коэффициенты надежности по нагрузке: на горизонтальные и вертикальные технологические нагрузки 1,1; на ветровую 1,2.

Температурные влияния на колонны эстакад приняты от нормативного перепада температур, равного 50 °С.

Конструкции двухъярусных эстакад применяют в несейсмических районах и с сейсмичностью до 8 баллов включительно.

Сборные железобетонные конструкции отдельно стоящих опор и эстакад для компенсаторных узлов технологических трубопроводов (по серии 3.015.1-9). Компенсаторные узлы при применении П-образных компенсаторов разработаны для отдельно стоящих опор одно- и двухъярусных эстакад по сериям 3.015-1/82, 3.015-2/82 и 3.015-3/82.

Компенсаторные узлы отдельно стоящих опор располагают в любом месте трассы трубопроводов, одно- и двухъярусных эстакад — в местах разрывов между смежными температурными блоками.

В серию 3.015.1-9 включены 26 схем компенсаторных узлов, которые могут быть дву- и одно-сторонние. Компенсаторные узлы отдельно стоящих опор выполняют с помощью отдельно стоящих опор; одно- и двухъярусных эстакад — с помощью отдельно стоящих опор либо блоков-вставок, длина которых в зависимости от типа эстакад равна 6; 12 и 18 м. Шаг траверс в блоке-вставке 3 м.

При расчете конструкций компенсаторных узлов исходными служат нагрузки от технологических трубопроводов: вертикальные сосредоточенные на опору или вертикальные погонные на эстакаду. Распределение вертикальных нагрузок по ширине опоры, а также по высоте для двухъярусных компенсаторных узлов принимают по соответствующим отдельно стоящим опорам или эстакадам, для которых предназначены компенсаторные узлы.

Горизонтальная технологическая нагрузка на конструкции компенсаторных узлов действует вдоль трассы трубопроводов и в поперечном направлении. Равнодействующая горизонтальной

нагрузки для компенсаторных узлов, выполненных из отдельно стоящих опор, принята по серии 3.015-1/82 в зависимости от соответствующей вертикальной технологической нагрузки, для узлов, выполненных из блоков-вставок, она определена от подвижки трубопроводов с общей вертикальной нагрузкой, равной 25 % расчетной. Коэффициент трения при определении горизонтальных технологических нагрузок равен 0,3.

Свайные опоры и фундаменты для отдельно стоящих опор и одноярусных эстакад под технологические трубопроводы (по серии 3.015-5) В серии разработаны свайные опоры из свай-колонн и свайные фундаменты для габаритных схем отдельно стоящих опор и одноярусных эстакад с нагрузкой до 20 кН/м (2 тс/м). Нагрузки на отдельно стоящие опоры и опоры одноярусных эстакад под технологические трубопроводы приняты по серии 3.015-1/77 и 3.015-2/77.

Свайные опоры состоят из погружаемых до проектной отметки одной или двух свай-колонн, на торец которых устанавливают траверсы для отдельно стоящих опор, либо балок пролетных строений одноярусных эстакад. Свайные опоры запроектированы в двух вариантах: из свай-колонн квадратного сечения и из полых круглых свай-колонн. Свайные фундаменты разработаны под анкерные концевые угловые стальные опоры и состоят из куста свай квадратного сечения и монолитного железобетонного ростверка.

Свай-колонны квадратного и полого круглого сечения отличаются от типовых свай усиленным продольным армированием и наличием закладной детали в торце сваи. В зависимости от грунтовых условий одна или две свай-колонны заменяют типовую колонну с фундаментом на естественном основании. Длина свай-колонн принята из условия минимального расчетного заглубления их в грунт на 4 м.

Минимальные сечения свай-колонн по условиям гибкости, мм

Высота опор, м	
До 3	300×300
5,4...6	350×350
6,6...8,4	400×400

Конструкция свайных опор предусматривает их отклонение от проектного положения, не превышающего: верха сваи в плане — ± 5 см; перебивка сваи по вертикали — 3 см; по вертикали не более 0,01l, недобивка по вертикали не допускается.

Если сваи по каким-либо причинам нельзя забить с требуемой точностью, рекомендуется забивать их в лидирующие скважины, максимальная глубина которых должна быть на 1 м меньше глубины погружения свайной опоры. При диаметре лидирующей скважины более сечения сваи

пространство между стенками скважины и гранями сваи заливается цементным раствором.

Количество свай в кустах под анкерные и концевые угловые колонны назначено из условия восприятия действующих на сваю горизонтальных выдергивающих нагрузок. Расстояние между осями свай минимальное $3b$ (b — ширина грани сваи), максимальное не превышает $4,5b$ и ограничено моментной нагрузкой, действующей на опору.

Расчет свай-колонн на горизонтальную нагрузку выполнен для трех вариантов грунтовых условий, характеризующихся коэффициентом пропорциональности K , равном отношению коэффициента постели грунта к глубине расположения точки, для которой он определяется.

Вариант I ($K = 2000$ кПа/м² (200 тс/м⁴)) — пластичные супеси, мягкопластичные глины и суглинки, пески пылеватые средней плотности, рыхлые от средней крупности до гравелистых, насыпные грунты (возрастом более 5 лет, не имеющие включений органических остатков и строительного мусора).

Вариант II ($K = 6000$ кПа/м² (600 тс/м⁴)) — тугопластичные и полутвердые глины и суглинки, пески плотные пылеватые, мелкие и средней крупности, средней плотности.

Вариант III ($K = 12\,000$ кПа/м² (1200 тс/м⁴)) — твердые глины и суглинки, пески плотные средней крупности и крупные.

Ввиду близких значений расчетных сечений свай, варианты II и III объединены в один вариант, соответствующий $K = 6000$ кПа/м² (600 тс/м⁴). Несущая способность свай на выдергивание и вдавливание при грунтах по варианту I определена из условий, что эти грунты залегают на глубину не более 3,5 м и подстилаются грунтами по варианту II.

Кусты свай свайных фундаментов концевых опор рассчитаны из условия, что выдергивающая нагрузка, действующая на сваю, не превышает 100 кН (10 тс) при ее сечении 300 × 300 мм; 150 кН (15 тс) — при сечении 350 × 350 мм 200 кН (20 тс) при сечении 400 × 400 мм.

В пучинистых грунтах длина свай-колонн и свай назначается из условия, что сила сопротивления грунта по боковой поверхности сваи ниже глубины промерзания превышает сумму действующей на сваю нагрузки и силы пучения.

В просадочных грунтах необходимость прорезания сваями просадочной толщи, их заглубление в непросадочные грунты, несущая способность свай на вдавливание и выдергивание устанавливаются в соответствии с указаниями СНиП 2.02.03-85.

При подборе свайных опор и свайных фундаментов для опор и фундаментов серий 3.015-1/82 и 3.015-2/82 сверяют нагрузки на опоры и свайные фундаменты с нагрузками по серии 3.015-1/77 и 3.015-2/77, для которых были разработаны свайные опоры и фундаменты серии 3.015-5.

11. ЭТАЖЕРКИ И ПЛОЩАДКИ ПОД ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЕ ОБОРУДОВАНИЕ

11.1. Общие сведения

Этажеры — одно- или многоэтажные свободно стоящие сооружения, расположенные в здании или вне его. Они служат для установки технологического, энергетического, сантехнического оборудования, транспортных средств, а также для обслуживания и ремонта оборудования и размещения материалов, необходимых для ремонта.

Этажеры могут быть одно- или многопролетными с различной высотой и длиной пролетов. Материал конструкции — металл и железобетон.

В химической и нефтеперерабатывающих отраслях промышленности во всех случаях, когда это допустимо по условиям технологии и эксплуатации, оборудование располагают на открытых площадках и этажерках в соответствии с ВСН 3-86.

Для размещения производств с неустановившимся технологическим процессом или с кратковременными сроками эксплуатации (до 5 лет) рекомендуется проектировать сборно-разборные конструкции обслуживающих площадок и этажерок, позволяющие варьировать планировкой и объемом сооружений в случае изменения технологического процесса и расположения оборудования, а также при замене оборудования.

Этажеры проектируют с таким расчетом, чтобы используемая площадь перекрытий составляла не менее 70...80 %, при этом в нее, помимо площади оборудования включают площади проходов шириной не менее 1 м при постоянном обслуживании оборудования и 0,8 — при периодическом, а также монтажных площадок, проемов и лестниц.

Отметки площадок должны быть кратными 0,6 м.

Унифицированные габаритные схемы этажерок приведены в табл. 11.1.

Конструкции этажерок и площадок выполняют из сборного железобетона, при невозможности использования типовых унифицированных железобетонных конструкций, а также для производств с технологическими процессами, меняющимися не реже чем через 5 лет, их допускается проектировать стальными.

Площадки и перекрытия этажерок, на которых устанавливают технологическое оборудование, содержащее легко воспламеняющиеся и горючие жидкости, сжиженные горючие газы, должны быть глухими, непроницаемыми для жидкостей, их ограждают по периметру и в местах проемов сплошным бортом высотой не менее 150 мм. При этом у выхода на лестницы устраивают пандус.

Таблица 11.1. Унифицированные габаритные схемы этажерок

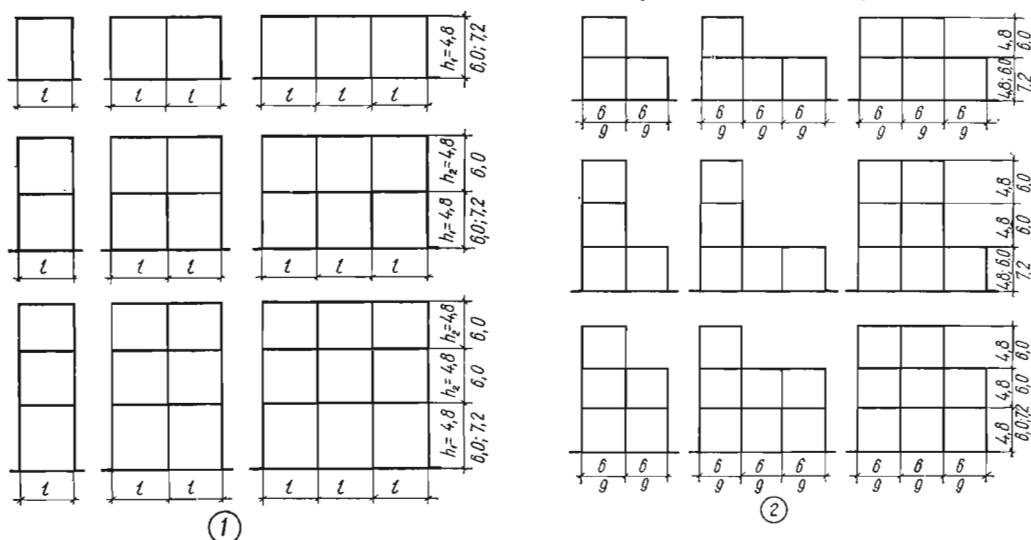


Схема сооружения	p , тс/м ²	Количество пролетов	L , м	Схема сооружения	p , тс/м ²	Количество пролетов	L , м
Эскиз 1,2	1; 1,5; 2; 2,5; 3	1; 2; 3	6	Эскиз 1,2	0,5; 1; 1,5; 2,0	1; 2	9
				Эскиз 1	До 1,5	1; 2	12

Примечание. p — нормативная нагрузка на 1 м² перекрытия; h_1 — высота первого этажа (от отметки +0,000 до уровня чистого пола); h_2 — высота второго и третьего этажей. Шаг колонн принят 6 м.

Под такой этажеркой и площадкой на грунте предусматривают непроницаемый для жидкостей поддон с бортиками высотой не менее 0,15 м, отстоящие от проекции контура аппаратов или оборудования более, чем на 1 м. Аппараты и оборудование с жидкими продуктами, установленные на открытых площадках вне этажерок, ограждают бортиком. Поддоны и глухие участки перекрытий, ограниченные бортиками, должны иметь защитные покрытия, стойкие против возможных проливов этих продуктов.

Машины, вызывающие вибрацию конструкций этажерок, устанавливают на виброизоляторы. Этажерки, на которых размещают такое оборудование, не должны соединяться с каркасом здания.

Колонны этажерок и площадок, размещаемых в зданиях I...III степеней огнестойкости, проектируют из негорюемых материалов, в зданиях IV степени — из негорюемых или труднотгораемых. Перекрытия этажерок и площадок, размещаемых в зданиях I и II степеней огнестойкости, проектируют из негорюемых материалов, а в зданиях III и IV степеней — из негорюемых или труднотгораемых.

На наружных этажерках для дежурного персонала предусматривают закрытые помещения из негорюемых материалов, расположенные не далее 150 м от рабочих мест. Площади, объемы и параметры воздушной среды в этих помещениях должны соответствовать требованиям санитарных норм проектирования промышленных предприятий.

В помещениях категорий А, Б и В по пожарной опасности по СНиП 2.01.02-85 или при наличии оборудования, выделяющего вредные вещества, предусматривают мероприятия, обеспечивающие безопасность работающих (герметизация, подпор воздуха, устройство шлюзов, сигнализация и т. д.). Допускается использование для дежурного персонала вспомогательных или производственных помещений при условии, что они удовлетворяют приведенным требованиям и их назначение допускает пребывание в них дежурного персонала.

Для конструкций стальных этажерок, размещаемых в зданиях с помещениями категорий А, Б и В предусматривают защиту, обеспечивающую предел огнестойкости этих конструкций не менее 0,75 ч, средства автоматического пожаротушения. Кроме того, в помещениях категорий А и Б выполняют защиту отдельных стальных конструкций от искробразования.

Габариты одного яруса отдельно стоящей наружной этажерки или площадки с оборудованием производств, размещаемых в помещениях категорий А, Б и В, не более

Площадь установки при высоте до 30 м	5200 м ²
При высоте 30 м и более	3000 м ²
Ширина установки при высоте этажерки и оборудования до 18 м	48 м
При высоте этажерки и оборудования более 18 м	36 м

При площади установки, превышающей указанные размеры, ее делят на секции с разрывами не менее 15 м.

Площадь этажерок и площадок с оборудованием производств, размещаемых в помещениях ка-

тегорий Г и Д, не ограничивается. При этом, высотой этажерки или площадки с оборудованием считают максимальную высоту оборудования или непосредственно этажерки, занимающих не менее 30 % общей площади этажерки или площадки. Предельные площади их указывают для случаев применения аппаратов и емкостей, содержащих легковоспламеняющиеся и горючие жидкости и сжиженные газы. Для этажерок и площадок с оборудованием, содержащим горючие газы не в сжиженном состоянии, предельная площадь может быть увеличена в 1,5 раза.

Примыкание наружных установок без противопожарного разрыва к одной из стен зданий с производственными, отнесенными к категориям А, Б, В по пожарной опасности, допускается при условии, что сумма площадей этажа здания (или части его между противопожарными стенами) и наружных установок не превышает допускаемой, при этом стена здания должна быть негорюемой, глухой.

При расположении наружных установок по двум сторонам здания или одной наружной установки между зданиями производств категорий А или Б одна из установок или одно из зданий, независимо от площади, отделяют разрывом, оговоренным выше.

Оборудование колонного типа рекомендуется размещать по периметру этажерки (для удобства монтажа и демонтажа оборудования) и, в случае необходимости, крепить к конструкциям этажерки, обеспечив свободу для температурных и осадочных деформаций оборудования.

Расположение невзрывоопасных вспомогательных и подсобно-производственных помещений, встроенных в наружные этажерки с взрывоопасными производствами, не разрешается.

На открытых этажерках при наличии постоянных рабочих мест или необходимости частого (более 3 раз в смену) обслуживания оборудования, расположенного на высоте 18 м и более, предусматривают также грузопассажирский лифт.

Наружные этажерки и площадки, на которых размещается оборудование с легковоспламеняющимися и горючими жидкостями и газами, а также площадки обслуживания, в том числе опирающиеся на технологическое оборудование, должны иметь с каждого яруса открытые лестницы для эвакуации. Количество лестниц определяется из условия максимального расстояния между ними не более 80 м независимо от числа ярусов.

Количество открытых лестниц для эвакуации с каждого яруса

Длина этажерки или площадки, м	
До 18 и площади до 108 м ²	1
Свыше 18, но не более 80	Не менее 2

С перекрытий наружных этажерок и площадок, на которых размещается оборудование с невзрыво- и непожароопасными производствами, при длине их до 180 м должна быть одна открытая лестница. Количество лестниц определяется из условия расстояния между ними не более 180 м.

Внутренние этажерки и площадки снабжают не менее чем двумя открытыми стальными лестницами. Допускается проектировать одну лестницу при площади каждого яруса этажерки или площадки, не превышающей: 108 м² — для помеще-

ний категорий А и Б; 400 м² — для помещений категорий В, Г и Д.

Во всех случаях расстояние от наиболее удаленного рабочего места до ближайшего эвакуационного выхода, а также требования к лестницам принимают в соответствии со СНиП 2.01.02-85 и СНиП 2.09.02-85. Этажерки и площадки допускаются проектировать с вторым эвакуационным выходом на наружные лестницы зданий.

Открытые эвакуационные лестницы располагают по наружному периметру этажерок и площадок. В группах аппаратов колонного типа допускается располагать лестницу между аппаратами. Лестницы проектируют стальными по ГОСТ 23120—78.

При размещении на наружных этажерках и площадках оборудования с легковоспламеняющимися жидкостями, горючими жидкостями и газами открытые лестницы должны иметь огнезащитные экраны, выступающие не менее 1 м в каждую сторону от грани лестницы (со стороны технологического оборудования), из негорючих материалов с пределом огнестойкости не менее 0,25 ч.

При длине площадок для обслуживания аппаратов колонного типа, не требующих повседневного обслуживания, до 24 м допускается устройство одной маршевой и одной вертикальной лестницы. Уклон маршевых лестниц в этом случае принимают не более 2 : 1.

Выход с лестниц на землю, а также огнезащитный экран лестниц должны быть за пределами поддона.

Этажерки и площадки по наружному периметру, открытые проемы в перекрытиях, лестницы и площадки лестниц ограждают перилами высотой 1 м со сплошным бортом высотой 0,14 м в нижней части ограждения.

В зависимости от воздействий климатических (для открытых этажерок), агрессивных сред (газовых и жидких) в проекте предусматривают защиту строительных конструкций от коррозии в соответствии с указаниями СНиП 2.03.11-85.

11.2. Конструктивные решения

Общие положения. Этажерки состоят из перекрытий, расположенных на разных ярусах. По конструктивному решению их делят на обслуживающие площадки, опирающиеся непосредственно на оборудование и не имеющие самостоятельных опор, низкие и высокие этажерки (рис. 11.1).

Во всех случаях желательно крепить обслуживающие площадки к оборудованию, для чего на оборудовании выполняют кронштейны. Площадки, как и в отдельно стоящих этажерках, можно располагать в несколько ярусов; расстояние между ними обусловлено технологией, удобством обслуживания, монтажа и ремонта оборудования:

Низкие этажерки (высотой 4...5 этажей) служат для размещения на перекрытиях различного оборудования: технологического, энергетического, санитарно-технического. В связи с этим нагрузки на перекрытия часто бывают значительными, а строительные конструкции мощными. Под колонны можно выполнять обычные одиночные фундаменты.

Высокие этажерки (до 100 м) служат для размещения площадок и транспортных средств (мон-

тажные краны и монорельсы), необходимых для обслуживания и ремонта оборудования. Нагрузки на перекрытия большей частью небольшие, но значительные на фундаменты колонн, которые проектируют в виде сплошных монолитных железобетонных ребристых плит.

Геометрическая неизменяемость пространственного каркаса этажерок обеспечивается системой перекрытий и поперечных и продольных рам, воспринимающих вертикальные и горизонтальные нагрузки. Продольные рамы пространственного каркаса этажерок решают преимущественно по шарнирно-связевой схеме, поперечные рамы — по шарнирно-связевой, рамно-связевой или рамной (рис. 11.2).

Т а б л и ц а 11.2. Длина температурных блоков в стальных этажерках (СНиП 11-23-81*)

Этажерки	Расстояния, м	
	Между температурно-усадочными швами	От температурно-усадочного шва до оси ближайшей вертикальной связи, не более
Встроенные в здания		
отапливаемые	230 (160)	90 (60)
неотапливаемые	200 (140)	75 (50)
Открытые	130 (100)	50 (40)

Примечание. Размеры в скобках относятся к климатическим районам I₁, I₂, II₂, III₂.

Шарнирно-связевая схема обеспечивает геометрическую неизменяемость системы благодаря шарнирному соединению элементов каркаса между собой и постановке достаточного количества связей или жестких диафрагм, воспринимающих горизонтальные нагрузки. Горизонтальные нагрузки (в основном ветровые), действующие на строительные конструкции и оборудование, установленное на перекрытиях, либо на отдельно стоящее оборудование, но соединенное с перекрытиями, передаются через перекрытия на связи, которые устраивают во всех поперечных и продольных плоскостях этажерки (рис. 11.3).

Рамная схема поперечного каркаса воспринимает полностью все горизонтальные и вертикальные нагрузки без постановки связей. Горизонтальная жесткость перекрытий не требуется, и пространственный каркас расчленяется на отдельные плоские рамы.

Комбинированная схема поперечного каркаса образуется сочетанием связевых и рамных схем. Рядовые колонны и ригели соединены шарнирно либо жестко, но соединения способны воспринимать только вертикальные нагрузки. Горизонтальные нагрузки воспринимаются жесткими рамами, решенными по шарнирно-связевой схеме и являющимися опорами для перекрытий, которые, в свою очередь, служат опорами для рядовых колонн.

Конструкции этажерок, решенные по шарнирно-связевой схеме, легче и проще по изготовлению и монтажу, и рекомендуются к применению во всех случаях, когда постановка связей или диафрагм не мешает размещению оборудования и обслуживанию его. В продольном направлении этажерки разрезают на температурные блоки,

Рис. 11.1. Типы этажерок:
а — низкая; б — высокая.

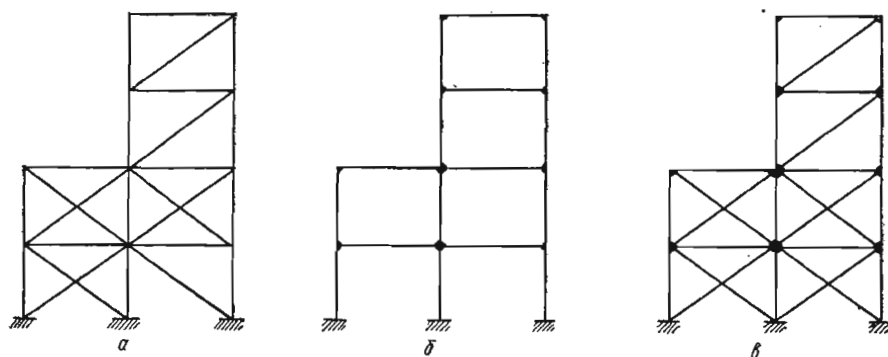
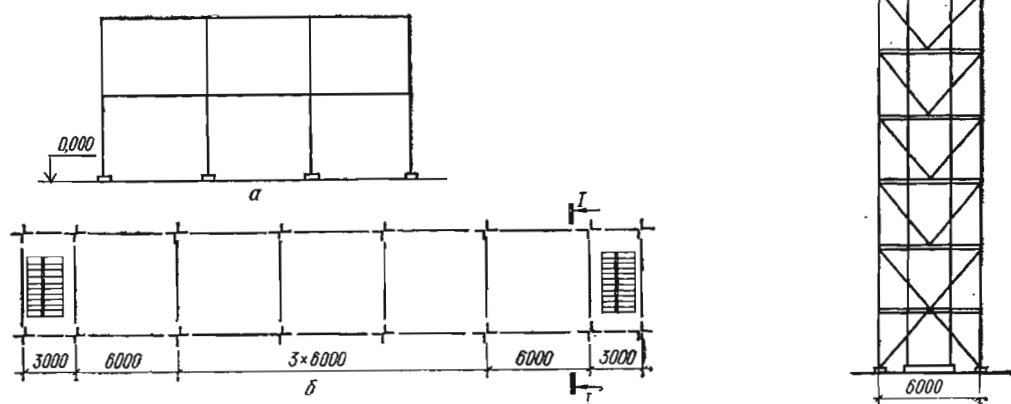


Рис. 11.2. Схемы каркасов этажерок:
а — шарнирно-связевая; б — рамная; в — комбинированная (рамно-связевая).

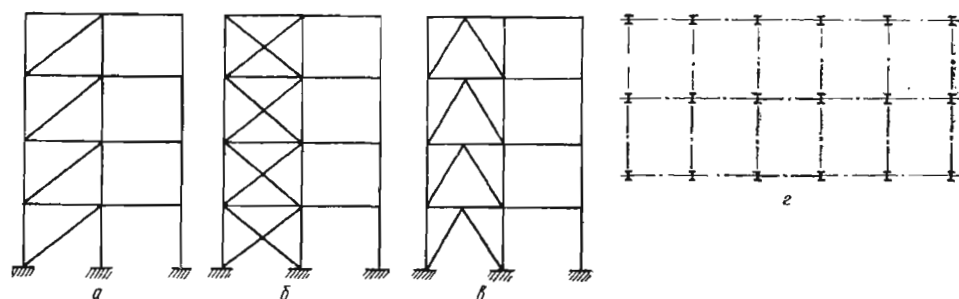


Рис. 11.3. Схемы вертикальных связей этажерок и их расположение:
а — раскосная; б — крестовая; в — полураскосная; г — расположение связей в плане.

длина которых назначается в зависимости от материала и конструкции сооружений (табл. 11.2). В железобетонных этажерках расстояния между температурно-усадочными швами определяют расчетом.

Следует обращать особое внимание на обеспечение пространственной жесткости и прочности сооружения не только в период эксплуатации, но и монтажа сооружения и оборудования. Если по условиям технологии монтажа конструкций или оборудования установка каких-то элементов (связей, распорок) не может быть выполнена, пространственная жесткость и геометрическая неизменяемость сооружения в период монтажа обеспечивается временными (желательно инвентарными) связями или распорками.

Этажерки проектируют с сетками колонн 6×6 , 9×6 , 12×6 м (шаг колонн 6 м) с высотой ярусов этажерок, принимаемой по технологическим требованиям. Эметки площадок должны быть кратными 0,6 м.

По материалу конструкций этажерки подразделяются на металлические, железобетонные и смешанные. Материалы их выбирают в соответствии с ТП 101-81*. Наружные этажерки, на которых располагают оборудование или трубопроводы, содержащие легковоспламеняющиеся и горючие жидкости и газы, рекомендуется решать железобетонными. В случае выполнения таких этажерок металлическими нижняя часть их на высоту первого яруса (включая его перекрытие), но не менее 4 м защищают от воздействия высокой температуры таким образом, чтобы предел огнестойкости защищенных конструкций превышал 0,75 ч. Применение незащищенных металлических несущих конструкций допускается при оборудовании этажерок стационарными установками автоматического пожаротушения.

Металлические этажерки. Каркас металлических этажерок состоит из колонн, ригелей, связей, балок-распорок и перекрытий.

Металлические колонны принимают из широкополочных двутавров; в каркасах с шарнирно-связевой схемой с небольшими нагрузками и высотой этажей до 4,8 м — крестового сечения из двух прокатных уголков, а также из двух швеллеров, соединенных планками или решеткой.

Вертикальные связи по раскосной схеме выполняют таврового сечения из двух неравнобоких уголков, при крестовой растянутые раскосы связей — из одиночных равнобоких уголков.

Ригели каркаса и второстепенные балки перекрытий назначают из прокатных двутавров и швеллеров, в случае необходимости из широкополочных двутавров.

Перекрытия металлических этажерок выполняют сборными или монолитными железобетонными, металлическими со сплошным или сквозным настилом. Железобетонные перекрытия применяют при специальных противопожарных требованиях и при необходимости антикоррозийной защиты конструкций.

При отсутствии специальных противопожарных требований применяется сплошной настил из рифленой или просечно-вытяжной стали по металлическим второстепенным балкам.

Железобетонные этажерки. Применение железобетонных этажерок рекомендуется в случаях, приведенных выше.

Недостаток их — большой вес, небольшая допустимая длина температурных блоков, необходимость установки большого количества закладных элементов для крепления трубопроводов и оборудования, сложность строительства.

Применяют железобетонные конструкции этажерок нескольких видов: монолитные с гибкой и жесткой арматурой и сборные. Монолитные с гибкой арматурой используют в нижних ярусах — постаменте этажерки, где они воспринимают значительные вертикальные и горизонтальные нагрузки. Монолитные с жесткой арматурой соединяют в себе достоинства стальных и железобетонных конструкций: огнестойки, монтаж жесткой арматуры идентичен монтажу металлической этажерки, бетонировка колонн и включение бетона в работу колонн снижает расход металла, не требуются громоздкие леса и опалубка для бетонирования.

В качестве жесткой арматуры и в металлических этажерках применяют прокатные швеллеры и двутавры. Жесткая арматура работает как металлический каркас на нагрузки в период строительства, поэтому рекомендуется осуществлять ее по связевой схеме. Несущая способность колонн на эксплуатационные нагрузки обеспечивается включением в работу бетона и гибкой арматуры, располагаемой в углах железобетонной колонны.

Проектируют жесткую арматуру так, чтобы она не мешала бетонированию: сокращают количество поперечных ребер в колоннах, оставляют в них отверстия для прохода бетона и т. д.

Сборные железобетонные этажерки применяют по схемам типовой серии ИИЭ-20.

Смешанные этажерки. Основные типы: нижние ярусы этажерки, на которых размещают тяжелое оборудование, — железобетонные (сборные или монолитные), верхние с меньшей нагрузкой — металлические; металлический каркас с перекрытиями из сборных железобетонных панелей либо при большом количестве проемов — в виде монолитной железобетонной плиты по металлическим балкам.

Для экономии металла целесообразно включать монолитную железобетонную плиту в работу продольных балок, для чего к балке приваривают упоры из уголков или анкера, препятствующие сдвигу плиты относительно пояса балки. Балки рассчитывают на период эксплуатации и на период строительства (без учета плиты). При необходимости защиты от пожара стальные балки бетонируют или изолируют слоем штукатурки по сетке толщиной 2,5 см.

Фундаменты колонн низких этажерок можно выполнять в виде обычных одиночных фундаментов; фундаменты высоких этажерок, которые воспринимают значительные нагрузки, как правило, проектируют в виде сплошных монолитных железобетонных ребристых плит. Эти плиты служат также фундаментом для тяжелых аппаратов колонного типа, устанавливаемых на уровне земли.

11.3. Расчет

Нагрузки. Конструкции этажерок рассчитывают на воздействие постоянных и временных нагрузок (длительные, кратковременные и особые): постоянные — вес строительных конструкций,

ограждающих конструкций встроенных помещений; временные длительные нагрузки — вес оборудования с учетом изоляции, заполнения аппаратов, трубопроводов с изоляцией, и заполнением, нагрузки от температурных деформаций трубопроводов (горизонтальные), вес вспомогательного оборудования, динамические нагрузки от механизмов, вес отложенной производственной пыли, нагрузки от одного мостового или подвесного крана, умноженные на коэффициент 0,5 — для групп режимов работы кранов 4К...6К; 0,6 — для 7К; вес снегового покрова, определенный по СНиП 2.01.07-85 и принимаемый с коэффициентом 0,3 — для III района, 0,5 — для IV, 0,6 — для V и VI;

Т а б л и ц а 11.3. Значения коэффициентов надежности по нагрузке γ_f (СНиП 2.01.07-85)

Наименование нагрузок	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Вес стационарного оборудования	1,05
» изоляции стационарного оборудования	1,2
» заполнения оборудования, в том числе резервуаров и трубопроводов: жидкостями	1
суспензиями, шламами, сыпучими материалами	1,1

кратковременные нагрузки: временная распределенная; от снега; от кранов, кран-балок и монорельсов; ветровая; монтажные; нагрузка при испытании оборудования; температурные воздействия; особые: аварийные, возникающие при нарушении технологического режима; сейсмические, не рассматриваемые в настоящем справочнике.

При определении нагрузок учитывают два значения расчетной постоянной нагрузки в зависимости от коэффициентов надежности по нагрузке — максимального и минимального.

Значения коэффициентов надежности по нагрузке, меньше единицы, принимают в тех случаях, когда уменьшение нагрузок от веса строительных конструкций может вызвать ухудшение работы конструкции, например, при расчете анкеров, фундаментов, оснований фундаментов, при расчете на опрокидывание и т. д.

При назначении нагрузок от оборудования, особенно в установках опытных либо с неустановившимся технологическим процессом, предусматривают резерв несущей способности этажерок, который дает возможность произвести реконструкцию без существенных усилий. Необходимость в резервной нагрузке и размер ее должны быть обоснованы технико-экономическим расчетом. Определение нагрузок от трубопроводов и способы их уменьшения см. в гл. 10.

Под машины с динамическими нагрузками рекомендуют самостоятельные фундаменты либо площадки с виброизолированными основаниями, уменьшающими либо совсем снимающими динамические воздействия на конструкции этажерок.

Определение динамических нагрузок от механизмов и расчет конструкций на динамические воздействия производят в соответствии с указаниями гл. 6. Нагрузки от оборудования, веса людей и материалов при ремонте оборудования назначаются в строительном задании на основании технологических решений, в которых приводятся: место расположения и габариты опор оборудования на каждом перекрытии, места складирования материалов, возможные их перемещения в процессе эксплуатации или перепланировки;

для машин с динамическими нагрузками — нормативные значения инерционных сил и коэффициенты надежности по нагрузке для инерционных сил, а также другие необходимые характеристики.

При замене фактических нагрузок на перекрытия эквивалентными равномерно распределенными последние назначают дифференцированно для различных конструктивных элементов (плит, второстепенных балок, ригелей, колонн и фундаментов). Нормативные эквивалентные равномерно распределенные нагрузки принимаются для плит и второстепенных балок не менее 3 кПа (300 кгс/м²), для ригелей, колонн и фундаментов — не менее 2 кПа (200 кгс/м²).

Варианты загрузки перекрытий нагрузками назначают в соответствии с условиями возведения и эксплуатации этажерок. При расчете конструкций и оснований рассматривают следующие варианты загрузки перекрытий: сплошное; частичное, вызывающее неблагоприятные комбинации усилий; отсутствие временной нагрузки. Коэффициенты надежности по нагрузке приведены в табл. 1.9, 11.3.

Нагрузки от снега и пыли принимают для конкретных районов строительства по действующим нормам (см. гл. 10) и дополнительные требования: на верхнем ярусе она учитывается полностью, на промежуточных — в размере 50 %.

Ветровую нагрузку на этажерки принимают в соответствии с указаниями главы СНиП 2.01.07-85 с учетом воздействия ветра на оборудование. Ее определяют как сумму средней и пульсационной составляющих. Ветровую нагрузку на этажерки с расположенным на них технологическим оборудованием находят для двух направлений ветра: перпендикулярно к продольной оси этажерки или в направлении ее. Косое направление ветра не рассматривается.

Нагрузки монтажные, при испытании оборудования, временную распределенную, от оборудования и аварийную задают технологи.

Нагрузки от оборудования принимают в зависимости от условий его размещения при эксплуатации с учетом мероприятий, исключающих необходимость усиления несущих конструкций при перемещении оборудования во время монтажа.

Температурные воздействия на стальные конструкции этажерок учитывают при расстояниях между температурными швами, превышающих допускаемые СНиП II-23-81* (см. п. 11.2); для железобетонных конструкций длина между температурными швами определяется расчетом.

Кроме того, при расчете конструкций и соединений расчетные нагрузки в соответствии со СНиП 2.01.07-85 умножают на коэффициенты надежности по назначению γ_d , устанавливаемые в зависимости от класса ответственности зданий и

сооружений. Учитывают также коэффициенты условий работы γ_c и коэффициент условий работы соединения γ_b , принимаемые по СНиП II-23-81 и СНиП 2.03.01-84.

Каркасы этажерок. Они образуют многотажные одно- или многопролетные рамные системы, усилия в которых определяются различными методами строительной механики с использованием ЭВМ.

Для приближенных расчетов пространственный каркас этажерки, решенный по шарнирно-связевой схеме, можно расчленить на ряд плоских вер-

тибкую пластину, защемленную на опорах, с учетом разгружающего действия распорных сил, т. е. с несмещаемыми опорами. Распорные силы должны восприниматься настилом крайних пролетов, для чего его укрепляют ребрами жесткости через 1 м. Предельный относительный прогиб настила 1/150.

Несущая способность просечно-вытяжного настила дана в табл. 11.4.

Балочные клетки. Второстепенные балки междуэтажных перекрытий располагают так, чтобы полностью использовать несущую способность

Т а б л и ц а 11.4. Предельная расчетная нагрузка на просечно-вытяжной настил по ГОСТ 8706—78 *

Марка настила	Толщина заготовок, мм	Предельная нагрузка, кН (кгс) на 1 м при пролете (ширина настила), мм								
		500	600	710	800	900	1000	1100	1250	1400
406	4	4,7 (470)	3,9 (390)	3,2 (320)	2,9 (290)	2,6 (260)	—	—	—	—
506	5	7,9 (790)	6,6 (660)	5,6 (560)	5,0 (500)	4,4 (440)	4,0 (400)	3,6 (360)	3,2 (320)	2,8 (280)
508	5	13,7 (1370)	11,4 (1140)	9,7 (970)	8,6 (860)	7,6 (760)	6,8 (680)	6,2 (620)	5,5 (550)	4,9 (490)
510	5	21,6 (2160)	18,0 (1800)	15,2 (1520)	13,5 (1350)	12,0 (1200)	10,8 (1080)	9,8 (980)	8,7 (870)	7,7 (770)
606	6	9,7 (970)	8,1 (810)	6,8 (680)	6,1 (610)	5,4 (540)	4,9 (490)	4,4 (440)	3,9 (390)	3,5 (350)
608	6	19,1 (1910)	15,9 (1590)	13,4 (1340)	11,9 (1190)	10,6 (1060)	9,5 (950)	8,7 (870)	7,6 (760)	6,8 (680)
610	6	28,8 (2880)	24,0 (2400)	20,3 (2030)	18,0 (1800)	16,0 (1600)	14,4 (1440)	13,1 (1310)	11,5 (1150)	10,3 (1030)

Примечания: 1. Предельная нагрузка указана для сосредоточенной по центральной линии нагрузки при защемленных концах. 2. Для равномерной распределенной нагрузки указанные значения предельных нагрузок умножить на 2,2. 3. При свободном опирании концов настила значения предельных нагрузок уменьшить вдвое. 4. Данные соответствуют настилу из стали марки ВСт3кп2.

тикальных консольных ферм с шарнирными узлами, так как защемление балок в колонны при определении усилий в элементах ферм можно не учитывать. Вертикальные связевые фермы каркасов этажерок представляют собой статически неопределимые системы, решение которых без использования ЭВМ трудоемко.

При однопролетной связевой ферме задача значительно упрощается, так как при раскосной схеме связей ферма становится статически определимой и усилия в решетке проще всего найти вырезанием узлов. Однопролетную ферму с крестовой решеткой, работающей на растяжение и сжатие, условно разделяют на две с раскосной решеткой. Каждую из них рассчитывают на нагрузку, равную половине заданной, но при условии, что в одной раскосы сжаты, в другой растянуты. Если элементы крестовой решетки подбирают только на растяжение (по гибкости не смогут воспринимать сжимающие усилия), то крестовая решетка превращается в раскосную с растянутыми элементами.

Связевые фермы с перепадами высот следует рассчитывать на горизонтальные нагрузки по участкам. Сперва вышеупомянутым приближенным способом рассчитывают верхний участок фермы до перепада. Затем нижерасположенный участок фермы рассчитывают на нагрузки, приложенные в пределах участка, а также на горизонтальные и вертикальные силы от верхнего участка, приложенные в соответствующих узлах, и т. д.

Элементы этажерок. Рассмотрены вопросы расчета элементов металлических этажерок, так как железобетонные можно рассчитывать как типовые (см. п. 11.4).

Настил. Сплошной настил перекрытий рассчитывают по одной из следующих расчетных схем: как балочную плиту; как пластину, свободно опертую или защемленную по контуру; как

настила. Балки, входящие в систему вертикальных связей при полураскосной схеме, служат главными. Балки, непосредственно воспринимающие нагрузки от оборудования, рассчитывают с учетом неравномерной передачи нагрузки от аппаратов (например, при опирании аппарата на четыре точки нагрузку определяют исходя из опирания на две точки).

При перекрытии в виде монолитной железобетонной плиты по металлическим балкам целесообразно включать плиту в работу балок, для чего к их верхним поясам приваривают упоры в виде коротышей из уголков, воспринимающие,двигающие силы между плитой и балками. При расчете балок помимо проверки напряжений определяют относительный прогиб, который должен быть менее допускаемого по СНиП II-23-81.

Прогиб балок при приваренном сплошном настиле определяют с учетом настила шириной 30t (где t — толщина настила).

Балки-распорки необходимо проверить на устойчивость как сжато-изогнутый стержень. Расчетная длина балки, входящей в систему полураскосных связей и не развязанной в горизонтальной плоскости,

$$l_{ef} = l_1 \left(0,75 + 0,25 \frac{S_2}{S_1} \right), \quad (11.2)$$

где l_1 — расстояние между колоннами; S_2 и S_1 — соответственно меньшее и большее сжимающее усилие на участках балки-распорки.

Предельные гибкости и максимальные прогибы элементов конструкций принимают в соответствии с действующими нормами.

Колонны и связи. Подбор сечений колонн производят по ярусам с учетом изгибающих моментов в обеих плоскостях. Свободную длину колонн при проверке на устойчивость принимают

равной расстоянию между узлами вертикальной связевой фермы.

Сечения сжатого-растянутого раскоса связей при крестовой системе определяют с учетом дополнительного усилия ΔS , возникающего в результате деформаций колонн от вертикальных нагрузок:

$$\Delta S = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cos^2 \alpha A_{\text{раск}}, \quad (11.3)$$

где σ_1 и σ_2 — напряжения в левой и правой колоннах от нормальных сил; α — угол между раскосом и колонной; $A_{\text{раск}}$ — площадь раскоса.

Дополнительные усилия в растянутых раскосах крестовых связей от сжатия колонн не учитывают.

Фундаменты и основания. Расчет оснований и фундаментов следует производить в соответствии с указаниями СНиП 2.02.01-83.

Расчет оснований этажерок, как и всех зданий и сооружений, производят по второму предельному состоянию (по деформациям), если основание сложено нескальными грунтами, и по первому (по несущей способности), если на основание передаются регулярно действующие горизонтальные нагрузки, основание ограничено откосами либо сложено скальными грунтами. Основание по деформациям рассматривают на основное сочетание нормативных нагрузок по несущей способности — на основные, а при наличии особых нагрузок и воздействий — на основное и особое. При этом нагрузки на перекрытия и снеговые, которые согласно СНиП 2.01.07-85 относят к длительным и кратковременным, при расчете оснований по несущей способности считают кратковременными, при расчете по деформациям — длительными.

Расчет оснований и фундаментов низких этажерок ничем не отличается от расчетов оснований и фундаментов обычных зданий.

В качестве фундаментов высоких этажерок применяют фундаменты в виде сплошных плит.

Расчет оснований фундаментов по деформациям сводится к определению осадок и кренов фундаментов, которые должны быть менее предельных значений для фундаментов многоэтажных зданий в виде сплошных плит. В расчетах оснований учитывают нагрузки от складываемого материала и оборудования, размещаемых вблизи фундаментов.

Требования расчета оснований по деформациям считаются выполненными и расчет осадок фундаментов этажерок высотой до шести этажей включительно и с сеткой колонн не более 6×9 м может не производиться, если среднее давление на основание не превышает расчетное сопротивление грунтов основания R и выполняется одно из условий п. 2.56 СНиП 2.02.01-83.

При определении размеров фундамента этажерки в виде сплошной плиты рекомендуется рассматривать основание как упругую среду с линейной зависимостью давления от прогиба по всей длине фундамента. Краевое давление

$$p_z = \frac{F_v}{A} \pm \frac{M_x}{W_y} \pm \frac{M_y}{W_x}, \quad (11.4)$$

где F_v — суммарная нормативная нагрузка, включающая вес фундамента; M_x и M_y — моменты от всех нагрузок на уровне подошвы фундамента относительно ее центра тяжести соответственно вдоль и поперек фундамента; ветровые нагрузки

учитываются только в одном из направлений: A , W_x и W_y — площадь и моменты сопротивления подошвы фундамента.

При этом краевое давление при действии изгибающего момента вдоль каждой оси фундамента не должно превышать $1,2R$ и в угловой точке — $1,5R$. Отрыв фундамента от грунта не рекомендуется.

Расчетные нагрузки на конструкции железобетонного фундамента в виде сплошной плиты определяют с учетом работы фундамента как плиты или балки на упругом основании, так как значения усилий (изгибающих моментов и перерезывающих сил) в консольных и крайних участках фундаментной плиты будут выше 20...30 %, а в средних участках ниже (что в запас прочности можно не учитывать), чем при простейшей схеме.

Колонны металлических этажерок опираются на подколоники железобетонных фундаментов. Площадь подколонников принимают в 2...3,5 раза больше площади опорной плиты, чтобы повысить допускаемое давление на бетон.

Краевые напряжения в бетоне под опорной плитой

$$\sigma_z = F_{v1}/bl \pm 6M/bl^2, \quad (11.5)$$

где M и F_{v1} — соответственно расчетные изгибающий момент и нормальная сила одной и той же комбинации нагрузок в уровне верха фундамента; b и l — ширина и длина опорной плиты колонны.

Напряжения σ_z не должны превосходить расчетного сопротивления бетона смятию $R_{b,loc}$, определяемого по СНиП 2.03.01-84.

Для уменьшения размеров баз при больших усилиях на фундаменты допускается применять дополнительное местное армирование верхних частей фундаментов, расчет которых с учетом армирования сварными сетками производят как для железобетонных элементов в соответствии со СНиП 2.03.01-84.

Все растягивающие усилия должны восприниматься анкерными болтами, усилие в которых

$$S = M - F_{v1}a/y, \quad (11.6)$$

где F_{v1} и M — нормальная сила и соответствующий ей изгибающий момент на уровне верха подколоники в комбинации, вызывающей максимальные усилия в анкерах; a и y — соответственно расстояния от геометрической оси сечения колонны и от оси анкерных болтов до центра тяжести сжатой зоны эпюры напряжений под опорной плитой базы колонны.

Если горизонтальные усилия, передающиеся через базы колонн на фундамент от вертикальных связей, превышают силу трения опорной плиты о бетон, базы колонн необходимо крепить к фундаментам на усилие

$$S_n = Q_{\max} - 0,3F_{vmin}, \quad (11.7)$$

где $Q_{\max}$ и F_{vmin} — действующие на опорный лист максимальная горизонтальная поперечная сила и минимальная нормальная сила.

Горизонтальная поперечная сила может быть передана на фундаменты через анкерные болты либо специальные вертикальные закладные элементы квадратного сечения или из прокатных швеллеров.

11.4. Типовые конструкции железобетонных этажерок

Конструктивные решения. Типовые конструкции железобетонных этажерок с сеткой колонн 6×6 и 9×6 м разработаны под нормативные временные длительные нагрузки на перекрытия 10, 15, 20, 25 и свыше 25 кН/м^2 (1000, 1500, 2000, 2500 и свыше 2500 кгс/м^2) для ветровой нагрузки по I...IV районам СССР с максимальным использованием конструкций многоэтажных производственных зданий. Они предназначены для размещения технологического оборудования на открытых площадках, а также в зданиях павильонного типа.

Перекрытия этажерок запроектированы в двух вариантах: с опиранием плит перекрытий на полки ригелей (тип 1) и поверху ригелей прямоугольного сечения (тип 2).

В сериях ИИЭ20-1/73, ИИЭ20-4/73 и ИИЭ20-5/73, разработанных ЦНИИпромзданий при участии НИИЖБ, приведено 55 типов схем железобетонных этажерок.

Рабочие чертежи типовых конструкций этажерок выполнены для одно-, двух- и трехпролетных (кроме пролета 9 м) сооружений с пролетами 6 и 9 м, в 1, 2 и 3 этажа, высота (от пола одного этажа до пола другого) первого 7,2; 6 и 4,8 м; остальных 6 и 4,8 м с одинаковой высотой этажей и с повышенной первого этажа (рис. 11.4, табл. 11.5). Толщина пола во всех случаях принята 100 мм.

Привязка всех продольных рядов и поперечных осей колонн — осевая, за исключением осей колонн торцевых и расположенных у температурного шва, которые смещены на 500 мм от температурного шва либо от торцевой разбивочной оси внутрь температурного блока.

Пространственный каркас этажерок состоит из плоских поперечных рам, связанных плитами перекрытий, опирающихся на ригели, и вертикальными продольными связями по всем рядам колонн. Поперечные рамы каркаса образуются из сборных железобетонных колонн и ригелей, жестко соединенных между собой. Выпуски арматуры ригелей и колонн в междуэтажных перекрытиях сопрягаются ванной сваркой, закладные детали ригеля и консоли колонны — обычной с последующим замоноличиванием стыка.

Для опирания межколонных плит, укладываемых по крайним продольным рядам колонн, на

внешнюю консоль колонны устанавливают специальный железобетонный элемент — опорную консоль ОК1 (серия ИИЭ22-1/73). Железобетонную консоль ОК1 крепят сваркой выпусков арматуры из опорной консоли и колонны, закладных деталей консоли и консоли колонны с последующим замоноличиванием узла.

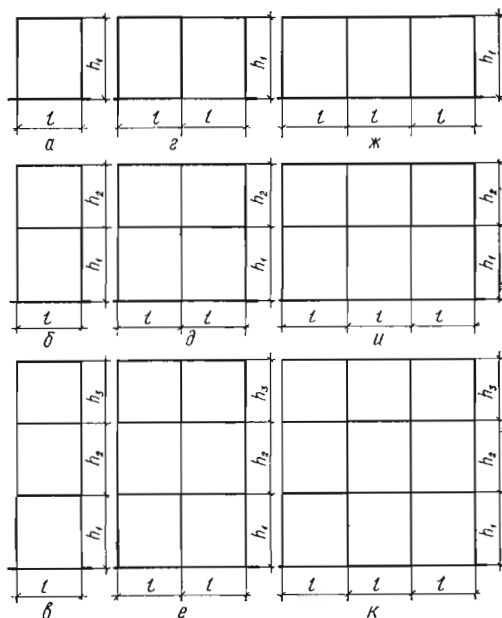


Рис. 11.4. Габаритные схемы типовых сборных железобетонных этажерок по типам (серия ИИЭ20):

а — 2...4; 102...104; б — 6...9; 106...109; в — 11...14; 111...114; г — 16...18; 116...118; д — 20...23; 120...123; е — 25...28; 125...128; ж — 30...32; 131...153; и — 34...37; 154...157; к — 39...42; 158...161.

Колонны каждого типа этажерки принимают одного типоразмера для крайних и средних рядов (с консолями для опирания ригелей перекрытия). Колонны жестко заштылены в фундаментах, заглубление их в стаканы фундаментов 1000 мм для этажерок с перекрытиями типа 2 и 600 мм для

Таблица 11.5. Габаритные схемы типовых железобетонных этажерок

Нагрузка, кН/м²	Тип перекрытия	Пролет, м	Число пролетов	Типы этажерок												Номер серии
				одноэтажные			двухэтажные			трехэтажные						
				при высоте этажа, м												
				$h_1=4,8$	6	7,2	$h_1=4,8$ $h_2=4,8$	6 4,8	6	7,2 6	$h_1=4,8$ $h_2=4,8$ $h_3=4,8$	6 4,8	с 6	6	7,2 6 6	
10...25 (1...2,5)	1 и 2	6	1	2	3	4	6	7	8	9	11	12	13	14	ИИЭ20-1/73	
			3	30	31	32	34	35	36	37	39	40	41	42	28	ИИЭ20-4/73
5...15 (0,5...1,5)	1	9	1	102	103	104	106	107	108	109	111	112	113	114		ИИЭ20-5/73
			2	116	117	118	120	121	122	123	125	126	127	128		

Примечание. Габаритные схемы этажерок см. на рис. 11.4.

типа 1; отметка верха подколонника — 0,150 мм. Стык колонн расположен на высоте 1800 мм от верха консоли.

Прочность и устойчивость этажерок в продольном направлении обеспечивается в зависимости от габаритных схем, нагрузок и длины блока по одной из схем: связевой — постановкой вертикальных металлических связей в одном шаге каждого ряда колонн; консольной — жесткой заделкой колонн в фундаменте и шарнирной связью колонн с перекрытиями; смешанной — частичной постановкой вертикальных металлических связей (связи не устанавливаются в верхнем этаже). В этажерках, где по противопожарным требованиям открытые металлические конструкции не могут быть допущены, металлические связи защищают от огня штукатуркой толщиной не менее 2,5 см по сетке.

Ширина плиты перекрытия 1,5 м. Плиты перекрытия типа 2 укладывают поверх ригелей прямоугольного сечения, типа 1 — на полки ригелей, в связи с чем плиты типа 2 запроектированы одного типоразмера (длиной 5,95 м), типа 1 — двух (длиной 5,55 и 5,05 м).

Межколонные плиты, укладываемые по продольным рядам колонн и используемые в качестве распорок, передающих продольные горизонтальные усилия, привариваются к закладным деталям ригелей в четырех точках и соединяют между собой стальными накладками. Остальные плиты перекрытий приваривают к закладным деталям ригелей типа 1 — в трех точках, типа 2 — в двух. Наружные продольные ребра межколонных плит устанавливают и приваривают на опорные консоли.

Швы между плитами тщательно замоноличивают бетоном класса В15 (марки 200) на мелком гравии или щебне.

В перекрытиях этажерок применяют плиты с ненапрягаемой рабочей арматурой продольных ребер под временную длительную нормативную нагрузку от 5 до 15 кН (500 до 1500 кгс/м²) и с предварительно напрягаемой стержневой арматурой под временную длительную нормативную нагрузку 5...25 кН/м² (500...2500 кгс/м²). Для пропуска технологических трубопроводов сквозь перекрытия в серии ИИ24-5 разработаны плиты перекрытий с отверстиями.

Для перекрытий могут также применяться и плиты многоэтажных зданий по сериям 1.442.1-1 и 1.442.1-2.

Для опирания провисающего оборудования на перекрытия этажерок в серии ИИ29-3/70 выполнены железобетонные конструкции монтажных панелей. Они состоят из главных балок, опирающихся на ригели перекрытий, на которые в любом месте можно укладывать конструкции из монолитного железобетона или стали.

Под тяжелые горизонтальные аппараты в серии ИИ29-3/70 предусмотрены железобетонные балки таврового сечения, которые укладывают на ригели либо в верхних перекрытиях на оголовки колонн.

Для удобства обслуживания оборудования возможно устройство консольных площадок с вылетом 1,5 м и 2,25 м от оси крайнего ряда колонн.

Конструкции этажерок замаркированы буквами и цифрами. Первая часть марки обозначает буквами тип конструкции — колонны (К), риге-

ли — (Б), плиты (П) и т. д. и цифрами — порядковый номер типоразмера в пределах каждого типа конструкций; цифры второй части марки — несущую способность элементов железобетонных конструкций в пределах каждого типоразмера; цифры третьей части марки — разновидности элемента, вызванные различием в закладных элементах, отверстиях и т. д.; индекс И — изделие выполнено по чертежам серии ИИ20 или ИИЭ20, скорректированным соответственно в 1970 и 1973 г.г. Например: ИК5-1, ИК5-1-2, ИБ8-9-1, ИБ8-9 и т. д.

Для конструкций, применяемых в условиях слабо и среднеагрессивной среды, рекомендуется дополнительно к установленной марке добавлять следующие буквенные индексы: К — при изготовлении конструкций с нормальной плотностью бетона; КП — при изготовлении конструкций с повышенной плотностью бетона; КО — при изготовлении конструкций с особо плотным бетоном.

В проектах этажерок указывают марки стали арматуры и закладных деталей железобетонных, а также стальных конструкций. Марки стали назначают в зависимости от характера нагрузок (статические или динамические), от температурных условий эксплуатации этажерок в соответствии с действующими нормативными документами.

Типовые сборные железобетонные конструкции этажерок разработаны для применения в условиях неагрессивной, слабо- и среднеагрессивной газовой сред. При эксплуатации этажерок в условиях слабо- или среднеагрессивной газовой среды в проекте этажерки в соответствии с условиями эксплуатации и СНиП 2.03.11-85 приводят:

требования по плотности бетона с указанием марки по водонепроницаемости; класс (марки) цемента, состав заполнителей; виды защиты бетонных поверхностей и поверхностей стальных закладных деталей; защиту закладных деталей и сварных швов после сварки закладных деталей при монтаже.

В маркировочных схемах поперечных рам этажерок и плит перекрытий дана раздельная маркировка железобетонных изделий в зависимости от условий применения этажерок: при обычной среде указаны марки конструкций с шириной раскрытия трещин не более 0,3 мм; для слабо- и среднеагрессивных сред указаны марки конструкций с шириной раскрытия трещин не более 0,2 мм.

Нагрузки. Конструкции этажерок рассчитаны на постоянные, временные длительные и кратковременные нагрузки. Постоянные от собственного веса конструкций перекрытий и пола: нормативная — 6 кН/м² (600 кгс/м²), расчетная — 6,6 кН/м² (660 кгс/м²).

Временная длительная равномерно распределенная нагрузка от веса оборудования с заполнением, хранимых материалов: нормативная — 10, 15, 20, 25 кН/м² (1; 1,5; 2; 2,5 тс/м²) и расчетная — 12, 18, 24, 30 кН/м² (1,2; 1,8; 2,4; 3 тс/м²).

При наличии снеговой нагрузки влияние ее должно учитываться за счет снижения постоянной или временной длительной. Временная длительная расчетная нагрузка на консольную площадку допускается не более 5 кН/м² (500 кгс/м²). Кратковременная нагрузка — ветровая, принята для II и IV географических районов СССР по СНиП 2.01.07-85.

Горизонтальные силы от ветровой нагрузки действующей на этажерки, определяли условно, как для сооружений закрытых стенами с условной отметкой верха, на 6 м превышающей отметку верхнего перекрытия этажерки. Аэродинамический коэффициент $c = 1,4$. Фактические значения ветровой нагрузки определяют в каждом конкретном случае в соответствии со СНиП 2.01.07-85.

Расчет конструкций этажерок. Усилия в элементах поперечных рам каркаса определены в результате расчета рам на различные сочетания вертикальных и горизонтальных нагрузок. В рамках узлы сопряжения колонн и ригелей приняты жесткими, участки колонн и ригелей в месте опирания ригелей на консоли колонн — бесконечно жесткими; жесткая заделка колонн — в уровне верха стакана фундамента на отметке — 0,150 м. Колонны и ригели поперечных рам рассчитаны на усилия, полученные в результате статического расчета.

Колонны (рядовые, связевые и торцевые) рассчитаны на усилия от вертикальных и ветровых нагрузок, действующих в плоскости поперечной рамы, а также на усилия из плоскости рам. Рядовые и торцевые колонны рассчитаны также на усилия из плоскости рам, вызванные смещением связевого блока от горизонтальных нагрузок, а связевые колонны — на усилия от ветровых нагрузок из плоскости рам.

При связевой схеме изгибающие моменты в колоннах определены как для неразрезной балки со смежаемыми опорами. При этом смещение каждой опоры принято равным перемещению соответствующего яруса связевого блока. При смешанной схеме моменты в колоннах верхнего этажа определяли как для консоли, в нижележащих этажах — в соответствии со связевой схемой, при этом учитывались моменты, передающиеся от колонн верхнего этажа.

При отсутствии вертикальных связей ветровая нагрузка, действующая в продольном направлении, передавалась на колонны. Моменты в колоннах определяли по консольной схеме от действия соответствующей сосредоточенной силы, приложенной в уровне низа плит перекрытия.

В стыках колонн площадь стыковых накладок принята на 25 % больше площади арматуры колонны.

Расчетная длина колонн этажерок в плоскости поперечных рам:

с числом пролетов 2 и более

$$l_0^x = 0,8H;$$

с одним пролетом

$$l_0^x = 1,25H,$$

где $H = H_{\text{эт}}$ для колонн 2-го и 3-го этажей и $H = H_{\text{эт}} - 0,35$ м для колонн 1-го этажа этажерок с перекрытиями типа 1 и $H = H_{\text{эт}} - 0,75$ м для колонн 1-го этажа этажерок с перекрытиями типа 2.

При установке связей во всех этажах расчетная длина колонн из плоскости поперечных рам для всех этажерок принималась для этажа:

$$1\text{-го } l_0^y = H_{\text{эт}} - 0,35 \text{ м};$$

$$2\text{-го и 3-го } l_0^y = H_{\text{эт}}.$$

Значения пролетных моментов в ригелях этажерок определялись как в балке, загруженной равномерно распределенной нагрузкой с опорными моментами, определенными из расчета рамы при невыгодном сочетании вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Плиты перекрытий запроектированы разрезными на нагрузки от собственного веса и временные длительные нагрузки $5...25 \text{ кН/м}^2$ ($05...2,5 \text{ тс/м}^2$). Плиты с максимальной нагрузкой могут нести нормативную равномерно распределенную нагрузку 25 кН/м^2 ($2,5 \text{ тс/м}^2$) либо от напольного транспорта при толщине конструкции пола не менее 100 мм (автопогрузчик 4004 грузоподъемностью 0,75 т).

Ригели и плиты рассчитаны по прочности, деформациям и раскрытию вертикальных и наклонных трещин.

Связи рассматривали как элементы консольной фермы, в которой пояса — связевые колонны, решетка — вертикальные стальные связи, при этом неразрезность связевых колонн не учитывалась. Связи запроектированы сжато-растянутыми, расчетные длины сжатых элементов принимались равными в плоскости связи — геометрической длине элементов (расстоянию между центрами узлов), из плоскости связи: для раскоса — геометрической длине элемента $l_0 = l$, для распорки $l_0 = 1,6l$.

При этом распорка рассчитывалась как сжато-изогнутый элемент на действие сжимающей силы и условной поперечной силы $Q = 200A \text{ Н}$ ($Q = 20A \text{ кгс}$), приложенной посредине распорки, где A — площадь сечения раскоса, см^2 .

В типовых сериях помещены таблицы нагрузок на фундаменты этажерок.

При расчете каркаса этажерок на нагрузки, не соответствующие принятым в типовых сериях нагрузкам, рекомендуется пользоваться эпюрами моментов от собственного веса конструкции и от действия единичных узловых и горизонтальных нагрузок, помещенных в сериях ИИЭ20-5, ИИЭ20-6 и в приложении 2 к серии ИИЭ20-1/73.

В строительной части конкретного проекта этажерки с применением конструкций по сериям ИИЭ20 и ИИЭ20 выполняют чертежи архитектурные, монтажных схем несущих конструкций, разрабатывают не типовые конструкции (фундаментов, подземного хозяйства и т. д.), приводят требования, зависящие от местных условий (монтаж, применение конструкций в условиях низких температур или в агрессивной среде и др.).

Составляют монтажные схемы и определяют марки элементов несущих конструкций по маркировочным схемам элементов, помещенным в типовом альбоме, в зависимости от принятых нагрузок. В случае несоответствия схемы этажерки типовой марки элементов назначают в соответствии со статическим расчетом, используя готовые типовые железобетонные элементы, несущая способность которых может быть определена по графикам, приведенным в сериях ИИЭ20-5, ИИЭ20-6.

Маркировочные схемы рам каркаса составлены из условия установившихся вертикальных связей во всех этажах (при связевой схеме). В некоторых типах этажерок при определенных условиях допускается полностью или частично не устанавливать вертикальные связи. Минимальные длины блоков, при которых допускается не устанавли-

Т а б л и ц а 11.6. Минимальные длины блоков этажерок, при которых допускается полностью или частично не устанавливать связь (по сериям ИИЭ20-1/73, ИИЭ20-4/73, ИИЭ20-5/73)

Схема обеспечения продольной жесткости	Число этажей	Тип этажерки при числе пролетов			Высота этажа, м		Ветровой район	Минимальная длина блока, м, при временных длительных нормативных нагрузках на перекрытие, кН/м² (кгс/м²)				
		1	2	3	1-го	2-го и 3-го		5 (500)	10 (1000)	15 (1500)	20 (2000)	25 (2500)
Консольная (связи не устанавливаются)	1	2	16	20	4,8	—	I...II III...IV	—	18	18	18	18
		3	17	31	6	—	I...II III...IV	—	18	18	18	18
		4	18	32	7,2	—	I...II III...IV	—	18	18	24	24
		102	116	—	4,8	—	I...II	18	—	—	—	—
		103	117	—	6	—	I...II	18	18	18	—	—
		104	118	—	7,2	—	I...II	18	18	18	—	—
		—	118	—	7,2	—	III...IV	24	24	24	—	—
		6	20	34	4,8	4,8	III...IV	—	24	24	24	24
		7	21	35	6,0	4,8	I...II III...IV	—	18	18	18	18
		106	120	—	4,8	4,8	I...II	18	18	18	—	—
Смешанная (связи не устанавливаются в верхнем этаже)	3	107	121	—	6,0	4,8	I...II	18	18	18	—	—
		11	25	39	4,8	4,8	I...II III...IV	—	18	18	18	18
		12	26	40	6	4,8	I...II III...IV	—	18	18	18	18
		—	125	—	4,8	4,8	I...II III...IV	24	36	—	—	—
		—	126	—	6	4,8	I...II III...IV	30	*	—	—	—
		—	126	—	6	4,8	I...II III...IV	24	36	—	—	—

* Связи устанавливаются во всех этажах.

вать связи, приведены в табл. 11.6. Если длина этажерки или ее блока окажется меньше длины, приведенной в табл. 11.6, для соответствующего типа этажерки вертикальные связи устанавливаются во всех этажах.

Если полная расчетная нагрузка в одном из примыкающих к ригелю пролетах более чем в 2 раза превышает полную расчетную нагрузку в другом примыкающем пролете, ригели проверяют на совместное действие крутящего и изги-

бающего моментов, а также крутящего момента и поперечной силы.

Конструкции этажерок не рассчитаны на динамические воздействия от оборудования. При необходимости размещения на этажерках оборудования с динамическими нагрузками конструкции этажерок проектируют в соответствии с указаниями ЦНИИСК.

Конструкции этажерок разработаны для воздействия на непросадочных грунтах.

12. БУНКЕРА, ЗАКРОМА

12.1. Общие сведения

Бункерами называют саморазгружающиеся емкости для хранения и перегрузки сыпучих материалов, состоящие из воронки в виде усеченной пирамиды или усеченного конуса и верхней призматической или цилиндрической емкости (рис. 12.1). Воронки необходимы для саморазгрузки сыпучих материалов, а призматические

или цилиндрические части емкостей — для хранения их. При отношении высоты вертикальных стенок (считая от верха воронок) призматической части емкости к наименьшему размеру в плане, меньшему или равному 1,5, емкости приняты относить к бункерам, а при большем 1,5 — к силосам, кроме того, к бункерам относят емкости, у которых плоскости обрушения (сползания) сыпучих материалов пересекают их горизонтальные по-

верхности. Бункера и силосы различают между собой способами определения давления сыпучих материалов на их стенки: влияние трения на стенки бункеров не учитывается, давление на стенки силосов находят с учетом сил трения сыпучих материалов о стенки емкостей.

Форма бункера зависит от его назначения, компоновки сооружения, требуемого запаса материала, его физических свойств, типа несущих конструкций. Рекомендуемые типы бункеров по форме: пирамидально-призматические, конусно-цилиндрические, лотковые, гибкие.

Наиболее распространены в промышленном строительстве пирамидально-призматические бункера (прямоугольные и квадратные). Конусно-цилиндрические бункера более экономичны по сравнению с ними, так как конструкция работает на растяжение без изгиба, но пирамидально-призматические бункера проще при изготовлении, лучше вписываются в габариты зданий и занимают меньше производственной площади.

Квадратные и прямоугольные бункера состоят из верхней призматической части, создающей необходимую емкость, и нижней пирамидальной (воронки), обеспечивающей разгрузку бункера. Для полного опорожнения бункера углы наклона стенок воронки должны соответствовать физическим свойствам сыпучего материала заполнения.

Для получения более экономичного решения целесообразно увеличивать высоту призматической части бункера, так как это ведет к уменьшению расхода материала конструкций на единицу емкости.

В зависимости от расположения выпускного отверстия в плане пирамидальные бункеры подразделяются на симметричные — при наличии двух осей симметрии, частично симметричные — при наличии одной оси симметрии и несимметричные. Наиболее экономичны и просты в изготовлении пирамидальные квадратные в плане с симметричной воронкой. При проектировании бункеров стремятся к упрощению конструктивных форм в увязке с требованиями технологии и индустриальности конструкций.

Лотковые бункера, представляющие собой короткую складку, становятся особенно выгодными при шаге колонн в одном направлении более 6 м, так как позволяют учесть работу лотка как складчатой конструкции, способной нести вес бункера с заполнением и перекрытием. Лотковые бункера обладают высоким коэффициентом использования объема и значительной вместимостью. Полное опорожнение таких бункеров обеспечивается заполнением мертвого пространства устройством набетонки из тощего бетона.

Бункера с плоским дном типа ящичного отличаются простотой конструкции. Полное опорожнение таких бункеров также обеспечивается устройством набетонки на дне или комбинации набетонки со стальными воронками.

Бункера могут располагаться внутри здания и быть связаны с его несущими конструкциями. При этом размеры бункеров и их конструктивные решения зависят от общего решения здания. Если бункера располагаются внутри здания, но не связаны с его несущими конструкциями, а также в случае их использования в качестве отдельно стоящих сооружений, их размеры и конструктив-

ные решения определяются другими факторами: вместимостью склада, габаритами оборудования и транспорта и т. п.

Гибкие бункера представляют собой стальную цилиндрическую оболочку неограниченной длины, подвешенную по двум сторонам, которая под давлением сыпучего материала принимает очертание по цепной линии независимо от первоначальной формы. В силу этого стенки работают в основном на растяжение и не возникает проблемы обеспечения их устойчивости, в связи с чем можно эффективно использовать высокие прочностные показатели стали на растяжение. Пролеты их 3...18 м, кратны 3 м. К преимуществам гибких бункеров по сравнению с другими типами относят-

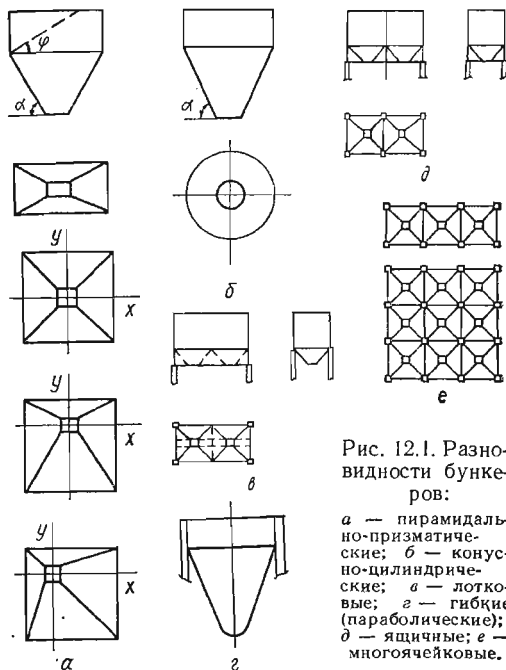


Рис. 12.1. Разновидности бункеров:

а — пирамидально-призматические; б — конусно-цилиндрические; в — лотковые; г — гибкие (параболические); д — ящичные; е — многоячейковые.

ся прежде всего их экономичность, простота и сравнительно невысокая трудоемкость изготовления и монтажа, а также эстетичность. Основные недостатки — большая деформативность стенок и наличие объема неразгружаемого пространства (иногда значительного). Бункера проектируют в соответствии со СНиП 2.09.03-85.

Выбор конструкций отдельных элементов бункерных установок, их параметров зависит от свойств тех насыпных материалов, для которых предназначена проектируемая установка. Основные свойства сыпучих материалов: фракционный состав, влажность, удельный вес, абразивность.

Проектирование бункера включает два этапа: определение геометрических параметров — формы бункера и его воронки, углов наклона стенок, размеров выпускного отверстия; расчет и проектирование конструкций бункеров и их защиты от абразивного износа.

Параметры находят на основании физико-механических характеристик сыпучего материала с учетом неблагоприятных их изменений, при этом

должны исключаться сводообразование над выпускным отверстием и записание на стенках.

Порядок определения геометрических параметров различается для связных (фракции менее 2 мм и с влажностью более 1...2 %) и несвязных (щебень, галька и другие материалы с крупностью зерен 2 мм и более, а также песок с фракциями до 2 мм и влажностью до 2 %) сыпучих материалов.

При проектировании бункеров принимают во внимание формы истечения сыпучего материала — гидравлическую, при которой находится в движении сыпучий материал во всем объеме бункера, и негидравлическую, при которой движется только центральная часть над выпускным отверстием. Для связных или самовозгорающихся сыпучих материалов проектируют бункера с гидравлической формой истечения, для несвязных — с негидравлической.

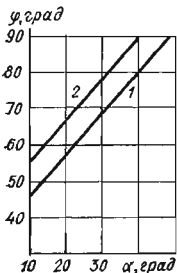


Рис. 12.2. Графики для определения угла наклона стенок бункеров для связных материалов:

1 — для бункеров с прямоугольной формой выпускного отверстия (отношение сторон 3 : 1 и более); 2 — для воронок конической формы с круглым отверстием или пирамидальной формы с квадратным отверстием; ϕ — угол трения сыпучего материала по стенке бункера; α — угол наклона стенки к горизонту.

Бункера негидравлического истечения для несвязных материалов могут быть различной формы. Для них нормируется только размер выпускного отверстия, который зависит от размера максимального куска сыпучего материала. Угол наклона стенок воронки произвольный. Если по условиям технологии требуется полное опорожнение бункера, его принимают по углу естественного откоса сыпучего материала с превышением последнего на 5...7°.

Бункера для связных материалов с целью обеспечения гидравлической формы истечения назначают конического, пирамидального или лоткового типов. Угол наклона стенок и размеры выпускного отверстия рассчитывают на основании физико-механических характеристик сыпучего материала: угла внутреннего трения (угол естественного откоса не допускается), удельного сцепления, угла внешнего трения (угол трения сыпучего материала по материалу стенок бункера), эффективного угла трения, функции истечения, — определяемых с помощью приборов, измеряющих сопротивление сыпучего материала на сдвиг. Угол наклона допускается выбирать приближенно по графикам рис. 12.2. Объемно-планировочное решение бункерного пролета здания устанавливают после определения геометрических параметров бункеров. Бункерные пролеты должны иметь унифицированные сетки колонн и высоты этажей.

При проектировании обеспечивают максимальное использование всего геометрического объема бункера (не менее 80 % при загрузке).

Бункера проектируют железобетонными и стальными. Стальными допускается проектировать воронки, сужающиеся части бункеров, параболические (висячие), а также бункера, которые по технологическим условиям подвергаются меха-

ническим, химическим и температурным воздействиям сыпучего материала и не могут быть выполнены из железобетона.

Внутренние грани углов бункеров для связных материалов проектируют с вутами или закруглениями; для пылевидных — герметичными, для пылящих (сухие кусковые материалы горных пород малой крепости, например, известняк) бункера оборудуют аспирационными установками.

Внутренние поверхности бункеров разделяют на участки, подверженные износу (I и II зоны) и не подверженные (III зона).

При сочетании истирающего воздействия, высокой температуры и химической агрессии сыпучего материала внутренние поверхности бункеров защищают плитами из шлакокаменного литья, износостойкого и жаростойкого бетона (с заполнением швов раствором кислото- и жаростойких составов), а также в отдельных случаях листами из соответствующих видов стали (термостойких и др.).

При эксплуатации бункеров в агрессивной и газовой средах их наружные поверхности защищают от коррозии в соответствии с требованиями СНиП 2.03.11-85.

При проектировании бункеров для влажных сыпучих материалов, располагаемых в неотапливаемых помещениях, предусматривают эффективный обогрев их стенок в целях предотвращения смерзания материала. Утеплитель стен бункеров для пылевидного материала во избежание конденсации водяных паров располагают снаружи и выполняют из негорючих материалов. При проектировании бункеров для связных материалов, поступающих в нагретом или смерзшемся состоянии, предусматривают теплоизоляцию стен бункеров в соответствии с теплотехническим расчетом, исключающим конденсацию водяных паров при нагретом материале, а также примерзание к стенкам смерзшегося материала.

Перекрытия бункеров должны быть негорючими с проемами для загрузки. Если загрузка производится из вагонов, автомашин, грейферов, допускается бункер без перекрытия, но при этом обязательно устройство сплошного ограждения высотой не менее 1 м с боков и со стороны, противоположной загрузке. Необходимость устройства стальных решеток для перекрытия технологических проемов и размер чейчек решеток определяют с технологическим заданием.

В бункерах для пылевидных материалов сверху перекрытия устраивают монолитную армированную стяжку толщиной 50 мм, если толщина плит в месте стыка 100 мм и менее; для горячих сыпучих (в стальных — при температуре нагрева выше 300, в железобетонных — выше 100 °C) между износостойкой защитой и несущей конструкцией — термозащиту из негорючих материалов.

В бункерах для хранения сыпучих материалов, выделяющих воспламеняющиеся газы (например, метан из каменного угля), конструкция перекрытия не должна иметь выступающих вниз ребер. В перекрытиях предусматривают люки, закрываемые заподлицо с перекрытием металлическими крышками; в надбункерном помещении — подъемно-транспортные устройства, а внутри бункеров снизу перекрытий — петли для крепления талей и других монтажных средств.

Бункера оснащают устройствами для механической очистки стенок и удаления зависшего сыпучего материала в целях исключения необходимости спуска людей в бункера.

При проектировании бункеров следует также руководствоваться общими нормами проектирования строительных конструкций, перечисленными в гл. 1.

12.2. Конструктивные решения

Конструктивные решения и выбор материала бункера зависят от многочисленных факторов: вместимости, характеристики сыпучего материала, способов загрузки и выгрузки, типов несущих конструкций и компоновки здания или сооружения, в состав которого входит бункер. Только разграничением бункерных установок по мощности переработки сыпучих материалов, упорядочением технологических потоков, отработкой наиболее рациональных конструктивных схем бункерных зданий и сооружений представляется возможность разработать типовые унифицированные взаимозаменяемые бункеры и их элементы.

По материалу конструкций бункера можно разделить на железобетонные (монолитные и сборные), комбинированные и стальные.

Монолитные железобетонные бункера наиболее распространены в промышленном строительстве, что объясняется следующими обстоятельствами: одновременно возводится незначительное количество одинаковых бункеров, и это не дает возможности полностью использовать преимущества сборных конструкций; они могут быть любой вместимости и формы в соответствии с требованиями технологии и возводиться при любой степени механизации строительных работ, не требуя больших затрат на эксплуатацию. Их применяют в основном в зданиях или отдельных сооружениях из монолитного железобетона. Недостатки монолитных бункеров, часто приводящие к увеличению сроков строительства: необходимость устройства лесов и сложной опалубки; большая трудоемкость установки арматуры из отдельных стержней со сложной конфигурацией и переменной длиной; трудность бетонирования наклонных граней воронок с постепенным наращиванием внутренней опалубки. Число этих неблагоприятных факторов можно несколько уменьшить, применяя для армирования сварные арматурные сетки и объединяя их в несущие пространственные каркасы.

Сборные железобетонные бункера по сравнению с монолитными менее трудоемки в изготовлении. При их проектировании особое внимание уделяют назначению основных геометрических размеров, схемам членения на составные части, узлам сопряжений пирамидальных и призматических частей и узлам опирания воронок (или призматических форм) на колонны, стены и другие элементы конструкций. Сборные железобетонные бункера монтируют из ребристых или плоских плит при решении всего каркаса здания в сборных конструкциях.

С целью уменьшения числа типоразмеров конструкций рекомендуется применение бункеров наиболее простых геометрических форм с использованием типовых сборных железобетонных плит междуэтажных перекрытий или стен подвалных по-

мещений, либо плит с усиленным индивидуальным армированием в опалубке типовых ребристых или многопустотных плит. Бункера ящичного типа, лотковые и призматическая часть пирамидальных лучше остальных решаются в сборном железобетоне. Сборные плиты стен и днища ящичных и лотковых бункеров опираются на сборные ригели и соединяются между собой и ригелями сваркой закладных деталей. Стыки между плитами заливают бетоном на мелком заполнителе.

Призматическую часть пирамидальных бункеров собирают из сборных железобетонных многопустотных плит, устанавливаемых друг на друга на растворе. В углах плиты сопрягаются между собой, образуя жесткую пространственную конструкцию, способную нести горизонтальную нагрузку от сыпучего материала заполнения и вертикальную от собственного веса, надбункерного перекрытия и шатра. Сборные железобетонные элементы бункеров выполняют с предварительным напряжением арматуры, что обеспечивает их большую трещиностойкость.

Сопряжение плит в узлах жесткое, рамное, сборно-монолитное с петлевыми выпусками или с помощью сварки закладных и накладных элементов. Основные несущие колонны в пределах призматической части не продолжают, а заканчиваются на уровне опирания воронки. Элементы сборных железобетонных бункеров выполняют с учетом унификации их размеров. Размеры сетки бункеров 6×6 , 6×9 и 6×12 м. Применение несимметричных бункеров или воронок допускается только при наличии специальных технологических требований.

В соответствии с ТП 101-81* конструкции погрузочных и приемных шихтовых бункеров проектируют железобетонными. Учитывая, что материал в приемные бункера поступает в виде крупных кусков и обломков, их целесообразно выполнять монолитными, погрузочные, используемые для накопления и хранения переработанной шихты — сборными или комбинированными.

Пирамидальную часть бункеров в сборном железобетоне решить сложно. Применение комбинированных конструкций со стальными воронками значительно упрощает возведение бункеров и делает возможным более полное удовлетворение требований технологии (воронки несимметричные, с дополнительными выпускными отверстиями). Стальная воронка самостоятельно опирается на колонны и не передает вертикальной нагрузки на сборные железобетонные плиты призматической части бункера. Возможно присоединение стальной воронки к железобетонным или стальным балкам. Расчет и конструирование железобетонных стен призматической части бункеров производится в соответствии с п. 12.3, стальной воронки — п. 12.6, независимо от железобетонных конструкций.

Стальные бункера широко распространены в промышленном строительстве и наиболее рациональны при индустриальных методах возведения сооружений.

В соответствии с указаниями ТП 101-81* сужающиеся части бункеров, параболические (висячие) бункера, оперативные бункера комбикормовых заводов, а также воронки бункеров всех типов допускается выполнять стальными.

12.3. Расчет

Коэффициент надежности по динамической нагрузке

Отношение объема одновременно загружаемой массы к объему бункера

1 : 2	1,4
1 : 3	1,3
1 : 4	1,2
1 : 5	1,1
1 : 6 и менее	1

Пирамидально-призматические бункеры представляют собой многогранные пространственные конструкции, в которых грани стены вовлекаются в совместную работу, благодаря чему достигается высокая общая жесткость. Бункер расчленяют на отдельные плоские грани каждой стороны, состоящие из вертикальной и наклонной стен, которые рассчитываются на давление сыпучего материала заполнения независимо одна от другой.

Геометрические параметры бункера. Для наиболее общего случая пирамидально-призматического прямоугольного несимметричного бункера (рис. 12.3) основные геометрические данные определяются по следующим формулам.

Полный объем бункера

$$V = V_{\text{п}} + V_{\text{в}} = a_2 \cdot b_2 \cdot h_2 + h_1/6 [(2a_2 + a_1) \times b_2 + (2a_1 + a_2) b_1], \quad (12.1)$$

где $V_{\text{п}}$, $V_{\text{в}}$ — объем соответственно призматической части и пирамидальной (воронки), м^3 .

Координаты центра тяжести объема бункера:

$$x_{\text{ц}} = x_0 \cdot h_1 \cdot \psi; \quad (12.2) \quad y_{\text{ц}} = y_0 \cdot h_1 \cdot \psi, \quad (12.3)$$

$$\text{где } \psi = [(a_1 + a_2)(b_1 + b_2) + 2a_1 \cdot b_1]/12V. \quad (12.4)$$

Высота и углы наклона стенок воронки:

$$h_{\text{ан}} = \sqrt{h_1^2 + c_n^2}; \quad (12.5) \quad \text{tg } \alpha_n = h_1/c_n, \quad (12.6)$$

где n — номер рассматриваемой стенки.

Длина ребра, образованного пересечением стенок n и $n+1$ и угол наклона ребра к горизонту

$$l_i = \sqrt{h_1^2 + c_n^2 + c_{n+1}^2}; \quad (12.7)$$

$$\text{tg } \beta_i = \frac{h_1}{\sqrt{c_n^2 + c_{n+1}^2}}. \quad (12.8)$$

Двугранный угол, образованный плоскостями стенок n и $n+1$,

$$\varepsilon_i = 180^\circ - \rho_i, \quad (12.9)$$

где угол ρ_i определяется из условия

$$\cos \rho_i = \cos \alpha_n \cdot \cos \alpha_{n+1}. \quad (12.10)$$

Давление сыпучего материала на стенки бункера. Для расчета любого элемента бункера необходимо определить давление сыпучего материала заполнения на его стенки, которое зависит от физико-механических свойств сыпучего материала, высоты столба материала, расположенного выше рассматриваемой точки, и наклона стенок бункера к горизонту. Направление давления принимается перпендикулярным к поверхности стены в данной точке (рис. 12.4). Давление на стены бункера находят на основании теории сыпучих

Нагрузки и воздействия. Конструкции бункера рассчитывают на действие нагрузок временной от веса сыпучего материала, заполняющего бункер (удельный вес принимают по технологическому заданию), постоянных от собственного веса конструкций и футеровки, а также постоянных и временных от надбункерного перекрытия; конструкции бункера в целом — на общий изгиб, учитывающий пространственную работу его; стенки бункера — на растягивающие усилия в горизонтальном и скатном направлениях и изгибающие моменты от местного изгиба из плоскости стенок.

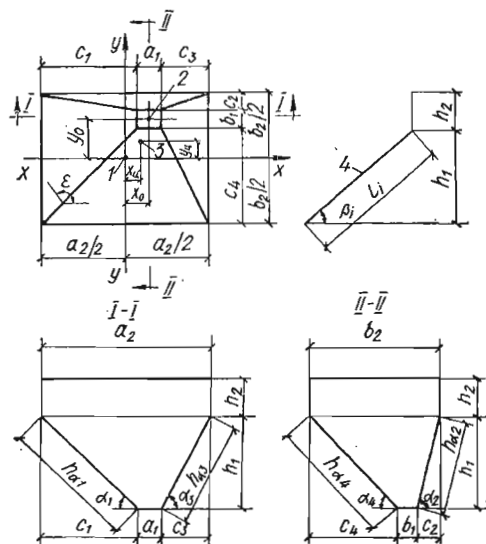


Рис. 12.3. Геометрические параметры бункера: 1, 2 — центр основания соответственно верхнего и нижнего; 3 — центр тяжести бункера; 4 — ребро.

Давление сыпучего материала на стенки бункера принимают как для подпорной стенки без учета сил трения между сыпучим материалом и стенками бункера; нагрузки от него — по нормативному удельному весу с коэффициентом надежности по нагрузке 1,2.

Динамическое воздействие сыпучего материала учитывается для расчета стенок и днища бункеров при загрузке бункеров:

крупнокусковым материалом или сыпучим, загружаемым в бункер думкарами, самосвалами и грейферами; коэффициент надежности по динамической нагрузке 1,5;

из емкостей, которые по вместимости составляют значительную часть вместимости бункера (кроме вышеуказанных); коэффициент надежности по динамической нагрузке см. ниже *.

* Здесь и далее в таблицах и выводах гл. 12 приведены данные из «Руководства по расчету и проектированию железобетонных, стальных и комбинированных бункеров» (Лев. ПромстройНИИпроект, — М., 1983)

тел (как активное в неограниченном массиве) в предположении отсутствия трения между стенками бункера и заполняющим его материалом, при этом принимается, что бункер заполнен сыпучим материалом до уровня верха призматической части. Нормативное вертикальное давление на горизонтальную плоскость, расположенную на

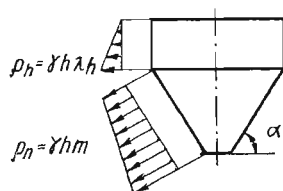


Рис. 12.4. Эпюра давления сыпучих материалов на стенки бункера.

расстоянии h от уровня верха засыпки, в любой точке бункера определяется как гидростатическое

$$p_v = \gamma h, \quad (12.11)$$

где γ — удельный вес сыпучего материала заполнения, кН/м^3 .

Нормативное горизонтальное давление в любой точке бункера

$$p_h = \gamma h \lambda_h, \quad (12.12)$$

где $\lambda_h = \text{tg}^2 (45 - \varphi/2); \quad (12.13)$

φ — угол внутреннего трения сыпучего материала.

Т а б л и ц а 12.1. Значение коэффициента ξ

Угол наклона стенки α , град	Угол внутреннего трения φ , град					
	20	25	30	35	40	45
	Значение коэффициента λ_h					
	0,490	0,406	0,333	0,271	0,217	0,172

	0,132	0,172	0,217	0,271	0,333	0,406	0,490
25	0,845	0,852	0,860	0,869	0,881	0,893	0,909
30	0,783	0,793	0,804	0,818	0,833	0,852	0,872
35	0,715	0,727	0,742	0,760	0,781	0,805	0,832
40	0,642	0,657	0,677	0,699	0,725	0,755	0,789
42	0,612	0,629	0,650	0,673	0,701	0,734	0,772
44	0,581	0,600	0,622	0,648	0,678	0,713	0,754
45	0,566	0,586	0,609	0,636	0,667	0,703	0,745
46	0,551	0,571	0,595	0,623	0,655	0,698	0,736
48	0,521	0,543	0,568	0,598	0,632	0,672	0,719
50	0,491	0,513	0,540	0,572	0,608	0,651	0,701
52	0,461	0,486	0,514	0,547	0,586	0,631	0,684
54	0,432	0,457	0,487	0,523	0,563	0,611	0,666
55	0,418	0,444	0,475	0,511	0,552	0,601	0,658
56	0,404	0,430	0,462	0,499	0,542	0,592	0,649
58	0,376	0,404	0,437	0,476	0,520	0,573	0,633
60	0,349	0,378	0,413	0,453	0,500	0,555	0,617
62	0,324	0,354	0,389	0,431	0,480	0,537	0,602
64	0,299	0,330	0,367	0,411	0,461	0,520	0,588
65	0,287	0,320	0,357	0,401	0,452	0,512	0,581
66	0,276	0,308	0,346	0,391	0,443	0,504	0,574
68	0,254	0,287	0,327	0,373	0,426	0,490	0,561
70	0,234	0,268	0,309	0,356	0,412	0,476	0,550

Физико-механические характеристики ряда материалов приведены в табл. 1.3.

Нормативное нормальное давление сыпучего материала заполнения на наклонные стенки бун-

кера

$$p_n = \gamma h \xi, \quad (12.14)$$

где

$$\xi = \cos^2 \alpha + \lambda_h \sin^2 \alpha. \quad (12.15)$$

Коэффициент ξ характеризует эллиптический закон изменения давления на наклонную площадку при изменении угла наклона площадки α (табл. 12.1).

Давление на наклонные стенки бункера изменяется пропорционально глубине и достигает наибольшего значения внизу, у выпускного отверстия.

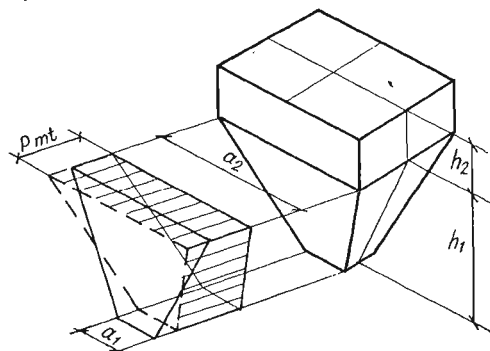


Рис. 12.5. Объемная эпюра давления на стенки бункера.

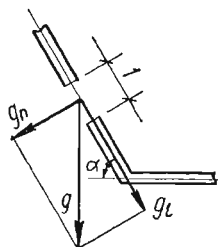
В ряде случаев при расчете наклонных трапециевидальных стенок пирамидальной части бункера для удобства пользования существующими таблицами необходимо приводить давление на наклонные стенки к среднему равномерно распределенному нормальному. Для общего случая пирамидального бункера (рис. 12.5) нормальное среднее давление, кПа

$$p_{mi} = \gamma h_1 \xi / 3 (1 + a_1 / (a_1 + a_2) + 3h_2 / h_1). \quad (12.16)$$

Давление от постоянных нагрузок. Давление от собственного веса наклонной стенки и футеровки (рис. 12.6)

$$g_n = g \cos \alpha; \quad g_t = g \sin \alpha, \quad (12.17)$$

Рис. 12.6. Нормальные и касательные давления от постоянных нагрузок.



где g — распределенная нагрузка от собственного веса стенки и футеровки, кПа .

Для вертикальной стенки при $\alpha = 90^\circ$

$$g_n = 0; \quad g_t = g.$$

Для горизонтального днища при $\alpha = 0$

$$g_n = g; \quad g_t = 0.$$

Для определения усилий необходимо суммировать давления, нормальные к стенкам, от временных и постоянных нагрузок.

Определение растягивающих усилий в стенках бункеров. Под действием сыпучего материала заполнения в стенках бункеров возникают растягивающие усилия, которые действуют в горизонтальном направлении и вдоль ската.

Горизонтальные растягивающие усилия являются реакциями примыкающих перпендикулярно граней (рис. 12.7). В вертикальных стенках

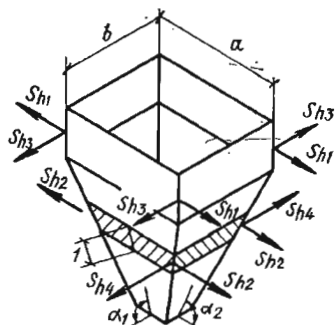


Рис. 12.7. Схема горизонтальных растягивающих усилий.

пролета a призматической части бункера нормативное горизонтальное усилие на единицу высоты на поперечные вертикальные стенки

$$S_{h1} = \frac{p_h b}{2}, \quad (12.18)$$

где b — ширина поперечных стен, м.

В наклонных стенках пролета a пирамидальной части бункера нормативное горизонтальное усилие на единицу длины, измеренную по скату,

$$S_{h2} = \frac{p_h b}{2} \sin \alpha_1, \quad (12.19)$$

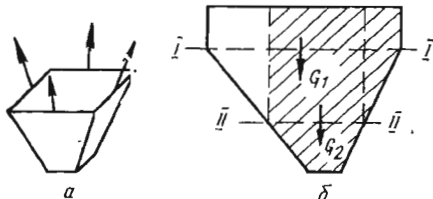


Рис. 12.8. Схема скатных растягивающих усилий в наклонных стенках воронки:

a — отсеченная часть воронки; b — распределение нагрузок.

где b — ширина поперечной наклонной стенки на рассматриваемом уровне, м; α_1 — угол наклона рассматриваемой стенки к горизонту; p_n — для стальных бункеров определяется по формуле (12.14), для железобетонных с учетом нормальной составляющей собственного веса наклонной стенки по формуле $p_n = \gamma h \xi + g \cdot \cos \alpha_2$; g — собственный вес 1 м^2 наклонной стенки с футеровкой, н/м^2 ; α_2 — угол наклона поперечной стенки к горизонту.

Толщину железобетонной стенки для вычисления собственного веса принимают равной $1/25$ меньшего размера верхней части воронки. При определении расчетной нагрузки от собственного веса стенки с футеровкой коэффициент надеж-

ности по нагрузке $\gamma_f = 1,15$. При разных углах наклона противоположных поперечных стенок воронки усилие S_{h2} вычисляют от действия нормального давления на каждую из них и для расчета рассматриваемой стенки принимается среднее. Усилия S_{h3} и S_{h4} в стенках пролета определяют аналогично.

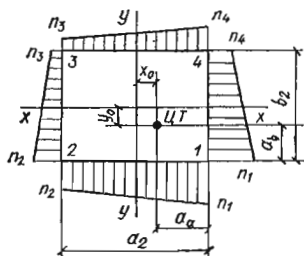


Рис. 12.9. Эпюра вертикальных и скатных растягивающих усилий в стенках несимметричного бункера.

От действия веса сыпучего материала заполнения и собственного веса воронки в стенках бункера возникают растягивающие усилия: в вертикальных призматической части — вертикальные, стремящиеся оторвать воронку, в наклонных пирамидальной части — вдоль ската (рис. 12.8, а).

Скатные растягивающие усилия определяются из условия равновесия отсеченной части воронки,

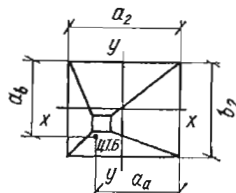


Таблица 12.2. Коэффициенты перераспределения δ_x и δ_y для стенок, параллельных соответственно осям y и x

a_d/a_2	Коэффициенты δ_x				a_d/b_2	Коэффициенты δ_y			
	$a_d/b_2 = 1$	$a_d/b_2 = 1,5$	$a_d/b_2 = 2$	$a_d/b_2 = 2,5$		$a_d/b_2 = 1$	$a_d/b_2 = 1,5$	$a_d/b_2 = 2$	$a_d/b_2 = 2,5$

0,30	1,600	1,666	1,720	0,30	1,600	1,545	1,514
0,35	1,450	1,500	1,540	0,35	1,450	1,409	1,386
0,40	1,300	1,333	1,360	0,40	1,300	1,272	1,257
0,45	1,150	1,166	1,180	0,45	1,150	1,136	1,129
0,50	1,000	1,000	1,000	0,50	1,000	1,000	1,000
0,55	0,850	0,834	0,820	0,55	0,850	0,864	0,871
0,60	0,700	0,667	0,640	0,60	0,700	0,728	0,743
0,65	0,550	0,500	0,460	0,65	0,550	0,591	0,614
0,70	0,400	0,334	0,280	0,70	0,400	0,455	0,485

Примечание. a_d и a_b — расстояния от центра тяжести бункера до стенок, проходящих через точку I (см. рис. 12.9).

расположенной ниже рассматриваемого уровня (сечение II—II), под влиянием действующего на нее веса столба засыпки и собственного веса G_2 (рис. 12.8, б). Вертикальные усилия на уровне примыкания воронки к призматической части бункера (сечение I—I) определяются при действии веса заполнения в объеме всего бункера и собственного веса воронки G_1 .

Вертикальные растягивающие усилия в призматической части бункера, а также скатные растягива-

Т а б л и ц а 12.3. Коэффициенты для определения моментов при расчете прямоугольных плит, опертых по контуру, с треугольной нагрузкой

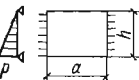
Схема плиты	Отношение размеров сторон	$M_{a0 \max}$	$M_h \max$	$M_a \max$	Множитель	
	h/a	0,50 0,55 0,60 0,65 0,70 0,75 0,80 0,85 0,90 0,95 1,00	—0,0610 —0,0582 —0,0562 —0,0543 —0,0522 —0,0499 —0,0475 —0,0450 —0,0424 —0,0399 —0,0375	0,0425 0,0375 0,0330 0,0290 0,0254 0,0225 0,0202 0,0191 0,0163 0,0146 0,0130	0,0117 0,0133 0,0146 0,0155 0,0159 0,0160 0,0159 0,0157 0,0153 0,0149 0,0142	ph^2
	a/h	0,95 0,90 0,85 0,80 0,75 0,70 0,65	—0,0389 —0,0403 —0,0417 —0,0433 —0,0451 —0,0473 —0,0496	0,0131 0,0131 0,0129 0,0125 0,0121 0,0115 0,0108	0,0152 0,0163 0,0174 0,0185 0,0198 0,0210 0,0220	

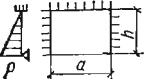
Схема плиты	Отношение размеров сторон	M_{h0}	$M_{a0 \max}$	$M_{h \max}$	$M_a \max$	Множ- тель		
	h/a	0,50	—0,0519	—0,0465	0,0352	0,0065	ph^2	
		0,55	—0,0498	—0,0461	0,0326	0,0086		
		0,60	—0,0467	—0,0457	0,0300	0,0087		
		0,65	—0,0429	—0,0452	0,0276	0,0098		
		0,70	—0,0392	—0,0445	0,0252	0,0111		
		0,75	—0,0357	—0,0434	0,0230	0,0120		
		0,80	—0,0323	—0,0421	0,0208	0,0126		
		0,85	—0,0290	—0,0404	0,0188	0,0129		
		0,90	—0,0260	—0,0387	0,0168	0,0130		
		0,95	—0,0232	—0,0373	0,0151	0,0130		
		1,00	—0,0207	—0,0361	0,0136	0,0129		
	a/h	0,95	—0,0200	—0,0378	0,0137	0,0141		pa^2
		0,90	—0,0193	—0,0397	0,0137	0,0153		
		0,85	—0,0187	—0,0418	0,0135	0,0166		
		0,80	—0,0181	—0,0439	0,0130	0,0179		
		0,75	—0,0171	—0,0460	0,0126	0,0192		
		0,70	—0,0160	—0,0483	0,0122	0,0205		
		0,65	—0,0148	—0,0507	0,0116	0,0218		

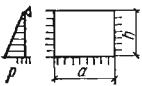
Схема плиты	Отношение размеров сторон	M_{h0}	M_{a0}	$M_{h \max}$	$M_a \max$	Множи- тель
	h/a	0,50 0,55 0,60 0,65 0,70 0,75 0,80 0,85 0,90 0,95 1,00	—0,0621 —0,0603 —0,0578 —0,0548 —0,0516 —0,0482 —0,0450 —0,0422 —0,0395 —0,0370 —0,0345	—0,0362 —0,0360 —0,0356 —0,0352 —0,0346 —0,0338 —0,0329 —0,0319 —0,0307 —0,0296 —0,0285	0,0251 0,0235 0,0217 0,0098 0,0179 0,0161 0,0143 0,0128 0,0117 0,0104 0,0095	ph^2
	a/h	0,95 0,90 0,85 0,80 0,75 0,70 0,65	—0,0355 —0,0365 —0,0376 —0,0387 —0,0399 —0,0410 —0,0421	—0,0307 —0,0330 —0,0352 —0,0373 —0,0395 —0,0416 —0,0439	0,0096 0,0096 0,0095 0,0094 0,0094 0,0093 0,0093	pa^2

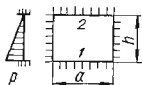
Схема плиты	Отношение размеров сторон	M_{h10}	M_{h20}	M_{a0}	$M_{h \max}$	$M_{a \max}$	Множитель
	h/a	0,50	-0,0499	-0,0327	-0,0294	0,0200	0,0050
		0,55	-0,0487	-0,0319	-0,0296	0,0192	0,0051
		0,60	-0,0475	-0,0309	-0,0297	0,0183	0,0052
		0,65	-0,0463	-0,0297	-0,0298	0,0173	0,0055
		0,70	-0,0449	-0,0282	-0,0298	0,0161	0,0058
		0,75	-0,0431	-0,0266	-0,0296	0,0152	0,0066
		0,80	-0,0412	-0,0249	-0,0293	0,0142	0,0072
		0,85	-0,0391	-0,0280	-0,0290	0,0132	0,0078
		0,90	-0,0370	-0,0211	-0,0285	0,0122	0,0083
		0,95	-0,0351	-0,0194	-0,0279	0,0112	0,0086
		1,00	-0,0333	-0,0178	-0,0270	0,0101	0,0088
	a/h	0,95	-0,0348	-0,0178	-0,0291	0,0103	0,0099
		0,90	-0,0362	-0,0177	-0,0313	0,0104	0,0111
		0,85	-0,0375	-0,0175	-0,0336	0,0103	0,0123
		0,80	-0,0387	-0,0171	-0,0360	0,0101	0,0136
		0,75	-0,0399	-0,0166	-0,0387	0,0097	0,0150
		0,70	-0,0410	-0,0158	-0,0414	0,0093	0,0164
		0,65	-0,0419	-0,0147	-0,0438	0,0092	0,0180

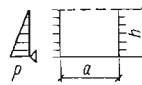
Схема плиты	h/a	M_{a0}	M_{hmt}	M_{amt}	M_{a10}	M_{a1}	Множитель
	0,50	-0,0221	0,0074	0,0048	-0,0229	0,0110	pa^2
	0,55	-0,0241	0,0076	0,0059	-0,0219	0,0114	
	0,60	-0,0260	0,0077	0,0070	-0,0207	0,0116	
	0,65	-0,0278	0,0078	0,0080	-0,0196	0,0117	
	0,70	-0,0295	0,0078	0,0090	-0,0185	0,0116	
	0,75	-0,0310	0,0077	0,0100	-0,0174	0,0115	
	0,80	-0,0324	0,0076	0,0109	-0,0163	0,0112	
	0,85	-0,0337	0,0073	0,0118	-0,0152	0,0108	
	0,90	-0,0349	0,0070	0,0127	-0,0142	0,0104	
	0,95	-0,0360	0,0067	0,0136	-0,0132	0,0100	
	1	-0,0368	0,0063	0,0145	-0,0122	0,0096	
	1,10	-0,0384	0,0056	0,0159	-0,0105	0,0087	
	1,20	-0,0396	0,0050	0,0171	-0,0090	0,0079	
	1,30	-0,0405	0,0043	0,0179	-0,0080	0,0072	
	1,40	-0,0410	0,0037	0,0185	-0,0073	0,0066	
	1,50	-0,0413	0,0031	0,0190	-0,0065	0,0059	

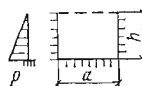
Схема плиты	h/a	M_{h0}	M_{a0}	M_{hmt}	M_{amt}	M_{a10}	M_{a1}	Множитель
	0,50	-0,0212	-0,0124	0,0032	0,0034	-0,0164	0,0064	pa^2
	0,55	-0,0229	-0,0145	0,0041	0,0042	-0,0165	0,0072	
	0,60	-0,0246	-0,0166	0,0050	0,0050	-0,0165	0,0079	
	0,65	-0,0262	-0,0186	0,0057	0,0058	-0,0164	0,0085	
	0,70	-0,0277	-0,0205	0,0062	0,0067	-0,0162	0,0090	
	0,75	-0,0291	-0,0222	0,0065	0,0076	-0,0159	0,0094	
	0,80	-0,0304	-0,0238	0,0067	0,0085	-0,0153	0,0096	
	0,85	-0,0317	-0,0254	0,0069	0,0094	-0,0144	0,0097	
	0,90	-0,0329	-0,0269	0,0071	0,0102	-0,0136	0,0096	
	0,95	-0,0340	-0,0283	0,0071	0,0110	-0,0128	0,0095	
	1,00	-0,0349	-0,0297	0,0070	0,0118	-0,0120	0,0091	

Схема плит	h/a	M_{ho}	M_{ao}	M_{hmt}	M_{amt}	M_{alo}	M_{al}	Множитель
1,10	—0,0358	—0,0319	0,0068	0,0126	—0,0103	0,0083		
1,20	—0,0375	—0,0338	0,0064	0,0134	—0,0088	0,0076		
1,30	—0,0391	—0,0354	0,0057	0,0142	—0,0078	0,0069		
1,40	—0,0405	—0,0367	0,0049	0,0150	—0,0071	0,0063		
1,50	—0,0418	—0,0378	0,0041	0,0158	—0,0064	0,0057		P_a

Примечания: 1. M_{hmax} и M_{amax} — максимальные пролетные изгибающие моменты в направлениях, параллельных сторонам h и a ; M_{aomax} — то же, опорные моменты. 2. M_{ho} — опорный изгибающий момент на середине защемленной стороны в направлении h . 3. M_{hlo} , M_{h2o} , M_{ao} — опорные изгибающие моменты на серединах защемленных сторон соответственно h_1 , h_2 и a . 4. M_{alo} — изгибающие моменты на опорах свободных от закрепления сторон плиты. 5. M_{hmt} и M_{amt} — пролетные изгибающие моменты в центре плиты в направлениях, параллельных сторонам h и a . 7. M_{al} — изгибающие моменты на серединах пролетов свободной от закрепления стороны плиты.

вающие в гранях воронки для общего случая несимметричного бункера, вследствие смещения центра тяжести объема, распределяются по периметру стен неравномерно. В пределах одной стены усилие на единицу длины меняется по закону трапеции (рис. 12.9). Учет указанной неравномерности производится с помощью коэффициентов перераспределения δ_x и δ_y (табл. 12.2), значение которых зависит от соотношения размеров в плане и положения центра тяжести. В практике проектирования для определения ординат эпюры растягивающих усилий на единицу длины в углах вертикальных стенок на уровне примыкания воронки (см. рис. 12.8, б сечение I—I) пользуются формулами 12.20:

$$\begin{aligned} n_1 &= \frac{G_1}{2(a_2 + b_2)} \delta_x \delta_y; \\ n_2 &= \frac{G_1}{2(a_2 + b_2)} \cdot (2 - \delta_x) \delta_y; \\ n_3 &= \frac{G_1}{2(a_2 + b_2)} (2 - \delta_x) (2 - \delta_y); \\ n_4 &= \frac{G_1}{2(a_2 + b_2)} \delta_x (2 - \delta_y). \end{aligned} \quad (12.20)$$

Формулы (12.20) справедливы для случая измерения расстояний до центра тяжести бункера при определении коэффициентов перераспределения δ_x и δ_y от стенок, проходящих через точку I (рис. 12.9), которая может занимать произвольное положение в любом углу бункера.

Скатные растягивающие усилия определяются делением полученных по формулам (12.20) усилий на синус угла наклона соответствующей стенки к горизонту. Скатные усилия в стенках воронки на любом уровне (рис. 12.8, б сечение II—II) могут быть получены соответствующей заменой в формулах (12.20) величины G_1 на G_2 в числителе дроби и периметра стей воронки на уровне примыкания к призматической части на периметр стей воронки на рассматриваемом уровне в знаменателе. При этом во всех случаях использования формул (12.20) коэффициенты δ_x и δ_y определяют относительно точки I.

Расчет монолитных железобетонных бункеров. Усилия от местного изгиба из плоскости грани возникают в стенках бункеров под действием нормального давления материала засыпки. Вер-

тикальные стенки призматической части квадратных и прямоугольных бункеров с разницей размеров в плане не более 20 % рассчитываются в зависимости от соотношения высоты плиты h к ширине a как балочные плиты, опертые по контуру, на треугольную нагрузку.

При отношении размеров стены $h : a \leq 0,5$ плита рассчитывается как балочная пролетом h , при $0,5 \dots 1,5$ ($0,5 < h : a < 1,5$) — как опертая по контуру.

Расчет производится по табл. 12.3 в зависимости от характера опирания плит. Опирание плит по контуру при этом обусловлено конструктивными решениями примыкающих конструкций. По боковым крокам стены считаются защемленными; по верхней кромке при примыкании жесткого перекрытия с балками — защемленными, при примыкании тонкой плиты перекрытия — свободно опертыми. В случае отсутствия перекрытия и горизонтальных ребер, окаймляющих отверстие, верхняя кромка стены может быть принята свободной. По нижней кромке вертикальные стены в большинстве случаев можно считать защемленными в ребре пересечения с наклонной стеной воронки.

Вертикальные стенки прямоугольных бункеров с разницей размеров в плане более 20 % и отношением их $0,5 \dots 1,5$ ($0,5 < h : a < 1,5$) рассчитывают в горизонтальном направлении как замкнутые рамы. При этом нагрузка на раму определяется как часть горизонтального давления p_h на данном уровне путем разложения его по двум направлениям пропорционально коэффициентам, приведенным в табл. 12.4, в предположении защемления боковых кромок при соответствующих условиях опирания остальных.

Наклонные стены пирамидальной части бункеров трапециевидальной формы в зависимости от соотношения размеров нижнего и верхнего оснований трапеции рассчитываются как прямоугольные или треугольные плиты, опертые по контуру (табл. 12.5, 12.6):

прямоугольная (рис. 12.10, а) при $a_1 : a_2 > 0,25$

$$\begin{aligned} a_{red} &= \frac{2}{3} a_2 \frac{(2a_1 + a_2)}{a_1 + a_2}; \\ h_{red} &= h - \frac{a_2(a_2 - a_1)}{6(a_1 + a_2)}; \end{aligned} \quad (12.21)$$

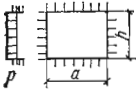
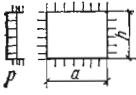
Т а б л и ц а 12.4. Значение коэффициентов распределения нагрузки p_n по двум направлениям

b/a							a/a						
	Коэффициент распределения в направлении пролета							Коэффициент распределения в направлении пролета					
	a	h	a	h	a	h		a	h	a	h		
0,50	0,238	0,762	0,111	0,889	0,059	0,941	1,10	0,880	0,120	0,745	0,255	0,594	0,406
0,60	0,393	0,607	0,206	0,794	0,115	0,885	1,20	0,912	0,088	0,806	0,194	0,675	0,325
0,70	0,546	0,454	0,324	0,676	0,194	0,806	1,30	0,935	0,065	0,851	0,149	0,741	0,259
0,80	0,671	0,329	0,450	0,550	0,291	0,709	1,40	0,950	0,050	0,885	0,115	0,793	0,207
0,90	0,766	0,234	0,567	0,433	0,396	0,604	1,50	0,962	0,038	0,910	0,090	0,835	0,165
1,00	0,833	0,167	0,667	0,333	0,500	0,500							

Т а б л и ц а 12.5. Коэффициенты для определения моментов при расчете прямоугольных плит, опертых по контуру, с равномерно распределенной нагрузкой

Схема плиты	Отношение размеров сторон	M_{ao}	M_{amt}	M_{hmt}	Множитель
	a/h	0,50	-0,0845	0,0414	0,0017
		0,55	-0,0843	0,0408	0,0029
		0,60	-0,0837	0,0400	0,0043
		0,65	-0,0828	0,0391	0,0058
		0,70	-0,0816	0,0380	0,0073
		0,75	-0,0801	0,0366	0,0088
		0,80	-0,0784	0,0350	0,0103
		0,85	-0,0765	0,0335	0,0119
		0,90	-0,0744	0,0319	0,0134
	h/a	0,95	-0,0722	0,0302	0,0147
		1,00	-0,0698	0,0285	0,0158
		0,95	-0,0745	0,0297	0,0189
		0,90	-0,0796	0,0307	0,0225
		0,85	-0,0849	0,0314	0,0267
		0,80	-0,0902	0,0318	0,0316
		0,75	-0,0957	0,0320	0,0374
		0,70	-0,1011	0,0319	0,0442
		0,65	-0,1063	0,0310	0,0519
		0,60	-0,1111	0,0292	0,0604
		0,55	-0,1154	0,0266	0,0697
		0,50	-0,1191	0,0234	0,0799

Схема плиты	Отношение размеров сторон	M_{ao}	M_{ho}	M_{amt}	M_{hmt}	Множитель
	a/h	0,50	-0,0836	-0,0563	0,0409	0,0028
		0,55	-0,0826	-0,0564	0,0398	0,0041
		0,60	-0,0813	-0,0566	0,0385	0,0059
		0,65	-0,0796	-0,0569	0,0370	0,0075
		0,70	-0,0774	-0,0572	0,0352	0,0091
		0,75	-0,0748	-0,0571	0,0333	0,0107
		0,80	-0,0720	-0,0568	0,0313	0,0123
		0,85	-0,0691	-0,0564	0,0292	0,0138
		0,90	-0,0660	-0,0560	0,0270	0,0151
	h/a	0,95	-0,0628	-0,0556	0,0249	0,0161
		1,00	-0,0596	-0,0551	0,0228	0,0167
		0,95	-0,0626	-0,0599	0,0230	0,0193
		0,90	-0,0655	-0,0652	0,0231	0,0222
		0,85	-0,0682	-0,0710	0,0229	0,0254
		0,80	-0,0706	-0,0773	0,0224	0,0289
		0,75	-0,0727	-0,0839	0,0214	0,0327
		0,70	-0,0743	-0,0907	0,0198	0,0368

Схема плиты	Отношение размеров сторон	M_{a0}	M_{b0}	M_{amt}	M_{bmt}	Множитель
	0,65	-0,0755	-0,0978	0,0177	0,0411	pa^2
	0,60	-0,0765	-0,1046	0,0153	0,0452	
	0,55	-0,0774	-0,1101	0,0127	0,0492	
	0,50	-0,0782	-0,1140	0,0098	0,0535	
	0,50	-0,0826	-0,0560	0,0401	0,0038	
	0,55	-0,0806	-0,0561	0,0385	0,0055	
	0,60	-0,0784	-0,0562	0,0367	0,0076	
	0,65	-0,0759	-0,0565	0,0346	0,0096	
	0,70	-0,0731	-0,0568	0,0322	0,0114	
	0,75	-0,0698	-0,0564	0,0297	0,0129	
	0,80	-0,0661	-0,0558	0,0271	0,0143	
	0,85	-0,0620	-0,0550	0,0246	0,0156	
	0,90	-0,0580	-0,0540	0,0222	0,0167	
	0,95	-0,0543	-0,0527	0,0198	0,0173	
	1,00	-0,0511	-0,0511	0,0176	0,0176	
	0,95	-0,0527	-0,0543	0,0173	0,0198	ph^2
	0,90	-0,0540	-0,0580	0,0167	0,0222	
	0,85	-0,0550	-0,0620	0,0156	0,0246	
	0,80	-0,0558	-0,0661	0,0143	0,0271	
	0,75	-0,0564	-0,0698	0,0129	0,0297	
	0,70	-0,0568	-0,0731	0,0114	0,0322	
	0,65	-0,0565	-0,0759	0,0096	0,0346	
	0,60	-0,0562	-0,0784	0,0076	0,0367	
	0,55	-0,0561	-0,0806	0,0055	0,0385	
	0,50	-0,0560	-0,0826	0,0038	0,0401	

Примечание. См. примечания к табл. 12.3

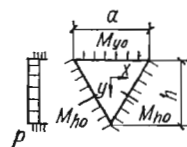


Таблица 12.6. Коэффициенты для определения моментов при расчете треугольных плит, опертых по контуру, с равномерно распределенной нагрузкой

a/h	M_{b0}	M_{y0}	M_x	M_y	a/h	M_{b0}	M_{y0}	M_x	M_y
0,50	-0,0378	-0,0210	0,0187	0,0089	1,10	-0,0183	-0,0184	0,0087	0,0076
0,55	-0,0356	-0,0215	0,0178	0,0094	1,20	-0,0162	-0,0173	0,0077	0,0071
0,60	-0,0335	-0,0219	0,0169	0,0098	1,30	-0,0145	-0,0163	0,0069	0,0067
0,65	-0,0315	-0,0221	0,0160	0,0100	1,40	-0,0131	-0,0153	0,0061	0,0063
0,70	-0,0297	-0,0220	0,0150	0,0100	1,50	-0,0120	-0,0144	0,0055	0,0059
0,75	-0,0280	-0,0218	0,0140	0,0099	1,60	-0,0111	-0,0136	0,0049	0,0056
0,80	-0,0264	-0,0215	0,0131	0,0096	1,70	-0,0103	-0,0128	0,0044	0,0053
0,85	-0,0249	-0,0211	0,0122	0,0093	1,80	-0,0096	-0,0120	0,0039	0,0050
0,90	-0,0234	-0,0206	0,0114	0,0089	1,90	-0,0091	-0,0112	0,0034	0,0048
0,95	-0,0220	-0,0201	0,0106	0,0085	2,00	-0,0087	-0,0103	0,0029	0,0045
1,00	-0,0207	-0,0196	0,0098	0,0082					

Примечание. Множитель pa^2 .треугольная (рис. 12.10, б) при $a_1 : a_2 \leq 0,25$

$$h_{red} = h \frac{a_2}{a_2 - a_1} \quad (12.22)$$

По боковым кромкам периметра наклонные стены считаются защемленными. Нижние и верхние кромки принимают защемленными или свободно опертыми в зависимости от жесткости примыкаю-

щих конструкций окаймления и размеров выпускного отверстия.

В связи с неопределенностью нормального давления для нижнего края плит в случае преобразования их формы, рекомендуется расчет на среднее равномерно распределенное нормальное давление на наклонные стены по формуле (12.16). Если при расчете граней бункера как отдельных

плит получают разные по размеру опорные моменты, то, учитывая неразрезность и возможность перераспределения, расчет производят на момент, равный полусумме опорных моментов плит, сходящихся в ребре.

Расчет бункеров на общий изгиб. Стенки бункеров под действием внешних нагрузок, помимо работы на местный изгиб с растяжением, участвуют в общем изгибе как элементы пространственных систем. Точное выявление напряжений и усилий в стенках бункеров от внецентренного растя-

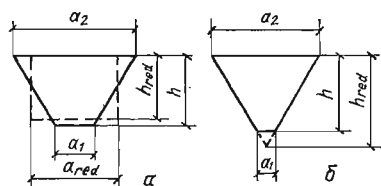


Рис. 12.10. Приведение трапециевидальных плит к прямоугольной (а) и треугольной (б) плите.

жения и отдельно от общего изгиба на различных стадиях загрузки представляет сложную математическую задачу. Лишь экспериментальным исследованием на различных стадиях нагружений (исключая стадию разрушения) опытного образца бункера, временно освободив его от работы на общий изгиб, можно выявить размер напряжений и характер распределения их в сечениях стенок, работающих только на внецентренное растяжение. Затем, сняв нагрузку с опытного образца и испытав снова стенки на внецентренное растяжение и общий изгиб, получим суммарные напряжения. Сравнение первого и второго нагружений позволяет выявить напряжение от общего изгиба.

В зависимости от наличия и высоты призматической части железобетонные бункера делятся на бункера-воронки низкие и высокие, для каждого из которых свой способ расчета на общий изгиб.

Если бункера-воронки не имеют призматической части и состоят только из наклонных стен, расчет сводится к определению усилий в двух характерных сечениях:

у опор воронки по углам, где характер опирания на колонны вызывает концентрацию растягивающих усилий и усилий среза;

в середине пролета наклонной стены, где в результате изгиба в своей плоскости возникают горизонтальные растягивающие усилия, которые суммируются с горизонтальными растягивающими усилиями, возникающими от действия сыпучего материала на примыкающие поперечные стены, и определяются по формуле (12.18).

Усилия у опор воронки бункера зависят от опорных реакций колонн для общего случая несимметричного бункера:

$$\begin{aligned} F_1 &= G/4\delta_x\delta_y; \quad F_2 = G/4(2 - \delta_x)\delta_y; \\ F_3 &= G/4(2 - \delta_x)(2 - \delta_y); \\ F_4 &= G/4\delta_x(2 - \delta_y), \end{aligned} \quad (12.23)$$

где G — вес бункера, заполненного сыпучим материалом, кН; δ_x, δ_y — коэффициенты перераспределения, принимаемые по табл. 12.3 и при пользовании формулами (12.23) определяемые относительно точки 1 (см. рис. 12.9).

Усилия в углах воронки определяют разложением реакций колонн по трем направлениям — наклонному ребру двугранного угла и двум горизонтальным взаимноперпендикулярным направлениям в уровне верха воронки (рис. 12.11). Растягивающее усилие в ребре

$$S = F_i / \sin \beta_i, \quad (12.24)$$

где F_i — вертикальная опорная реакция колонн, вычисленная по формуле (12.23); β_i — угол наклона к горизонту ребра двугранного угла — по формуле (12.8).

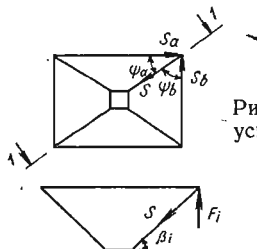


Рис. 12.11. Определение усилий в углах бункера-воронки.

Сжимающие усилия в горизонтальных ребрах граней в уровне верха воронки

$$\begin{aligned} S_a &= S \cos \beta_i \cos \psi_a; \\ S_b &= S \cos \beta_i \cos \psi_b, \end{aligned} \quad (12.25)$$

где ψ_a и ψ_b — углы (см. рис. 12.11).

Перерезывающие силы, возникающие в горизонтальных бортовых элементах воронки в углах:

$$\begin{aligned} Q_i &= \frac{a}{b} (2n_i + n_{i+1}); \\ Q_{i+1} &= \frac{a}{b} (n_i + 2n_{i+1}), \end{aligned} \quad (12.26)$$

где n_i, n_{i+1} — ординаты усилий на единицу длины стены, Н/м, для несимметричного бункера (см. рис. 12.9), определяемые по формулам (12.20); a — пролет рассматриваемой стены бункера, м.

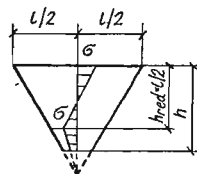
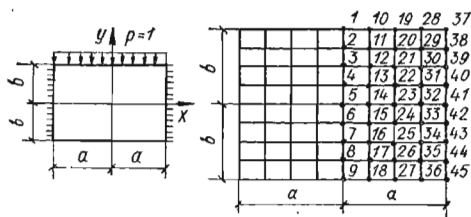


Рис. 12.12. Расчетная эпюра нормальных напряжений в наклонной стене бункера-воронки.

Горизонтальные растягивающие усилия в середине пролета наклонной стены бункера-воронки определяют по приближенному способу, предложенному Ленинградским Промстройпроектком. При этом в расчет вводится только часть высоты стены, равная половине пролета, или фактическая высота, если она меньше этого значения (рис. 12.12). Эпюра напряжений в стене от общего изгиба принимается прямой линией. Ниже уровня расчетного сечения растягивающие напряжения считаются убывающими по прямой до нуля к вершине треугольника. Растягивающие напряжения

$$\sigma = M/W, \quad (12.27)$$



Т а б л и ц а 12.7. Нормальные и касательные напряжения в балке-стенке с защемленными краями

№ точки	$a/b = 0,5$			№ точки	$a/b = 1,0$			№ точки	$a/b = 2,0$		
	σ_x	σ_y	τ_{xy}		σ_x	σ_y	τ_{xy}		σ_x	σ_y	τ_{xy}
1	-0,306	-1,000	0	1	-0,602	-1,000	0	1	-1,365	-1,000	0
2	-0,188	-0,928	0	2	-0,323	-0,943	0	2	-0,885	-0,963	0
3	-0,158	-0,801	0	3	-0,197	-0,813	0	3	-0,532	-0,952	0
4	-0,125	-0,656	0	4	-0,132	-0,659	0	4	-0,282	-0,693	0
5	-0,083	-0,500	0	5	-0,083	-0,500	0	5	-0,083	-0,500	0
6	-0,041	-0,343	0	6	-0,034	-0,341	0	6	+0,115	-0,307	0
7	-0,008	-0,199	0	7	+0,031	-0,186	0	7	+0,366	-0,148	0
8	+0,021	-0,072	0	8	+0,157	-0,057	0	8	+0,718	-0,037	0
9	+0,140	0	0	9	+0,436	0	0	9	+1,210	0	0
10	-0,296	-1,000	0	10	-0,537	-1,000	0	10	-1,201	-1,000	0
11	-0,182	-0,930	-0,056	11	-0,289	-0,939	-0,105	11	-1,733	-0,967	-0,153
12	-0,157	-0,807	-0,068	12	-0,187	-0,802	-0,147	12	-0,422	-0,856	-0,286
13	-0,123	-0,661	-0,076	13	-0,131	-0,556	-0,157	13	-0,229	-0,694	-0,363
14	-0,083	-0,500	-0,080	14	-0,083	-0,500	-0,158	14	-0,083	-0,500	-0,389
15	-0,043	-0,339	-0,076	15	-0,036	-0,343	-0,157	15	+0,062	-0,306	-0,363
16	-0,010	-0,193	-0,068	16	+0,020	-0,192	-0,147	16	+0,261	-0,144	-0,286
17	+0,016	-0,070	-0,056	17	+0,122	-0,061	-0,105	17	+0,566	-0,033	-0,153
18	+0,129	0	0	18	+0,371	0	0	18	+1,036	0	0
19	-0,216	-1,000	0	19	-0,315	-1,000	0	19	-0,598	-1,000	0
20	-0,167	-0,935	-0,107	20	-0,187	-0,928	-0,216	20	-0,259	-0,976	-0,304
21	-0,148	-0,827	-0,135	21	-0,158	-0,801	-0,290	21	-0,109	-0,860	-0,578
22	-0,117	-0,675	-0,157	22	-0,125	-0,656	-0,310	22	-0,071	-0,690	-0,730
23	-0,083	-0,500	-0,165	23	-0,083	-0,500	-0,315	23	-0,083	-0,500	-0,781
24	-0,049	-0,325	-0,157	24	-0,041	-0,343	-0,310	24	-0,095	-0,309	-0,730
25	-0,018	-0,173	-0,135	25	-0,008	-0,199	-0,290	25	-0,058	-0,140	-0,578
26	-0,001	-0,061	-0,107	26	+0,020	-0,072	-0,216	26	+0,092	-0,023	-0,304
27	+0,050	0	0	27	+0,148	0	0	27	+0,431	0	0
28	-0,045	-1,000	0	28	+0,115	-1,000	0	28	+0,557	-1,000	0
29	-0,142	-0,971	-0,141	29	-0,047	-0,937	-0,318	29	+0,596	-0,957	-0,488
30	-0,129	-0,872	-0,203	30	-0,111	-0,846	-0,418	30	+0,398	-0,821	-0,882
31	-0,106	-0,702	-0,247	31	-0,105	-0,694	-0,471	31	+0,158	-0,663	-1,081
32	-0,083	-0,500	-0,260	32	-0,083	-0,500	-0,489	32	-0,083	-0,509	-1,146
33	-0,060	-0,298	-0,247	33	-0,061	-0,305	-0,471	33	-0,325	-0,337	-1,081
34	-0,037	-0,128	-0,203	34	-0,055	-0,153	-0,418	34	-0,565	-0,179	-0,882
35	-0,025	-0,028	-0,141	35	-0,120	-0,062	-0,318	35	-0,763	-0,043	-0,488
36	-0,122	0	0	36	-0,281	0	0	36	-0,723	0	0
37	+0,104	-1,000	0	37	+0,878	-1,000	0	37	+3,051	-1,000	0
38	-0,092	-1,091	-0,164	38	+0,132	-1,213	-0,328	38	+1,669	-0,960	-0,656
39	-0,092	-0,944	-0,281	39	-0,013	-1,093	-0,562	39	+1,012	-0,904	-1,125
40	-0,087	-0,759	-0,351	40	-0,023	-0,829	-0,703	40	+0,476	-0,704	-1,406
41	-0,083	-0,500	-0,375	41	-0,083	-0,500	-0,750	41	-0,083	-0,500	-1,500
42	-0,079	-0,241	-0,351	42	-0,144	-0,170	-0,703	42	-0,643	-0,296	-1,406
43	-0,074	-0,056	-0,281	43	-0,180	-0,093	-0,562	43	-1,179	-0,096	-1,125
44	-0,074	+0,091	-0,164	44	+0,298	+0,213	-0,328	44	-1,832	-0,037	-0,656
45	-0,027	0	0	45	-1,045	0	0	45	-3,218	0	0

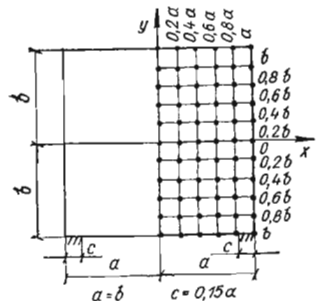
где M — расчетный момент в плоскости стены от общего изгиба, кН · м; W — момент сопротивления сечения стены высотой $h_{red} = 0,5l$.

По растягивающим напряжениям определяются горизонтальные растягивающие усилия в нижней зоне наклонных стен бункера-воронки от общего изгиба.

Размеры опорных сечений должны удовлетворять условию

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}R_{b1}R_b b h_0,$$

где b и h_0 — размеры сечений стены по грани опоры. Проверка прочности бетона на местное смятие от реакции $F = Q_i + Q_{i+1}$ обязательна.



Т а б л и ц а 12.8. Напряжения в однопролетной балке-стенке, свободно лежащей на опорах

y	x					
	0	+0,2a	+0,4a	+0,6a	+0,8a	+1,0a

Напряжения σ_y для случая единичной нагрузки, равномерно распределенной на нижней грани

+1,0b	-0,076	-0,067	-0,038	+0,020	+0,125	+0,278
+0,8b	-0,075	-0,072	-0,050	+0,006	+0,120	+1,418
+0,6b	-0,031	-0,032	-0,032	-0,007	+0,080	+0,296
+0,4b	+0,055	+0,042	+0,009	-0,019	-0,003	+0,064
+0,2b	+0,180	+0,148	+0,069	-0,038	-0,130	-0,174
0	+0,340	+0,292	+0,151	-0,058	-0,285	-0,418
-0,2b	+0,533	+0,464	+0,266	-0,074	-0,498	-0,769
-0,4b	+0,745	+0,671	+0,472	-0,054	-0,715	-1,354
-0,6b	+0,920	+0,870	+0,653	+0,054	-1,033	-2,120
-0,7b	+0,980	+0,945	+0,784	+0,187	-1,235	-2,400
-0,8b	+1,014	+0,995	+0,903	+0,449	-1,643	-2,240
-0,9b	+1,024	+1,015	+0,976	+0,810	-2,120	-0,668
-1,0b	+1,017	+1,009	+0,985	+0,968	-2,161	—

Напряжения σ_y для случая единичной нагрузки, равномерно распределенной по верхней грани

+1,0b	-1,076	-1,067	-1,038	-0,980	-0,875	-0,722
+0,8b	-1,075	-1,072	-1,050	-0,994	-0,880	-0,582
+0,6b	-1,031	-1,032	-1,032	-1,007	-0,920	-0,704
+0,4b	-0,945	-0,958	-0,991	-1,019	-1,008	-0,936
+0,2b	-0,820	-0,852	-0,931	-1,038	-1,130	-1,174
0	-0,660	-0,708	-0,849	-1,058	-1,285	-1,418
-0,2b	-0,467	-0,536	-0,734	-1,074	-1,498	-1,769
-0,4b	-0,255	-0,329	-0,528	-1,054	-1,715	-2,354
-0,6b	-0,080	-0,130	-0,347	-0,946	-2,033	-3,120
-0,7b	-0,020	-0,055	-0,216	-0,813	-2,235	-3,400
-0,8b	+0,014	-0,008	-0,097	-0,551	-2,643	-3,240
-0,9b	+0,024	+0,015	-0,024	-0,190	-3,120	-1,668
-1,0b	+0,017	+0,009	-0,015	-0,032	-3,161	—

Напряжения σ_y для случая единичной нагрузки собственным весом

+1,0b	-0,076	-0,067	-0,038	+0,020	+0,125	+0,278
+0,8b	-0,175	-0,172	-0,150	-0,094	+0,020	+0,318
+0,6b	-0,231	-0,232	-0,232	-0,207	-0,120	+0,096
+0,4b	-0,245	-0,258	-0,291	-0,319	-0,308	-0,236
+0,2b	-0,220	-0,252	-0,331	-0,438	-0,530	-0,574
0	-0,160	-0,208	-0,349	-0,558	-0,785	-0,918
-0,2b	-0,067	-0,136	-0,334	-0,674	-1,098	-1,768
-0,4b	+0,045	-0,029	-0,228	-0,754	-1,415	-2,054
-0,6b	+0,120	+0,070	-0,147	-0,746	-1,833	-2,920
-0,7b	+0,130	+0,095	-0,066	-0,663	-2,085	-3,250
-0,8b	+0,114	+0,095	+0,003	-0,451	-2,543	-3,140
-0,9b	+0,074	+0,065	+0,026	-0,140	-3,070	-1,618
1,0b	+0,017	+0,009	+0,015	-0,032	-3,161	—

Напряжения σ_x для всех трех случаев нагрузки

+1,0b	-0,433	-0,403	-0,314	-0,184	-0,036	+0,100
+0,8b	-0,236	-0,214	-0,150	-0,057	+0,049	+0,098
+0,6b	-0,149	-0,131	-0,075	-0,001	+0,070	+0,092
+0,4b	-0,134	-0,113	-0,068	-0,001	+0,056	+0,085

y	x					
	0	+0,2a	+0,4a	+0,6a	+0,8a	+1,0a
+0,2b	-0,167	-0,149	-0,098	-0,026	+0,040	+0,078
0	-0,212	-0,194	-0,142	-0,060	+0,030	+0,073
-0,2b	-0,224	-0,215	-0,176	-0,092	+0,019	+0,073
-0,4b	-0,141	-0,145	-0,161	-0,109	+0,006	+0,077
-0,6b	+0,131	+0,088	-0,021	-0,071	+0,061	+0,086
-0,7b	+0,369	+0,309	+0,133	+0,008	+0,130	+0,093
-0,8b	+0,713	+0,614	+0,424	+0,080	+0,313	+0,100
-0,9b	+1,028	+0,983	+0,840	+0,462	+0,016	+0,108
-1,0b	+1,424	+1,427	+1,441	+1,501	-1,523	+0,117

Напряжения τ для всех трех случаев нагрузки

+1,0b	0	-0,030	-0,067	-0,090	-0,104	-0,018
+0,8b	0	+0,022	+0,035	+0,033	+0,016	+0,002
+0,6b	0	+0,064	+0,110	+0,124	+0,088	-0,032
+0,4b	0	+0,101	+0,174	+0,194	+0,136	-0,033
+0,2b	0	+0,128	+0,237	+0,271	+0,184	-0,006
0	0	+0,172	+0,304	+0,349	+0,246	+0,012
-0,2b	0	+0,201	+0,369	+0,446	+0,339	-0,004
-0,4b	0	+0,205	+0,412	+0,546	+0,448	-0,024
-0,6b	0	+0,155	+0,368	+0,626	+0,561	+0,014
-0,7b	0	+0,103	+0,285	+0,623	+0,602	+0,042
-0,8b	0	+0,048	+0,168	+0,565	+0,840	+0,012
-0,9b	0	+0,003	+0,040	+0,355	+1,375	+0,019
-1,0b	0	-0,014	-0,017	+0,019	+0,207	+0,023

Примечание. Множитель $p = Q/2a$, где Q — вся нагрузка на пролете.

При расчете низких бункеров на общий изгиб учитывается совместная работа вертикальных стен призматической части и наклонных стен воронки. Участие наклонных стен в работе низкого бункера зависит от высоты и жесткости вертикальных стен. Расчет низких бункеров на общий изгиб состоит в определении горизонтальных растягивающих усилий в нижней части воронки в середине пролета наклонной стены и в проверке вертикальной стены на главные растягивающие напряжения в сечении по грани колонны.

Растягивающие усилия определяют по аналогии с расчетом бункеров-воронок по приближенному способу, при этом в расчет вводят сечение, состоящее из вертикальной стены и части наклонной стены высотой $h_1 = 0,4l$, что примерно соответствует размеру $0,5l$ в плоскости стены (рис. 12.13). Растягивающие напряжения

$$\sigma = M/W_c, \quad (12.28)$$

где M — изгибающий момент от всех вертикальных сил, кН · м; W_c — момент сопротивления расчетного сечения складки относительно горизонтальной оси, проходящей через его центр тяжести, м³.

Напряжения в боковой складке низкого бункера распределяют в соответствии с рис. 12.14.

Главные растягивающие напряжения в сечениях вертикальных стен у опор определяются как для балок прямоугольного сечения высотой h_2 обычным способом.

Для низких бункеров возможно применение расчета стенок на общий изгиб, аналогичный расчету бункеров-воронок при допущении о недеформируемости поперечного контура, исключив из работы нижнюю часть высоты воронки h_1 , равную $0,4l$. Расчет производят в последовательно-

сти, указанной для бункеров-воронок. Исключение нижней части высоты воронки на общий изгиб можно обосновать следующими соображениями: с увеличением высоты призматических емкостей бункеров, нейтральная линия в стенках все более перемещается вверх, закон распределения напряжений все более отклоняется от линейного, роль нижней части стенок воронок в восприятии напряжений σ_x падает.

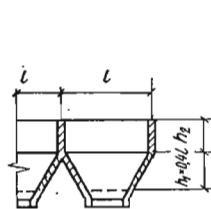


Рис. 12.13. Расчетные сечения низкого бункера при общем изгибе.

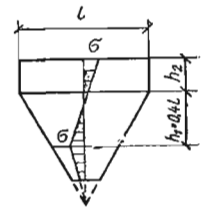
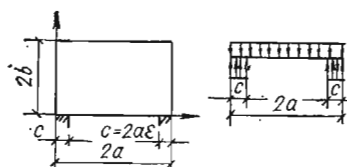


Рис. 12.14. Расчетная эпюра нормальных напряжений в боковой складке низкого бункера.

У высоких бункеров высота вертикальных стен призматической части превышает половину пролета бункера, в связи с чем вертикальные стены имеют большую жесткость. Влияние жесткости наклонных стен при расчете на общий изгиб не учитывается и они рассматриваются как подвешенные по всей длине к вертикальным стенам. По причине большой жесткости вертикальных стен в своей плоскости их напряженное состояние нельзя определить по обычным формулам изгиба; их рассчитывают на общий изгиб как балки-стен-



Т а б л и ц а 12.9. Значения нормальных усилий S_x в сечении

η	0,5			0,75			
	0,05	0,1	0,2	0,05	0,1	0,2	0,05
1,000	-0,010	-0,009	-0,008	-0,078	-0,071	-0,056	-0,230
0,875	0,013	0,010	0,006	-0,053	-0,051	-0,041	-0,198
0,750	0,004	0,002	0,000	-0,141	-0,093	-0,064	-0,326
0,625	-0,020	-0,017	-0,014	-0,189	-0,155	-0,111	-0,339
0,500	-0,085	-0,073	-0,061	-0,273	-0,239	-0,194	-0,409
0,375	-0,231	-0,192	-0,151	-0,328	-0,283	-0,215	-0,352
0,250	-0,408	-0,362	-0,254	-0,231	-0,164	-0,181	-0,005
0,125	-0,009	-0,015	-0,058	0,400	0,353	0,221	0,815
0,000	1,887	1,709	1,424	1,899	1,717	1,431	1,945

Пр и м е ч а н и е. $\gamma = 2a/2b$; $\varepsilon = c/2a$; $\eta = y/2b$.

Т а б л и ц а 12.10. Значения нормальных усилий S_x для неразрезной прямоугольной балки-стенки,

Расположе- ние на- грузки	η	0,5			0,75		
		0,025	0,050	0,100	0,025	0,025	0,100
В пролете	1,000	-0,001	-0,001	-0,001	-0,016	-0,016	-0,015
	0,875	-0,001	-0,001	-0,001	-0,010	-0,010	-0,010
	0,750	-0,001	-0,001	-0,001	-0,021	-0,020	-0,019
	0,625	-0,006	-0,006	-0,006	-0,045	-0,044	-0,042
	0,500	-0,020	-0,019	-0,018	-0,093	-0,092	-0,089
	0,375	-0,066	-0,064	-0,062	-0,166	-0,164	-0,158
	0,250	-0,167	-0,164	-0,159	-0,189	-0,187	-0,187
	0,125	-0,104	-0,105	-0,111	0,107	0,107	0,101
	0,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
На опоре	1,000	0,001	0,001	0,001	0,016	0,016	0,015
	0,875	0,001	0,001	0,001	0,010	0,010	0,010
	0,750	0,001	0,001	0,001	0,021	0,020	0,019
	0,625	0,006	0,006	0,006	0,045	0,044	0,042
	0,500	0,020	0,020	0,019	0,100	0,098	0,094
	0,375	0,068	0,067	0,064	0,205	0,202	0,189
	0,250	0,206	0,202	0,189	0,389	0,377	0,337
	0,125	0,507	0,482	0,400	0,647	0,567	0,342
	0,000	-19,000	-9,000	-4,000	-19,000	-9,000	-4,000

Пр и м е ч а н и е. $\gamma = 2a/2b$; $\eta = y/2b$; $c = 2\varepsilon_1 a$.

ки, находящиеся под действием нагрузки от перекрытия в уровне верха бункера, нагрузки от сыпучего материала заполнения и собственного веса воронки в уровне примыкания воронки к призматической части.

Расчет балок-стенок сводится к определению горизонтальных и вертикальных нормальных и касательных напряжений или соответствующих им усилий в нескольких наиболее характерных точках, при этом строго различают уровень приложения нагрузки.

Расчет однопролетной балки-стенки с защемленными краями при действии равномерно распределенной нагрузки по верхней кромке рекомендуется выполнять по табл. 12.7, которую можно использовать также при расположении равномерно распределенной нагрузки по нижней кромке, если изменить нумерацию точек относительно оси x и знаки напряжений.

Напряжения в однопролетной квадратной балке-стенке, свободно лежащей на опорах, могут быть определены по табл. 12.8. Расчет однопро-

$\varepsilon = 0,5$ свободно опертой прямоугольной балки-стенки, загруженной по стороне $y = 0$ (множитель p)

γ								
1			1.5			2		
ε								
0.1	0.2	0.05	0.1	0.2	0.05	0.1	0.2	
-0,210	-0,161	-1,365	-1,190	-0,877	-2,708	-2,440	-1,818	
-0,181	-0,131	-0,940	-0,823	-0,599	-1,922	-1,789	-0,241	
-0,224	-0,154	-0,705	-0,589	-0,429	-1,386	-1,218	-0,891	
-0,291	-0,205	-0,460	-0,413	-0,308	-0,703	-0,622	-0,463	
-0,362	-0,253	-0,259	-0,245	-0,197	-1,125	-0,113	-0,110	
-0,311	-0,240	-0,044	0,027	0,024	-0,514	0,368	0,286	
-0,005	-0,051	-0,559	0,490	0,376	1,273	1,122	0,800	
0,724	0,501	1,341	1,210	0,914	2,081	1,870	1,424	
1,752	1,457	2,313	2,104	1,699	3,198	2,839	2,207	

загруженной равномерно распределенной внешней нагрузкой по нижней грани (множитель p)

γ								
1			1,5			2		
ε_1								
0,025	0,050	0,100	0,025	0,050	0,100	0,025	0,050	0,100
-0,093	-0,092	-0,088	-0,502	-0,495	-0,472	-1,084	-1,073	-1,031
-0,052	-0,051	-0,049	-0,287	-0,283	-0,271	-0,668	-0,660	-0,635
-0,061	-0,060	-0,057	-0,209	-0,207	-0,200	-0,417	-0,412	-0,399
-0,106	-0,105	-0,101	-0,193	-0,191	-0,186	-0,249	-0,247	-0,245
-0,163	-0,162	-0,156	-0,167	-0,168	-0,170	-0,093	-0,093	-0,101
-0,197	-0,195	-0,192	-0,079	-0,083	-0,089	-0,109	0,105	0,092
-0,103	-0,104	-0,111	0,142	0,140	0,127	0,402	0,399	0,379
0,288	0,286	0,271	0,537	0,535	0,519	0,808	0,801	0,778
1,002	1,002	1,002	1,067	1,066	1,063	1,316	1,313	1,297
0,094	0,092	0,088	0,532	0,525	1,496	1,268	1,249	1,173
0,053	0,052	0,049	0,307	0,303	0,287	0,772	0,758	0,715
0,063	0,062	0,059	0,249	0,245	0,230	0,549	0,538	0,499
0,118	0,117	0,111	0,281	0,275	0,254	0,479	0,465	0,415
0,202	0,199	0,186	0,366	0,354	0,318	0,489	0,465	0,385
0,331	0,323	0,294	0,483	0,461	0,379	0,537	0,483	0,322
0,507	0,481	0,401	0,608	0,534	0,319	0,560	0,401	0,037
0,675	0,514	0,145	0,585	0,153	-0,435	0,224	-0,511	-1,100
-19,002	-9,002	-4,002	-19,067	-9,066	-4,063	-19,320	-9,317	-4,301

летной балки-стенки, свободно лежащей на опорах и загруженной равномерно распределенной нагрузкой по нижней кромке, при других соотношениях размеров может быть выполнен по табл. 12.9.

Расчет средних пролетов многопролетных балок-стенок, свободно лежащих на опорах и загруженных равномерно распределенной нагрузкой по нижней кромке, может быть выполнен по табл. 12.10, которой можно пользоваться и для определения усилий от собственного веса балки.

При этом к полученным значениям необходимо прибавить сжимающие усилия

$$S_{x1} = -2\mu bg(1 - \eta), \quad (12.29)$$

где g — собственный вес 1 м^2 стенки, кН/м^2 ; $2b$ — высота стенки, м ; μ — коэффициент Пуассона; η — по табл. 12.10.

При этом нормальные усилия S_y в точках верхней кромки балки-стенки равны нулю, в точках нижней кромки

$$S_{y1} = -2gb, \quad (12.30)$$

Усилия или напряжения, полученные по таблицам для расчета балок-стенок, отнесены к балке-стенке толщиной, равной единице.

Вычисленные по табл. 12.8 и 12.11 значения усилий для средних пролетов неразрезных балок-стенок при определении усилий в нижней зоне крайних пролетов рекомендуется увеличивать на 40...50 %.

Полученные таким образом усилия в балках-стенках от общего изгиба суммируются с горизонтальными растягивающими, которые возникают от действия сыпучего материала на примыкающие поперечные стены и определяются по формуле (12.18), по ним подбирают продольную

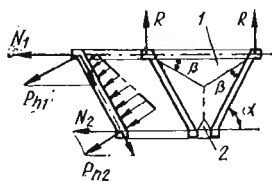


Рис. 12.15. Данные для расчета обвязочных балок в пирамидальном бункере:

1, 2 — грузовая площадь на балку соответственно верхнюю и нижнюю.

рабочую арматуру. Вертикальные поперечные стержни балки-стенки подбирают по значениям моментов от местного изгиба, которые возникают в вертикальных стенах бункеров под действием нормального давления материала заполнения с учетом значений нормальных усилий в вертикальном направлении.

Главные растягивающие напряжения в любой точке

$$\sigma_{\max} = (\sigma_x + \sigma_y)/2 + 1/2 \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}, \quad (12.31)$$

где σ_x , σ_y — нормальные напряжения в направлении соответственно горизонтальном и вертикальном, Па; τ_{xy} — касательные напряжения.

Направление главных растягивающих напряжений характеризуется углом φ наклона к вертикали главных площадок

$$\operatorname{tg} 2\varphi = 2\tau_{xy}/(\sigma_x - \sigma_y). \quad (12.32)$$

Наибольшие касательные напряжения

$$\tau_{\max} = 1/2 \sqrt{(\sigma_x + \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}. \quad (12.33)$$

Для балок-стенок, защемленных на опорах, достаточно определить главные растягивающие напряжения в середине высоты над опорой, для свободно лежащих на опорах их определяют в нескольких точках нижней половины высоты сечения вблизи опоры.

Для практических расчетов рекомендуется в зависимости от вида и места приложения нагрузки по коэффициентам, соответствующим σ_x , σ_y , τ_{xy} , взятым из табл. 12.9, находить усилия S_x , S_y и S_τ , а затем главные растягивающие и главные сжимающие усилия

$$S_{r,l} = 1/2 (S_x + S_y) \pm 1/2 \sqrt{(S_x - S_y)^2 + 4S_\tau^2}. \quad (12.34)$$

По главным растягивающим усилиям находят площади сечений наклонной арматуры или дополнительные площади сечения арматуры верти-

кального и горизонтального направлений, а по главным сжимающим усилиям проверяют несущую способность бетона балки-стенки. Главные растягивающие напряжения в вертикальных стенках имеют сравнительно большое значение, поэтому поперечную арматуру (отгибы) рассчитывают с достаточной точностью.

Расчет обвязочных балок. Горизонтальные обвязочные балки, вертикальные и наклонные ребра, получаемые от пересечения граней (стенок) бункеров, — опоры стенок, работают на местный изгиб с растяжением (или сжатием).

Бункера-воронки имеют горизонтальные опоры в виде верхних и нижних обвязочных балок и могут быть подвешены различными способами, в том числе в четырех точках, т. е. по углам верхней обвязочной балки, либо непрерывно на части длины или по всей длине обвязочной балки.

В случае опирания бункера четырьмя нижними угловыми участками верхней обвязочной балки под влиянием возрастающей нагрузки пирамидальный бункер деформируется и стремится принять вид усеченного конуса. В этом случае в верхней обвязочной балке возникают:

1) внецентренное растяжение от горизонтальных составляющих нагрузок, вызванных действием нормальных давлений к наклонным стенкам (рис. 12.15);

2) осевое сжатие, вызванное общим изгибом пирамидальной воронки; его можно определить по эпюре горизонтальных нормальных напряжений σ_x , соответствующей общему изгибу к моменту исчерпания несущей способности стенки из своей плоскости, либо через опорную реакцию бункера по формуле (12.25). Однако эта сила воспринимается не только балкой, но и частью наклонной стенки, примыкающей к балке. Только на близком расстоянии от опоры бункера осевая сила действительно воспринимается одной балкой;

3) крутящие моменты, которые неизбежно появятся в случае одностороннего примыкания стенки к обвязочной балке. Можно избежать появления крутящих моментов от скатной растягивающей силы, если предусмотреть совмещение оси стенки воронки с центром поперечного сечения балки.

При опирании пирамидального бункера по всему периметру верхней обвязочной балки в сечениях ее будут возникать:

1) внецентренное растяжение от горизонтальных нагрузок (с учетом сил трения), вызванных действием нормальных давлений к наклонным стенкам; внецентренного растяжения не будет, если силы трения преобладают горизонтальные составляющие от нагрузок;

2) крутящие моменты от одностороннего примыкания стенок к верхним обвязочным балкам, если оси стенок не совмещены с центрами поперечных сечений этих балок.

Осевое сжатие в верхних обвязочных балках не возникает, так как подвешенная по всему периметру пирамидальная воронка на общий изгиб не работает.

Нижние обвязочные балки рассчитывают исходя из рекомендаций, приведенных для расчета верхних балок. При определении усилий этим способом необходимо учесть горизонтальную нагрузку от веса сыпучего материала, находяще-

гося над днищем (течкой) бункера. Нагрузки принимают от веса призмы сыпучего материала с основанием, равным размерам течки и всей высоте этого материала в бункере, равномерно распределенного по периметру течки (рис. 12.16). При малых размерах (в плане) течек (от $0,5 \times 0,5$ до 1×1 м) площадь сечения обвязочных балок и арматуры принимают конструктивно. Размеры балок задают в зависимости от конструкций затвора, горизонтальный размер ее 20...25 см.

В бункере, состоящем из пирамидальной воронки и призматической части рассчитывают верхнюю, нижнюю и среднюю обвязочные балки (рис. 12.17, а). Верхнюю рассчитывают от загружений пролетов горизонтальной треугольной (или трапециoidalной) нагрузкой, собираемой с грузовых площадей A_1 , нижнюю — от загружений пролетов трапециoidalной нагрузкой, нормальной к стенкам пирамидальной воронки, передаваемой с треугольных (или трапециoidalных) грузовых площадей A_2 и равномерной нагрузкой, возникающей от веса призмы сыпучего материала при его истечении в момент закрытия затвора течки (см. рис. 12.16). Нагрузки, приведенные к горизонтальным, суммируются и принимаются на 1 м балки.

В пролетах средней обвязочной балки или среднего горизонтального ребра возникают нагрузки горизонтального направления — от двух трапециoidalных нагрузок (рис. 12.17, а), собираемых с трапециoidalной грузовой площади вертикальной стенки и с треугольной площади наклонной стенки, — суммарная грузовая площадь A_4 . Действующие на среднюю балку горизонтальные нагрузки также складываются. Применительно к рассматриваемой форме бункера приведены суммарные горизонтальные нагрузки, действующие в пролетах обвязочных балок (рис. 12.17, б).

Нагрузки скатных направлений воспринимаются стенками в их плоскости, обладающими высокой жесткостью. Таким образом на обвязочные балки и горизонтальные ребра рекомендуется пе-

редавать горизонтальные нагрузки с грузовых площадей A_1 , A_2 и A_4 , вызывающие в них внецентренное растяжение. На вертикальные и наклонные ребра горизонтальные нагрузки передаются с грузовых площадей A_2 и A_5 (рис. 12.17, а) вызывая в смежных стенках бункера горизонтальные растягивающие усилия.

Стенки бункеров, состоящих из пирамидальных воронок и призматических емкостей, подвешенных по углам за верхнюю или среднюю обвязочные балки, работают на общий изгиб, а при не-

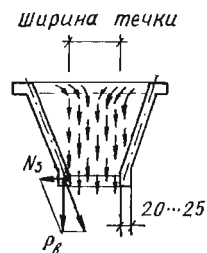


Рис. 12.16. Влияние веса призмы сыпучего материала на работу нижней обвязочной балки.

прерывном равномерном опирании по длине этих балок общий изгиб не возникает (рис. 12.18, б). В случае опирания бункера четырьмя углами верхней обвязочной балки прямоугольные стенки призматической части совместно с наклонными стенками воронки (или без них) работают в вертикальном направлении на общий изгиб от нагрузки, приложенной к нижним граням прямоугольных стенок. В верхних обвязочных балках этих стенок будут возникать сжимающие, а в средних — растягивающие нормальные напряжения σ_x (рис. 12.18, а).

При опирании бункера четырьмя углами средней обвязочной балки прямоугольные стенки совместно с наклонными (или без них) работают на общий изгиб. С ростом отношения высоты прямоугольной стенки к пролету от нагрузки, приложенной к нижней грани этой стенки, сжимающие

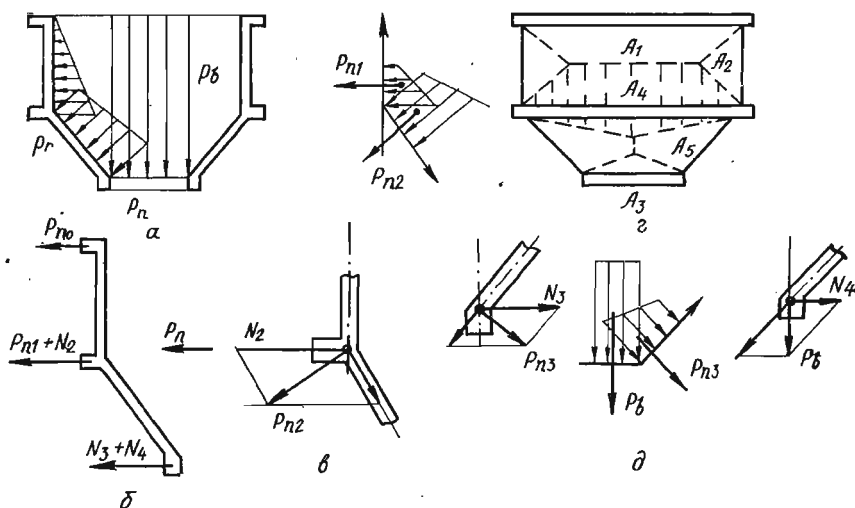


Рис. 12.17. Данные для расчета обвязочных балок в пирамидально-призматическом бункере: а — общая схема бункера; б — суммарные горизонтальные нагрузки; в, д — схемы нагрузок на балку соответственно среднюю и нижнюю; г — разбивка стен бункера на грузовые площади.

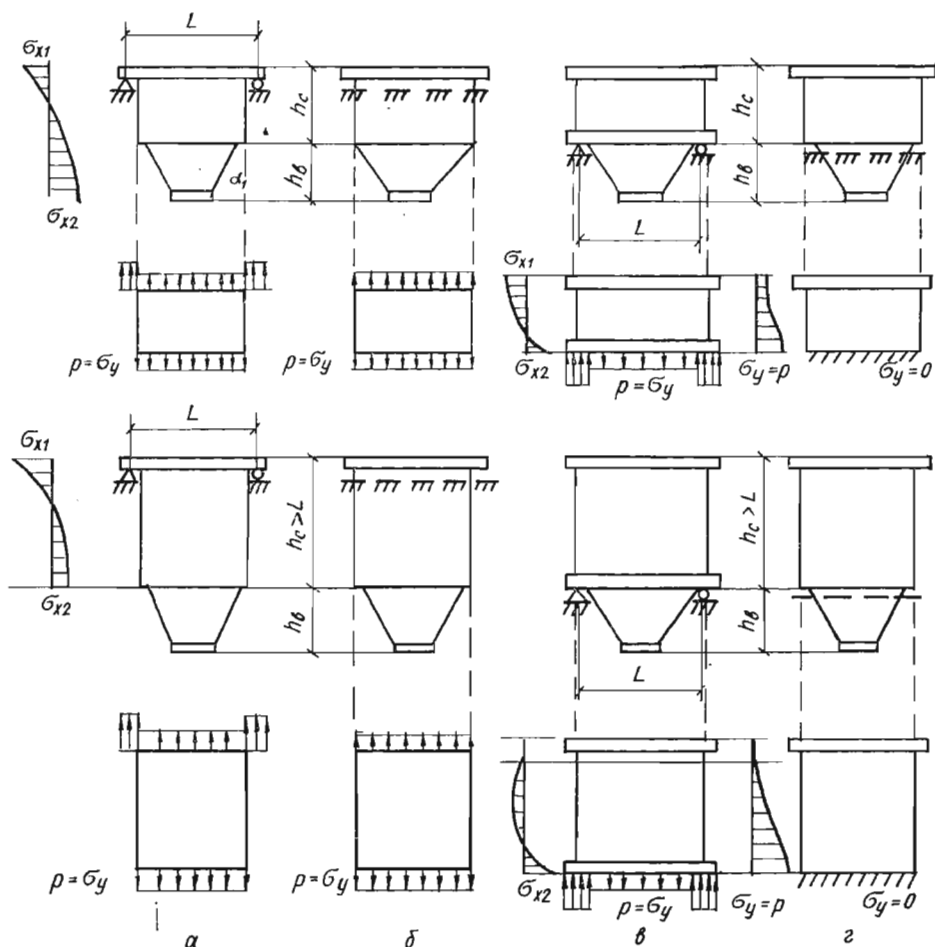


Рис. 12.18. Схемы расположения равномерно распределенных нагрузок и опор бункеров и влияние их на изменение напряжений в прямоугольных балках-стенках:

а — опирание четырьмя углами верхней обвязочной балки; б — непрерывное опирание по длине верхней обвязочной балки; в — опирание четырьмя углами средней обвязочной балки; г — непрерывное опирание по длине средней обвязочной балки.

напряжения σ_x в вертикальном сечении уменьшаются почти до нуля (рис. 12.18, в). В исследованиях по работе балок-стенок отмечено, что начиная с высоты, удаленной от нижней грани, равной пролету и выше, напряжений σ_x в вертикальном сечении стенки почти не будет. Следовательно в верхней обвязочной балке могут возникать нормальные сжимающие напряжения или напряжения, близкие к нулю. В средней обвязочной балке во всех случаях возникают нормальные растягивающие напряжения.

В прямоугольных стенках с нагрузкой, приложенной к верхней грани, независимо от отношения высоты стенки к пролету, в верхней обвязочной балке возникает сжатие, а в средней — растяжение.

При опирании обвязочных балок по периметру (рис. 12.18, б) нормальные напряжения σ_x для практических расчетов можно принять равными нулю.

В заключение статического расчета обвязочных балок бункера, состоящего из пирамидальной воронки и призматической части, следует к усилиям, полученным от горизонтальных нагрузок, прибавить сжимающие или растягивающие продольные силы, возникающие от общего изгиба. В отдельных случаях учитывают также и крутящие моменты в этих балках. Определение поперечных сил в обвязочных балках в бункерах-воронках и в пирамидально-призматических бункерах обязательно. После определения суммарных усилий производится расчет сечений.

Особенности расчета сборных железобетонных бункеров. Сборные железобетонные бункера после сварки стыков арматуры и заливки швов раствором или бетоном на мелком щебне становятся монолитными и расчет их, включая подбор сечений бетона и арматуры, производится теми же способами, что и для монолитных железобетонных бункеров. Дополнительно рассчитывают стыки

сборных элементов и проверяют на усилия, возникающие в процессе изготовления, хранения, транспортировки и монтажа.

Расчет стыков сводится к проверке прочности соединительных элементов (планок, накладок и т. д.). Их размеры должны обеспечивать наложение сварных швов достаточной длины. Стыки стержней арматуры рассчитываются по равнопрочности, т. е. на расчетные усилия

$$S_a = A_s R_s, \quad (12.35)$$

где A_s — площадь сечения стыкуемого стержня см^2 ; R_s — расчетное сопротивление арматуры для предельного состояния первой группы, Па.

Длина шва

$$l_w = \frac{S_a}{0,7h_w R_{wf}}, \quad (12.36)$$

где R_{wf} — расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва принимается согласно СНиП II-23-81.

Сборные плиты вертикальной части воронок в тяжелых бункерах большого размера и особенно при наличии достаточного количества одинаковых бункеров целесообразно проектировать с предварительным напряжением арматуры, что способствует значительной экономии арматуры и повышает трещиностойкость конструкций. При проектировании сборных железобетонных конструкций бункеров для обеспечения условий их изготовления, транспортировки и монтажа, требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона, надежности и прочности стыковых соединений выполняют конструктивные требования, п. 12.6.

12.4. Конструирование элементов железобетонных бункеров

Общие указания. Железобетонные элементы бункеров — вертикальные стены призматической части и наклонные стены воронок — рассчитывают на внецентренное растяжение из комбинаций усилий, полученных для ограниченного количества наиболее характерных точек. В связи с условностью методов определения усилий картина напряженного состояния конструкции весьма приближенная что необходимо учитывать при конструировании стен бункеров. Как показывает опыт, при работе бункеров наблюдается концентрация скатных растягивающих усилий в углах подвески, максимальная в бункерах-воронках и соответственно уменьшающаяся при увеличении высоты вертикальных стен. На равномерность распределения нагрузки влияет жесткость угла сопряжения вертикальных и наклонных стен. В низких и высоких бункерах вследствие некоторой податливости этого угла возникает перераспределение усилий и концентрация их к опорам, которая не учитывается расчетом.

В бункерах-воронках необходимо армировать наклонные ребра стержнями диаметром не менее 16 мм, выдерживающими всю наклонную составляющую реакции колонны по формуле (12.24). Стержни надежно заанкеривают в колонне. По длине ребра количество стержней может уменьшаться, причем не менее 25 % площади сечения до выпускного отверстия, где их соеди-

няют со стержнями, окаймляющими выпускное отверстие.

При конструировании воронок низких и высоких бункеров в наклонных ребрах предусматривают дополнительную арматуру в количестве, определяемом для общего случая несимметричного бункера по формуле

$$A_s = kS/R_s, \quad (12.37)$$

где k — коэффициент, принимаемый равным для бункеров низких 0,1, высоких 0,05; S — растягивающее усилие в ребре, определяемое по формуле (12.24), в которой опорная вертикальная реакция вычислена без учета собственного веса призматической части бункера.

Требования к анкерровке дополнительных стержней и уменьшению количества их по длине аналогичны приведенным для бункеров-воронок.

При конструировании низких и высоких бункеров обеспечивают восприятие вертикальных растягивающих усилий, стремящихся оторвать воронку, и определяемых на единицу длины стены по формулам (12.20). Предназначенные для этого стержни, располагаемые в верхнем сечении воронок вдоль ската, заводят в вертикальные стены призматической части бункера на размер не менее длины анкеровки l_{an} по СНиП 2.03-01-84.

Толщина вертикальных стен призматической части бункера должна быть одинаковой по всей высоте. Толщина наклонных стен воронок небольших бункеров рекомендуется также одинаковой не менее 150 мм. Если толщина их в верхней части воронок более 150 мм, целесообразно принимать их переменной толщины, возрастающей снизу вверх от 150 мм до расчетного значения. Предварительно толщину стен бункера можно назначать по формуле

$$t = (0,04 \dots 0,05) \sqrt{0,1M}, \quad (12.38)$$

где M — момент от местного изгиба из плоскости грани в Н · см; t — толщина, см.

В углах воронок с внутренней стороны рекомендуется устраивать вуты.

Для монолитных железобетонных бункеров назначают бетон классов В15 (М200), В20 (М250) и В25 (М300); для сборных — В25 (М300), В27,5 (М350) и В30 (М400).

Для предварительного напряженных элементов бункеров класс бетона принимают в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры по СНиП 2.03.01-84. Марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости должны быть не ниже указанных СНиП 2.03.01-84.

Для армирования применяют стержневую арматуру классов А-II и А-I, допускается А-III и арматурная проволока класса Вр-I. В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных элементов бункеров применяют арматурную проволоку классов В-II, Вр-II и арматурные канаты классов К-7 и К-19; стержневую арматуру классов А-V и А-VI; допускается стержневая арматура классов А-IV и А-IIв. При воздействии агрессивной среды используют преимущественно арматуру горячекатаную класса А-IV и термомеханически упрочненную классов Ат-VIк, Ат-Vск, Ат-IVк.

При выборе вида и марки стали для арматуры, устанавливаемой по расчету, а также прокатных сталей для закладных деталей учитываются темпе-

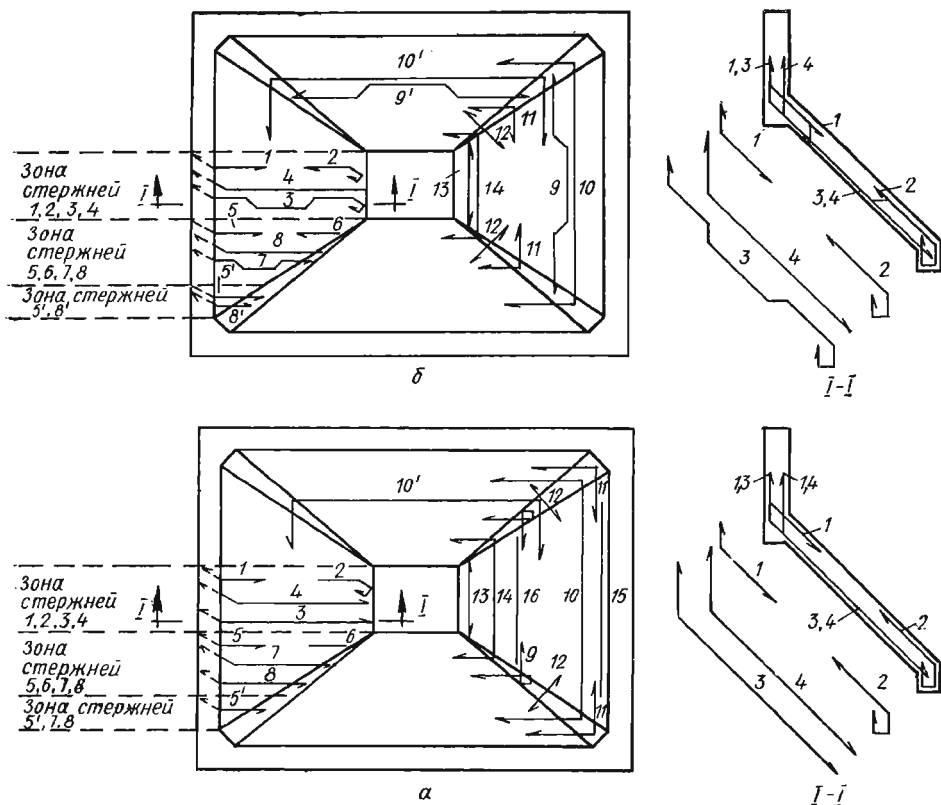


Рис. 12.19. Армирование наклонных стенок воронки бункера отдельными стержнями:
а — без отгибов; б — с отгибами.

татурные условия эксплуатации конструкций и характер их нагружения согласно СНиП 2.03.01-84. Для монтажных подъемных петель сборных железобетонных элементов бункеров применяют горячекатаную арматурную сталь класса марки 10Гт и класса А-1 марки ВСтЗсп2 и ВСтЗпс2. Если монтаж конструкций будет происходить при расчетной зимней температуре ниже -40°C , для монтажных петель не допускается применение стали марки ВСтЗпс2. Арматура для армирования железобетонных элементов бункеров должна отвечать требованиям соответствующих государственных стандартов или технических условий. Для закладных деталей и соединительных накладок используют прокатную углеродистую сталь соответствующих марок согласно СНиП 2.03-01-84.

Элементы бункеров армируют сварными сетками и каркасами с помощью контактной точечной, а стыковые соединения стержней диаметром 10 мм и более — контактно-стыковой сварки. Стыки арматуры на монтаже при диаметре стержней 20 мм и более выполняют ванной сваркой в инвентарных формах. Защитный слой бетона для рабочей арматуры бункеров назначают в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84.

Монолитные железобетонные бункера. Из всех типов бункеров наиболее жесткой конструкцией обладают монолитные железобетонные, рекомен-

дуемые при больших динамических нагрузках, а также для создания емкостей больших размеров и сложной конфигурации, загружаемых из опрокидывающихся вагонов кусковым материалом, падающим с большой высоты.

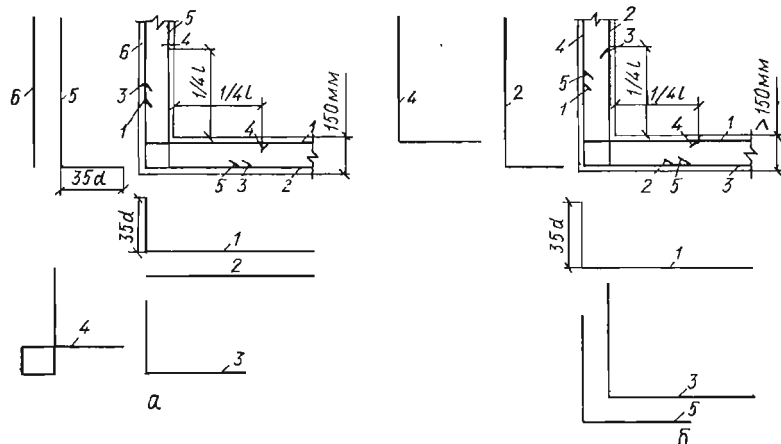
Монолитные бункера армируют сварными сетками и отдельными стержнями. Шаг стержней в арматурных сетках 100 или 200 мм в обоих направлениях. Армирование отдельными стержнями вертикальных и наклонных стенок воронок монолитных бункеров двойное, аналогичное армированию монолитных железобетонных плит, опертых по контуру, пролетные и опорные участки армируют отдельно. Диаметр рабочих стержней принимают по расчету, но не менее 6 мм. По углам воронки с внутренней стороны предусматривается устройство углов, обеспечивающих необходимую заделку стержней арматуры. Арматуру ставят в горизонтальном направлении и вдоль ската.

Применяется два способа армирования наклонных стен отдельными стержнями (рис. 12.19); при толщине стен до 150 мм включительно — раздельное без отгибов, более 150 мм — с отгибами стержней. Отгибы выполняют под углом 45° и располагают на расстоянии $\frac{1}{3} l_0$ от опоры (поперечной грани), где l_0 — пролет в свету на рассматриваемом уровне. Нижняя часть стен при ширине менее 1,5 м в горизонтальном направлении армируется без отгибов.

Горизонтальные стержни отгибаются в поперечные стенки воронки (рис. 12.20): при толщине стенок воронки менее 150 мм внутренние стержни переходят на наружную грань поперечных стенок на длину анкеровки, считая от внутренней грани воронки, наружные — на внутреннюю грань на $\frac{1}{4}$ пролета поперечной стенки в свету; при толщине стенок воронки более 150 мм внутренние стержни ставят, как указано выше, наружные — прямыми, в углах по внутренней грани — угловые стержни на $\frac{1}{4}$ пролета соответствующей стенки (в свету). В углах стенки по наружной грани располагают горизонтальные угловые стержни.

Рис. 12.20. Армирование угла воронки бункера отдельными стержнями при толщине стенок:

а — менее 150 мм; б — более 150 мм.



При наличии вута устанавливают дополнительные горизонтальные стержни по внутренней грани (см. рис. 12.19). Стержни, идущие вдоль ската, доводят до наклонного углового ребра, но в соседние поперечные стены не заводят.

Вертикальные стены монолитных бункеров армируют сварными сетками по наружной и внутренней граням стенок (рис. 12.21, а, б) с рабочей арматурой в двух направлениях. Горизонтальные стержни сеток заанкеривают в колоннах. Наклонные стенки воронок армируют, так же равномерно распределяя стержни с рабочей арматурой в обоих направлениях. В зоне наибольших усилий ставят дополнительные стержни. Стержни наружных стенок монолитной воронки надежно заанкеривают в углах воронки, устанавливая дополнительные гнутые сетки (рис. 12.21, в), анкерующие стержни которой назначают по расчету на опорный момент стенки воронки.

Внутренние сетки стенок воронок для заанкеривания в углах выполняют с последующим отгибом концов стержней. Поскольку отогнутые концы стержней невозможно завести на необходимую длину анкеровки, она обеспечивается устройством вута, армированного дополнительными горизонтальными стержнями (рис. 12.22).

Выпускное отверстие бункера армируют отдельным арматурным каркасом, который состоит из нескольких замкнутых арматурных колец, огибающих отверстие, с приваренной к ним поперечной арматурой, расположенной вдоль ската (рис. 12.23). Если крепление затвора требует болтов или закладных элементов, то их также вводят в состав каркаса. При установке каркаса выпускного отверстия обеспечивают надежное

соединение его с угловыми стержнями основного каркаса воронки или с заменяющими их уголками.

При армировании воронок сварными сетками с приваркой наружных сеток к уголку, располагаемому вдоль ребра воронки, уголок учитывается в качестве требуемой угловой арматуры и должен быть заанкерен в колонне, снизу к нему приваривают стержни выпускного отверстия.

При выполнении всех конструктивных элементов в монолитном железобетоне рекомендуется одновременное бетонирование несущих конструкций — колонн и вертикальных стенок. Бетонирование монолитной железобетонной воронки может

производиться во вторую очередь. При неодновременном бетонировании колонн и вертикальных стенок бункеров в колоннах предусматривают горизонтальные выпуски арматуры, равные площади горизонтальной арматуры вертикальных стенок.

Сборные железобетонные бункера. Основной принцип проектирования сборных железобетонных бункеров — создание монолитности конструкции, обеспечивающей равнопрочность сечений по стыку и сборному элементу. Сварка — преимущественный способ соединения сборного железобетонного бункера.

Арматуру сваривают с закладными деталями и при монтаже соединяют с помощью стыковых накладок с последующей заливкой швов раствором или бетоном. Таким образом обеспечивается достаточная прочность и монолитность конструкции. Закладные детали соединяются между собой поперечинами из полосовой стали и привариваются с обеих сторон железобетонного элемента. В случае больших сдвигающих усилий в месте стыка к закладным деталям дополнительно приваривают штыри из круглой или полосовой стали (рис. 12.24). Тип сварного соединения стержневой арматуры с плоскими элементами сортового проката выбирать по СНиП 2.03.01-84.

Сечение соединительных элементов должно обеспечивать равнопрочность и достаточную жесткость стыковых соединений. Для этого ширина закладного элемента должна приниматься $10d$, (d — диаметр привариваемых стержней), толщина пластины согласно указаниям СНиП 2.03.01-84 и в соответствии с требованием сварки, но не менее 4 мм.

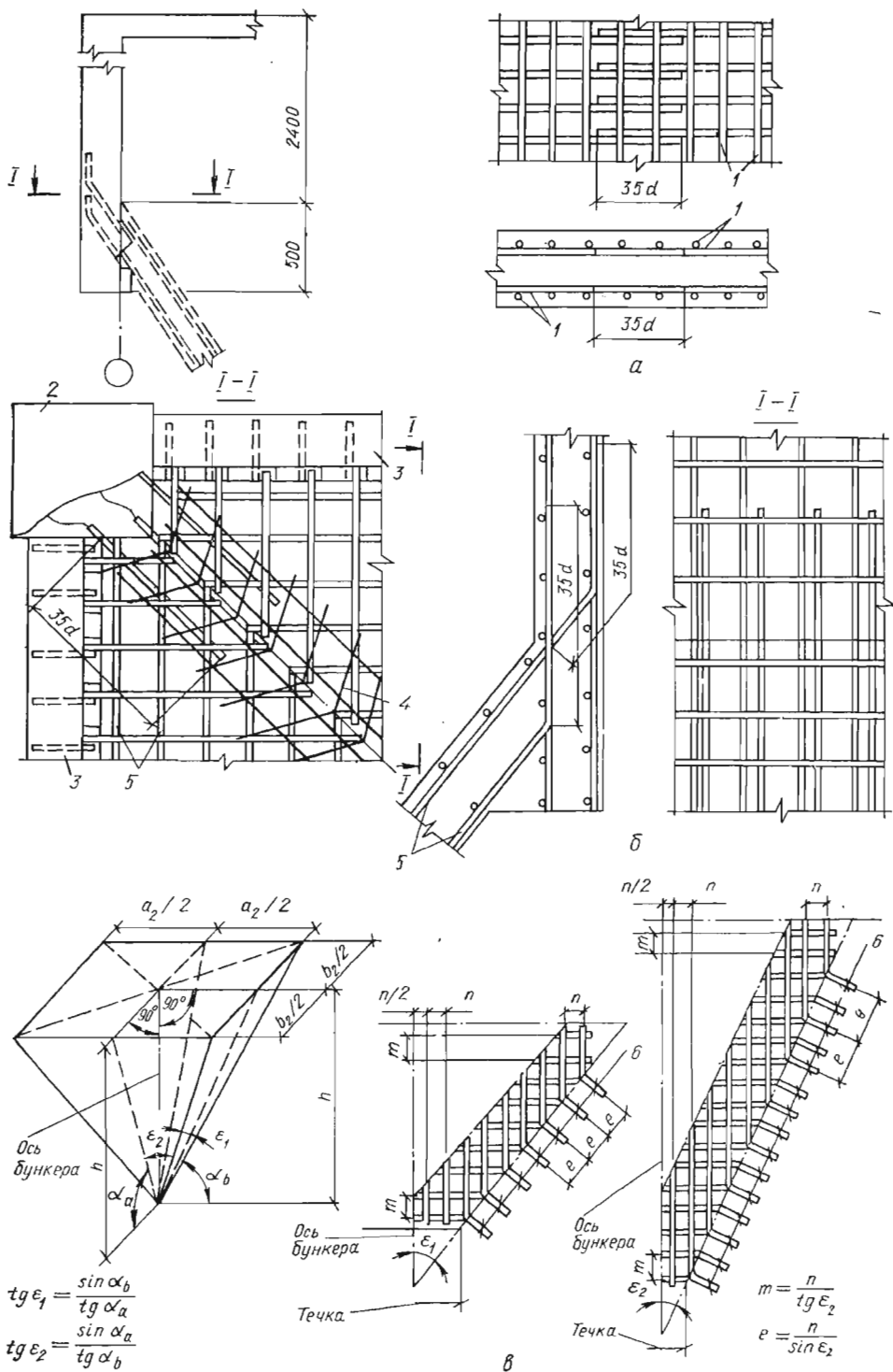


Рис. 12.21. Армирование монолитного бункера сварными сетками:

а — сопряжение сеток вертикальной стенки бункера; **б** — сопряжение сетки вертикальной стенки бункера с наклонной стенкой воронки; **в** — разбивка арматурных сеток при армировании воронок; **г** — арматура стенки; **д** — железобетонная колонна; **е** — закладная деталь в стенке бункера; **ж** — стыковочная сетка; **з** — арматура воронки; **и** — сваренные между собой отгибы вертикальных и горизонтальных стержней;

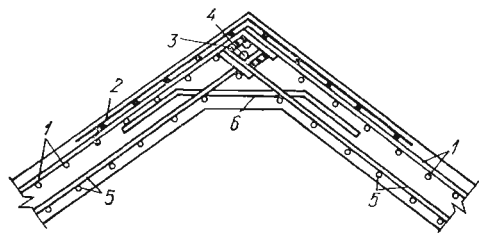


Рис. 12.22. Анкеровка наружных сеток в углу воронки с помощью дополнительной сетки:

1 — наружная сетка воронки; 2 — дополнительная сетка; 3 — сварка отогнутых горизонтальных и вертикальных стержней; 4 — угловой стержень пространственного каркаса; 5 — внутренняя сетка воронки; 6 — дополнительные горизонтальные стержни.

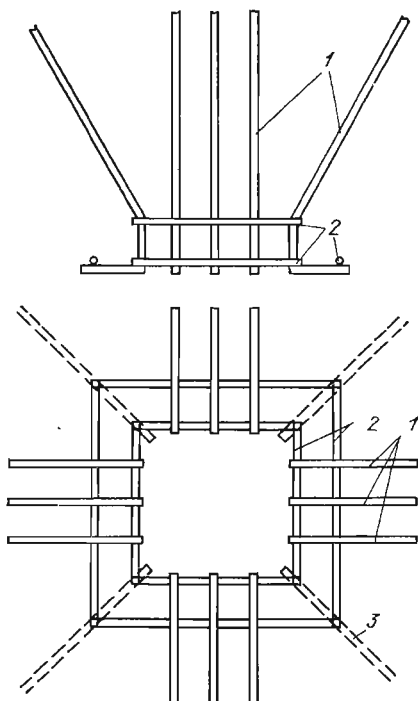


Рис. 12.23. Арматурный каркас выпускного отверстия бункера:

1 — арматура вдоль ската; 2 — замкнутые арматурные кольца; 3 — стержни основного каркаса воронки.

Уменьшение деформативности стыка и увеличение жесткости выполненной конструкции достигается замоноличиванием всех стыков бетоном на мелком заполнителе. Марка бетона для замоноличивания стыков должна быть не менее марки бетона стыкуемых сборных элементов бункера. Вертикальные стенки сборных бункеров соединяют с колоннами до монтажа элементов воронки. К колоннам их крепят с помощью стыковых накладок, привариваемых к закладным деталям в сборной стенке и в колонне (рис. 12.25, а).

Наклонные плоские стенки воронок присоединяются к вертикальным стенкам призматической

части бункеров с помощью стыковых соединительных элементов (рис. 12.25, б, в).

При проектировании стыков сборных железобетонных элементов бункеров руководствуются СНиП 2.03.01-84. Особое внимание обращают на выбор рационального членения бункера на монтажные элементы, узлов сопряжений этих элементов и опорных. Элементы или укрупненные при монтаже из элементов части бункеров назначают в зависимости от способов монтажа и грузоподъемности монтажных механизмов, допускаемых габаритов, условий транспортирования и изготовления. При этом на всех стадиях изготовления, транспортирования и монтажа обеспечивается прочность, жесткость и устойчивость элементов и частей конструкций бункера.

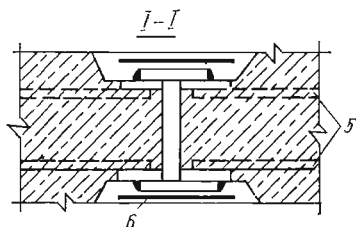
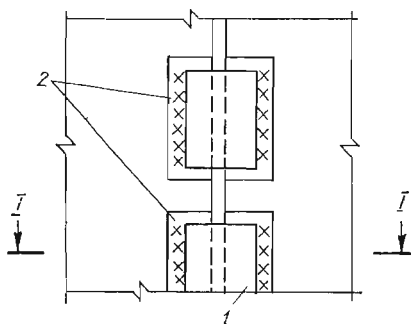
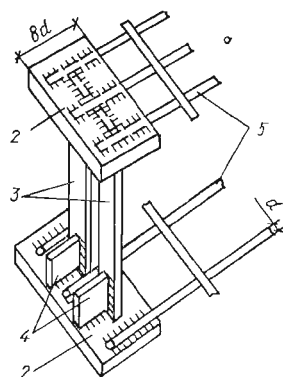


Рис. 12.24. Соединение сборных железобетонных плоских стенок бункеров:

1 — стыковые накладки; 2 — соединительные планки; 3 — поперечины; 4 — штыри; 5 — арматура стенок; 6 — сетка бетона замоноличивания.

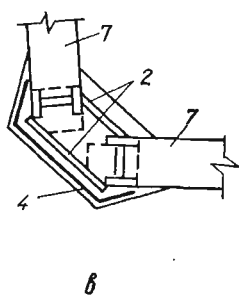
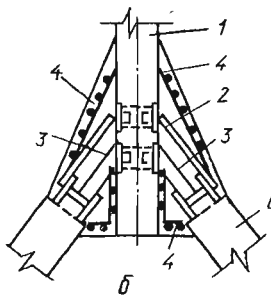
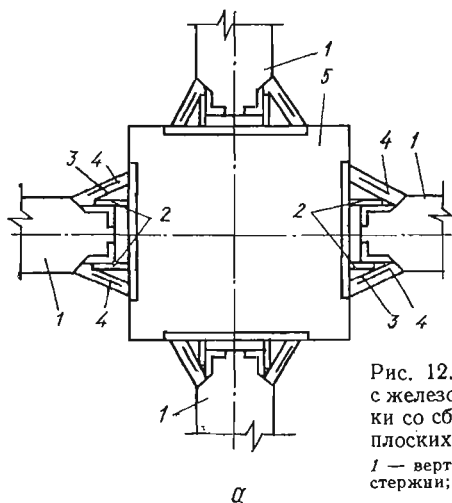


Рис. 12.25. Сопряжение сборных вертикальных стенок бункеров с железобетонной колонной (а), наклонных плоских стенок воронки со сборными железобетонными вертикальными стенками (б) и плоских сборных железобетонных стенок воронки между собой (в): 1 — вертикальная стенка; 2 — соединительные планки; 3 — монтажные стержни; 4 — сетка; 5 — колонна; 6 — наклонные стенки; 7 — сборные стенки воронки.

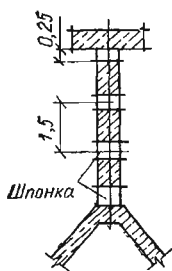


Рис. 12.26. Двойная сборно-моноклитная вертикальная стенка.

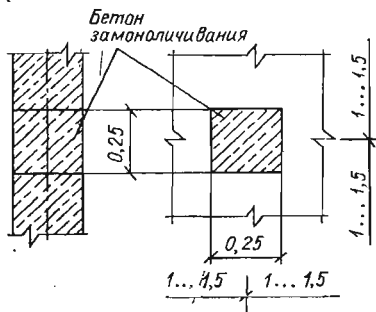


Рис. 12.27. Соединительная шпонка.

Перед установкой сборных элементов на горизонтальные поверхности полок предусматривается подливка цементным раствором состава 1 : 3. При таком опирании отпадает необходимость в соединении элементов болтами или монтажной сваркой. Двойные вертикальные стенки сборных бункеров (рис. 12.26) включают в совместную работу и рассчитывают на эксплуатационные нагрузки как цельные сборно-моноклитные стенки. Для этого рекомендуется устраивать моноклитные железобетонные шпонки толщиной, равной двойной толщине смежных стенок; два других размера шпонок устанавливают расчетом на срез от максимального нагружения одного из смежных бункеров. Конструктивно эти размеры задают примерно $0,25 \times 0,25$ м на расстоянии по высоте и по горизонтали через 1...1,5 м (рис. 12.27).

Класс бетона шпонок и стенок по прочности принимают одинаковым. При изготовлении сборных вертикальных стенок бункеров оставляют отверстия ($0,25 \times 0,25$ м) для заполнения их моноклитными железобетонными шпонками по окончании монтажа бункеров.

12.5. Особенности расчета и конструирования стальных бункеров

Определение усилий в элементах бункеров. Пирамидально-призматические бункера по расчетной схеме и характеру передачи нагрузки на опоры можно разделить на две разновидности: с развитой призматической частью и с малой высотой призматической части (в виде воронки). Бункера с развитой призматической частью в виде вертикальной балки достаточной высоты, способной воспринять нагрузку от заполнения бункера и передать ее на опоры, наиболее распространены. При этом нагрузка на балки от воронки передается по периметру примыкания и крепление стенок воронки к вертикальным балкам назначается по расчету. Наклонные стенки бункера сваривают без вспомогательных элементов. В некоторых случаях наклонные угловые ребра выполняют из размахованного уголка для удобства соединения стенок.

При малой высоте призматической части или решении бункера в виде воронки нагрузка от заполнения передается на опоры в углах бункера с помощью несущего каркаса — пространственной системы. Каркас состоит из наклонных угловых ребер и горизонтальных элементов, которые обеспечивают передачу нагрузки на угловые ребра, рассчитываемые на восприятие растягивающих усилий по формуле (12.24). В связи с уменьшением усилий в ребре книзу в больших бункерах сечение угловых ребер допускается уменьшать к выпускному отверстию.

При действии растягивающего усилия в ребре в уровне верха воронки возникают горизонтальные сжимающие усилия (см. рис. 12.11), опреде-

ляемые по (12.25). Усилия воспринимаются горизонтальными элементами каркаса, которые сходятся в узле крепления наклонного ребра. Нижние концы угловых ребер связываются между собой элементами выпускного отверстия.

Ребра жесткости разбивают листовую обшивку бункера на отдельные панели. Метод расчета листовой обшивки зависит от расположения ребер жесткости. При расчете листов прямоугольных панелей применяется метод расчета прямоугольных пластин, нагруженных равномерным давлением, расчете листов трапециевидальных панелей применяется способ условного преобразования их в прямоугольные (см. рис. 12.10, а). При этом размеры преобразованного прямоугольника определяются по формулам (12.21). Лист обшивки на участке между ребрами жесткости представляет собой упруго защемленную на опорах однопролетную пластину. Однако в связи с возможностью возникновения на опорах фибровой изгибной текучести материала принимают в качестве граничных условий опирания неподвижные шарниры.

При горизонтальных ребрах жесткости воронки (рис. 12.28) обшивка бункера работает на местный изгиб из плоскости грани под действием нормального давления материала заполнения, которое определяется по формуле (12.14), а также испытывает действие скатных растягивающих усилий. Горизонтальные растягивающие усилия при этом не учитываются, так как они воспринимаются ребрами.

Нагрузка на пластину от нормального давления изменяется по высоте по закону трапеции. Для расчета пластины принимается среднее равномерно распределенное давление на соответствующих горизонтальных ребрах, служащих опорами пластины,

$$p_n = \frac{p_{n1} + p_{n2}}{2} \quad (12.39)$$

Максимальный изгибающий момент действует в середине пролета пластины в направлении меньшей стороны и для полосы шириной, равной единице, определяется по формуле

$$M_i = M_i - n_i f, \quad (12.40)$$

где M_i — изгибающий момент для простой балки в середине пролета; n_i — предельная растягивающая сила (кН/м);

$$n_i = \sqrt[3]{\frac{Et}{1-\mu^2} \frac{p_n^2 c_i^2}{24}}; \quad (12.41)$$

E — модуль упругости стали, кПа; t — толщина стенки бункера, м; μ — коэффициент Пуассона; c_i — расстояние между ребрами, м; f — прогиб в середине пролета м,

$$f = \frac{4 p_n c_i^2}{\pi^3 (n_i + n_E)},$$

где

$$n_E = \frac{\pi^2 E I}{c_i^2 (1 - \mu^2)}. \quad (12.42)$$

Растягивающие скатные (продольные) усилия на единицу длины в обшивке от массы сыпучего

равны (в сечении II—II середины рассматриваемой панели):

$$\begin{aligned} n_1 &= \frac{G_2 \delta_x \delta_y}{2(a_i + b_i) \sin \alpha_4}; \\ n_2 &= \frac{G_2 (2 - \delta_x) \delta_y}{2(a_i + b_i) \sin \alpha_1}; \\ n_3 &= \frac{G_2 (2 - \delta_x) (2 - \delta_y)}{2(a_i + b_i) \sin \alpha_2}; \\ n_4 &= \frac{G_2 \delta_x (2 - \delta_y)}{2(a_i + b_i) \sin \alpha_3}, \end{aligned} \quad (12.43)$$

где G_2 — вес сыпучего, Н при полной загрузке бункера (в сечении II—II см. рис. 12.8, б); a_i , b_i — размеры воронки бункера в сечении II—II, м; δ_x , δ_y — по табл. 12.2; $\alpha_1 \dots \alpha_4$ — углы наклона стенок воронки (см. рис. 12.3).

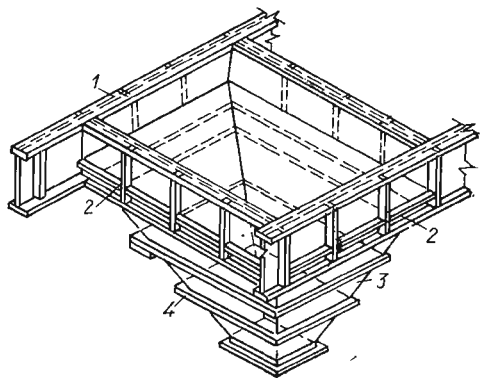


Рис. 12.28. Общий вид стального пирамидально-призматического бункера:

1 — вертикальная стенка бункера; 2 — вертикальные и горизонтальные ребра жесткости; 3 — воронка; 4 — ребра жесткости воронки.

Для расчета принимается наибольшее из средних скатных растягивающих усилий.

Растягивающее скатное напряжение на единицу длины

$$\sigma_p = \frac{n_{mt}}{t}, \quad (12.44)$$

где t — толщина обшивки.

Проверка прочности обшивки бункера с учетом пластичных свойств стали:

$$\frac{5M_i}{\delta^2} + \left(\frac{N_i}{t} + \sigma_p \right)^{3/2} \leq R_y \gamma_c, \quad (12.45)$$

где R_y — расчетное сопротивление стали (кПа) растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести принимается по СНиП II-23-81; γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый: для обшивки, не защищенной футеровкой, 0,8; защищенной футеровкой 1.

Предельный прогиб пластины от нормативной нагрузки не должен превышать $1/60$ ее пролета. Прогиб листа обшивки призматической части бункера в связи с тем, что обшивка в этом случае служит стенкой вертикальной балки, не должен превышать $1/100$ пролета пластины. Горизон-

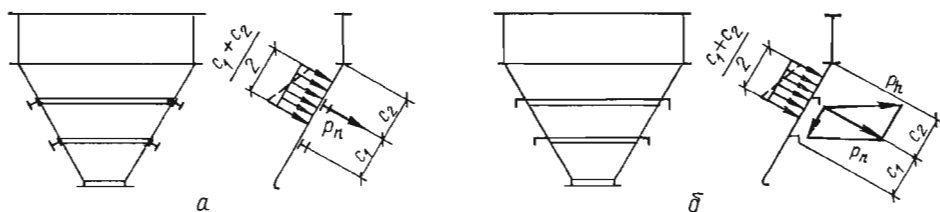


Рис. 12.29. Схема бункера с горизонтальными ребрами жесткости воронки:
а — свободно опертые, перпендикулярные к обшивке; б — соединяемые в углах.

тальные ребра жесткости воронки бункера проектируют двух типов. В малых и средних бункерах их располагают перпендикулярно к обшивке и в углах не соединяют (рис. 12.29, а); горизонтальные растягивающие усилия в этом случае передаются через швы крепления обшивок смежных граней. В тяжелых бункерах их соединяют в углах пересечения, образуя замкнутую раму. Для решения углового узла ребра жесткости располагают в горизонтальной плоскости под углом к плоскости обшивки (рис. 12.19, б).

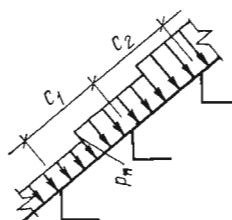


Рис. 12.30. К расчету ребер жесткости бункера.

Горизонтальные ребра жесткости воронки бункера рассчитывают на изгиб от нагрузки, передаваемой обшивкой, и на горизонтальные растягивающие усилия от нормального давления на примыкающие поперечные стены, которые передаются на рассматриваемые ребра в углах бункера. Нагрузку на ребро от нормального давления засыпки собирают с двух смежных полупролетов обшивки. Горизонтальное растягивающее усилие в ребре определяют умножением горизонтального растягивающего усилия на единицу длины рассматриваемой стены по скату, которое находится по формуле (12.19), на полусумму значений

примыкающих к ребру пролетов обшивки (рис. 12.30).

Если горизонтальные ребра не соединяются между собой в углах воронки, то изгибающий момент в них определяется, как в однопролетной балке (рис. 12.31, а):

$$M_a = 0,125 p_{na} a^2,$$

где a — пролет рассматриваемого ребра, м.

Узловые изгибающие моменты в случаях, когда горизонтальные ребра жестко соединяются в углах, образуя горизонтальную замкнутую прямоугольную раму (рис. 12.31, б),

$$M_{узл} = \frac{p_{na} a^3 + p_{nb} b^3}{12(a + b)}, \quad (12.46)$$

где p_{na} и p_{nb} — горизонтальные составляющие (Н/м) нормальных давлений, действующих на соответствующее ребро (рис. 12.29), при этом вторая составляющая разложения в расчет не берется

$$p_{na} = \frac{p_{na}}{\sin \alpha_1}; \quad p_{nb} = \frac{p_{nb}}{\sin \alpha_2};$$

α_1 и α_2 — углы наклона к горизонту соответственно стен пролета a и b .

Для квадратных в плане симметричных бункеров

$$M_{узл} = \frac{p_{na} a^2}{12}. \quad (12.47)$$

Пролетные изгибающие

$$M_a = 0,125 p_{na} a^2 - M_{узл}; \quad (12.48)$$

$$M_b = 0,125 p_{nb} b^2 - M_{узл}. \quad (12.49)$$

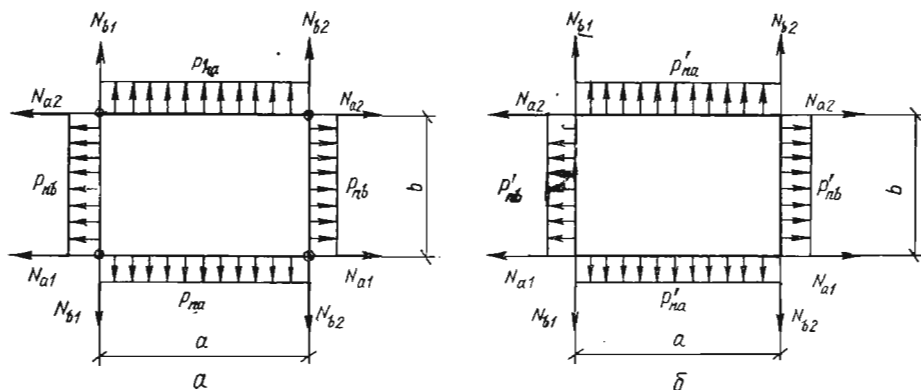


Рис. 12.31. Расчетные схемы горизонтальных ребер жесткости воронки бункера:
а — свободно опертые; б — соединяемые в углах.

Для обоих случаев решения горизонтальных ребер жесткости нагрузки на ребра противоположных граней воронки с разными углами наклона к горизонту принимают одинаковыми по большому значению.

Сечения ребер жесткости воронки подбирают на основе расчета на внецентренное растяжение с учетом пластических свойств стали

$$\left(\frac{N}{AR_y}\right)^{3/2} + \frac{M}{cWR_y} \leq 1, \quad (12.50)$$

где A — площадь сечения ребра, м^2 , с примыкающей к нему частью обшивки, равной $30\delta \sqrt{\frac{210}{R_y}}$;

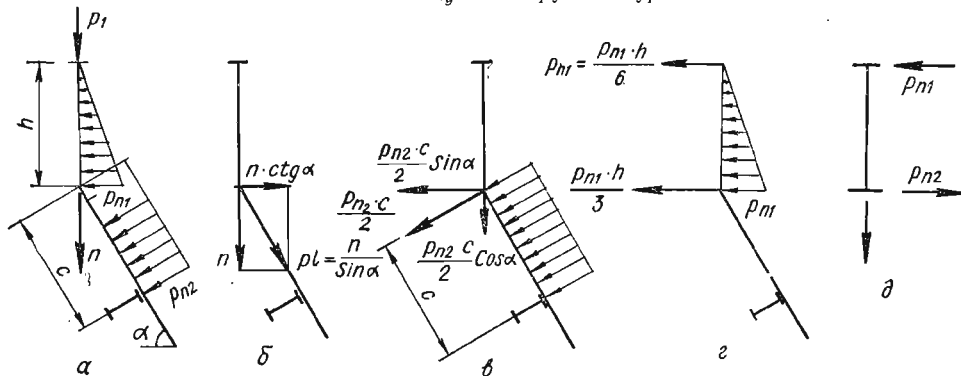


Рис. 12.32. Схемы нагрузок на вертикальную балку бункера:

а — вертикальная; б — горизонтальная составляющая скатного усилия; в — горизонтальная составляющая от нормального давления на обшивку воронки; г — горизонтальная составляющая от нормального давления засыпки на вертикальную стенку; д — суммарные горизонтальные нагрузки на пояса балки.

W — минимальный момент сопротивления сечения относительно оси, параллельной обшивке.

Коэффициент c определяется в зависимости от угла наклона стенки воронки; при $\alpha \leq 30; 50; 70^\circ$ соответственно $c = 1,3; 1,2; 1,1$; при $\alpha \geq 80^\circ$ $c = 1$. Промежуточные значения коэффициентов c определяются интерполяцией.

Прогиб ребра не должен превышать $1/250$ его пролета.

Вертикальные балки призматической части бункера рассчитывают как однопролетные с пролетами a и b , шарнирно-оперты. Частичным защемлением на опорах и в местах пересечения балок в расчетах пренебрегают. Обшивка воронки при этом в работе балок не учитывается, что также идет в запас прочности.

Расчет производится:

на изгиб в вертикальной плоскости, на нагрузки от собственного веса элементов бункера и сыпучего материала заполнения, а также на нагрузки от надбункерного перекрытия;

на действие нормального давления сыпучего материала заполнения на вертикальную и наклонную стены, которое вызывает изгиб обшивки из плоскости грани стен и воспринимается горизонтальными поясами балки;

на действие горизонтальных растягивающих усилий от нормального давления на примыкающие поперечные стены, которые также воспринимаются горизонтальными поясами балки.

Вертикальная нагрузка на балку (рис. 12.32, а) принимается равномерно распределенной, опре-

деляемой для середины пролета по формуле

$$p = g + n + p_1 + \frac{p_{n2}c}{2} \cos \alpha, \quad (12.51)$$

где g — расчетная равномерно распределенная нагрузка от собственного веса конструкций, кН/м ; n — вертикальные растягивающие усилия на единицу длины балки, Н/м , в призматической части бункера на уровне примыкания воронки, — определяемые по формулам (12.20); p_1 — нагрузка от надбункерного перекрытия, Н/м .

Четвертое слагаемое в формуле (12.51) представляет собой вертикальную составляющую нагрузки на уровне нижнего пояса балки от нор-

мального давления на обшивку верхней панели воронки бункера.

Максимальные изгибающие моменты от вертикальной нагрузки, $\text{кН} \cdot \text{м}$:

$$M_a = \frac{pa^2}{8}; \quad M_b = \frac{pb^2}{8}. \quad (12.52)$$

Нормальное давление сыпучего материала заполнения на вертикальную стену, действующее по закону треугольника, распределяется между верхним и нижним горизонтальными поясами вертикальной балки:

для верхнего горизонтального пояса (рис. 12.32, в) на единицу длины балки

$$p_{h1} = \frac{p_{n1}h}{6}, \quad (12.53)$$

для нижнего пояса (рис. 12.32, д) на единицу длины балки

$$p_{h2} = n \operatorname{ctg} \alpha - \frac{p_{n1}h}{3} - \frac{p_{n2}c}{2} \sin \alpha. \quad (12.54)$$

В формуле (12.54) первый член представляет собой горизонтальную составляющую скатного усилия (рис. 12.32, б), второй — горизонтальную нагрузку на нижний пояс балки от нормального давления засыпки на вертикальную стену (рис. 12.32, в), третий — горизонтальную составляющую нагрузки от нормального давления на обшивку верхней панели воронки бункера (рис. 12.32, в).

Изгибающие моменты (кН · м) в поясах балки от горизонтальных нагрузок:

$$M_{ah} = \frac{\rho_{h1} (\rho_{h2}) a^2}{8}; \quad M_{bh} = \frac{\rho_{h1} (\rho_{h2}) b^2}{8}. \quad (12.55)$$

Кроме изгиба в поясах балки возникают горизонтальные растягивающие усилия от нормального давления на примыкающие поперечные стены, которые передаются на рассматриваемые горизонтальные пояса в углах бункера и пред-

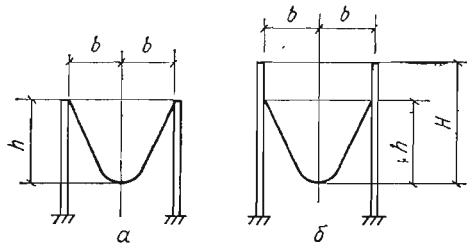


Рис. 12.33. Схема гибкого бункера без призматической (а) и с призматической (б) частью.

ставляют собой реакции соответствующих горизонтальных поясов поперечных стен:

$$S_{ah} = \frac{\rho_{h1} (\rho_{h2}) a}{2}; \quad S_{bh} = \frac{\rho_{h1} (\rho_{h2}) b}{2}. \quad (12.56)$$

Напряжения в поясах балки определяются по формуле

$$\frac{M_{a(b)}}{W_6} + \frac{M_{a(b)}^r}{W_n} + \frac{S_{a(b)h}}{A_f} \leq R_y, \quad (12.57)$$

где W_6 — момент сопротивления балки, м^3 ; W_n и A_f — момент сопротивления и площадь сечения полки, м^3 и м^2 .

Для стенки балки напряжения от нагрузки p суммируются с соответствующими напряжениями от местного изгиба из плоскости грани под действием нормального давления сыпучего материала заполнения, при расчете ее как пластины.

Стенки балок укрепляются против потери устойчивости ребрами жесткости, которые назначаются в соответствии с требованиями СНиП II-23-81. Обычно вертикальные ребра жесткости в призматической части бункера ставятся на расстоянии, равном ее высоте, но не реже чем через 1,5...2 м. Вертикальные ребра жесткости призматической части бункера рассчитывают как свободно лежащую балку, нагруженную треугольной нагрузкой и сжимаемую вертикальными поперечными силами бункерной балки. При расчете в сечении ребра вводят часть обшивки на участке

шириной по $15t \sqrt{\frac{210}{R_y}}$ в каждую сторону от ребра, где R_y — по табл. 51 СНиП II-23-81.

В высоких балках (при $\frac{h}{t} > 160$) устойчивость стенки на действие нормальных напряжений может быть не обеспечена. В этом случае при работе балки на вертикальные нагрузки в расчетное сечение вводят только примыкающие к полкам участки стенки высотой $15t \sqrt{\frac{210}{R_y}}$.

Устойчивость стенки проверяется на действие только касательных напряжений.

$$\frac{\tau}{\tau_{cr}} \leq 1, \quad (12.58)$$

где τ — среднее касательное напряжение, равное $\frac{Q}{h}$; Q — среднее значение поперечной силы в пределах отсека, H ; τ_{cr} — критическое напряжение, определяемое по формуле (76) СНиП II-23-81.

Стенка также проверяется на срез

$$\frac{1,5Q_{\max}}{h} \leq R_s, \quad (12.59)$$

где R_s — расчетное сопротивление стали сдвигу, кПа , (по СНиП II-23-81).

В гибких бункерах (рис. 12.33) по торцам устанавливают жесткие вертикальные стенки, соединяемые с оболочкой длинными тяжами, которые позволяют исключить влияние жесткой стенки на работу гибкой параболической оболочки. Каркасные ребра могут быть только у торцевых стенок; параболические стенки не требуют каркасных ребер, так как при наличии последних в местах обшивки бункера возникнут напряжения местного изгиба, и таким образом, исчезнет отличное преимущество параболических бункеров — отсутствие напряжений изгиба в параболических стенках. Благодаря работе стенок на растяжение гибкие бункера относят к числу наиболее экономичных по расходу стали. Профиль гибкого бункера рассчитывается как гибкая нить, нагруженная собственным весом бункера и весом его содержимого.

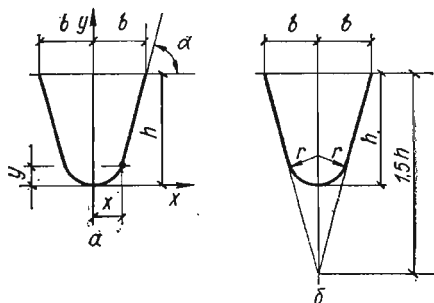


Рис. 12.34. Направляющая кривая (параболическая) оболочки гибкого бункера (а) и графическая аппроксимация формулы (12.6) (б).

Уравнения профиля (рис. 12.34, а) могут быть выражены следующими зависимостями, имеющими наибольшее распространение:

$$y = \frac{h}{2} \left[3 \left(\frac{x}{b} \right)^2 - \left(\frac{x}{b} \right)^3 \right]; \quad (12.60)$$

$$y = h \left(\frac{x}{b} \right)^2, \quad (12.61)$$

где b ; y — координаты точек профиля; h — высота бункера; b — половина ширины бункера.

Радиус кривизны профиля бункера в нижней его части

$$r = \frac{b^2}{3h}. \quad (12.62)$$

Угол наклона касательной к любой точке профиля

$$\operatorname{tg} \alpha_x = \frac{3 \cdot h_x}{b^2} \left(1 - \frac{x}{2b}\right).$$

Угол наклона касательной в верхней точке профиля

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3h}{2b}. \quad (12.64)$$

Площадь поперечного сечения бункера и его объем

$$A = 1,25hb; \quad V = 1,25hbl, \quad (12.65)$$

где l — длина бункера.

Площадь параболической поверхности, m^2 ,

$$A_{\text{п}} = \frac{k_{\text{пр}} bl}{2}, \quad (12.66)$$

где $k_{\text{пр}}$ — коэффициент пропорциональности (табл. 12.11).

Расчет стенок гибких (параболических) бункеров выполняется из условия их работы только на растяжение подобно гибким нитям. Максимальная растягивающая сила наблюдается в верхних точках стенок бункеров, т. е. в местах их подвеса к продольным бункерным балкам, и определяется через вертикальную и горизонтальную реакции оболочки на единицу ее длины:

$$S_{Vl} = \frac{5}{8} \gamma hb; \quad S_{hl} = \frac{5}{12} \gamma b^2; \quad (12.67)$$

$$n = \sqrt{S_{Vl}^2 + S_{hl}^2}. \quad (12.68)$$

Толщина стенки бункера

$$t = \frac{h}{R_y}. \quad (12.69)$$

Расчет бункерных балок гибких бункеров производят аналогично расчету балок пирамидально-призматических бункеров.

Элементы торцовых стенок, а также сплошных поперечных диафрагм, расположенных внутри бункера, рассчитывают на горизонтальное давление сыпучего материала аналогично плоским стенкам воронки жестких бункеров. При расчете гибких бункеров с жесткими разгрузочными воронками учитывают действие изгибающих моментов, возникающих в месте сопряжения стенки с жесткой воронкой и продольными несущими балками.

При конструировании гибкого бункера из отдельных полос настил или футеровку рассчитывают как неразрезную балку на изгиб от давления сыпучего материала, нормального к поверхности настила, с пролетами, равными расстоянию между полосами в свету.

Рекомендации по конструированию. Материалы и соединения для несущих конструкций стальных бункеров принимают в соответствии с указаниями СНиП II-23-81.

Для бункеров, возводимых в районах с расчетной температурой выше 30°C , и при отсутствии

на них нагрузок от подвижных составов применяют сталь ВСтЗкп2 по ГОСТ 380—71*; при температурах от -30 до -40° — ВСтЗпс6 по ГОСТ 380—71*.

Для оболочки гибких бункеров рекомендуется применение стали повышенной прочности.

При строительстве бункеров в Северной климатической зоне, а также при соответствующем технико-экономическом обосновании и при строительстве в районах с расчетной температурой наружного воздуха выше -40° несущие конструкции проектируют из низколегированных сталей.

Т а б л и ц а 12.11. Расчетные данные для параболических бункеров

Отношение высоты бункера к ширине $h/2b$	Угол наклона касательной в верхней точке профиля α	Коэффициент пропорциональности $k_{\text{пр}}$
1/3; 0,333	45°	1,230
3/8; 0,375	$48^\circ 20'$	1,283
7/16; 0,437	$52^\circ 40'$	1,367
1/2; 0,500	$56^\circ 20'$	1,457
3/5; 0,600	61°	1,612
2/3; 0,667	$63^\circ 20'$	1,719
3/4; 0,750	66°	1,858

Конструкции бункеров выполняют сварными с соединениями элементов встык из условия равнопрочности. Соединения внахлестку допускаются как монтажные при невозможности надежной подгонки примыкающих элементов. Соединения со стыковыми накладками не рекомендуются.

Минимальная толщина обшивки бункера 6 мм. Ребра жесткости привариваются к листам обшивки и стенкам балок непрерывными односторонними сварными швами или двусторонними прерывистыми. Внутренняя поверхность обшивки бункера не должна иметь выступающих частей (полок, ребер, скоб и т. д.), способствующих образованию сводов и зависаний сыпучего материала.

С целью улучшения условий истечения сыпучего материала углы между гранями воронок могут быть скруглены приваркой в углах специальных гнутых стальных листов. Верхние пояса поперечных балок (распорок) лотковых и гибких бункеров защищают от ударов сыпучего.

Форма и размеры отправочных марок, установленные в проекте, должны соответствовать габаритам железнодорожного подвижного состава.

Стенки бункерных балок укрепляют вертикальными и горизонтальными ребрами жесткости; обшивку воронок — горизонтальными, используя при этом прокатные сечения из равнобоких уголков или половин двутавра; шаг ребер жесткости в пределах 0,5...2 м. Основные узлы сопряжений элементов конструкций пирамидально-призматического бункера представлены на рис. 12.35.

Принципиальные конструктивные решения лотковых бункеров аналогичны соответствующим решениям пирамидально-призматических бункеров.

Продольные несущие балки гибких бункеров могут опираться на колонны или отдельно стоящие стойки (рис. 12.36). Отношение пролета

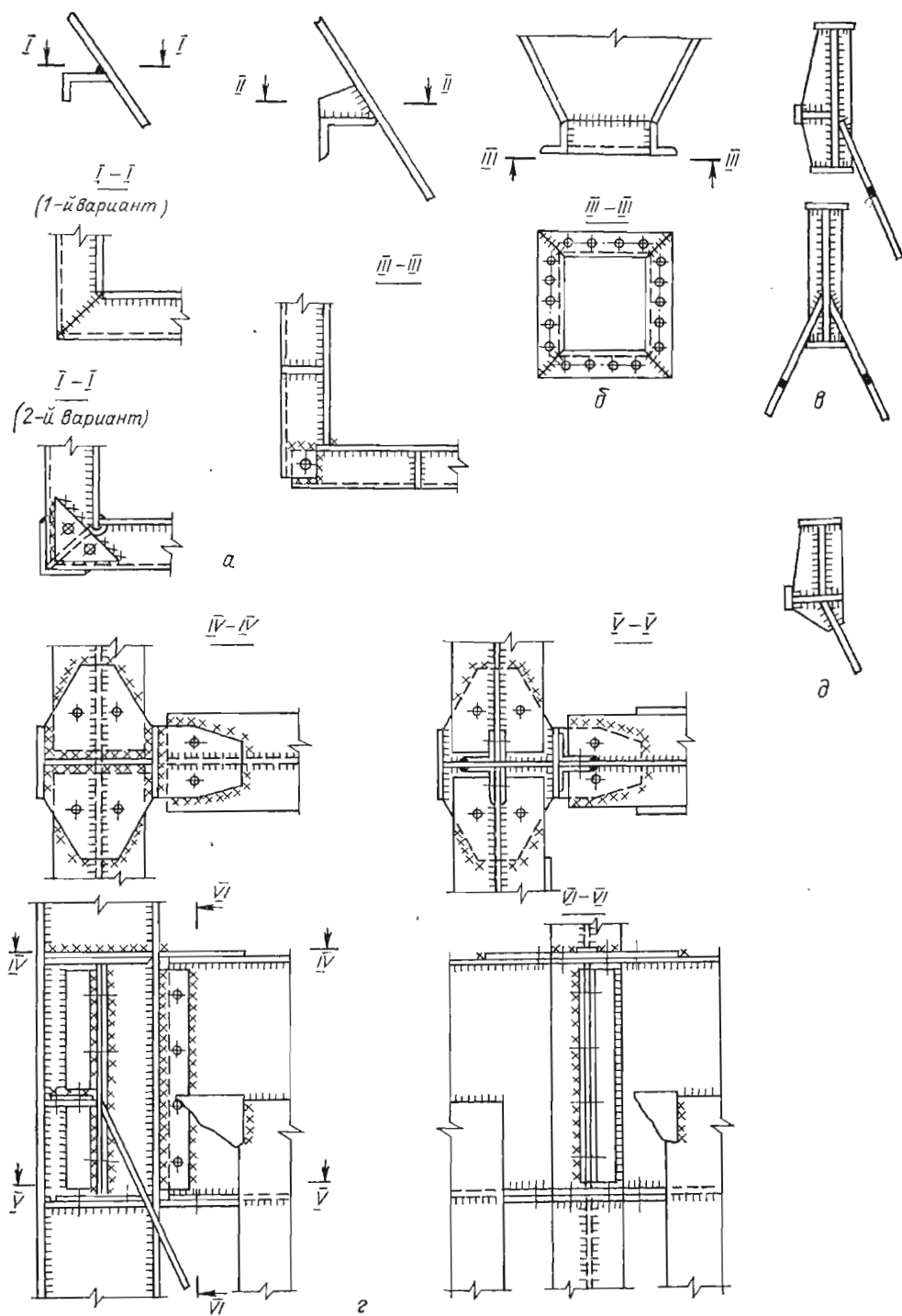


Рис. 12.35. Узлы сопряжения элементов конструкций пирамидально-призматических бункеров: а — сопряжение ребер жесткости воронки в углах; б — конструкция выпускного отверстия; в, д — варианты сопряжения воронки с бункерными балками; г — узлы опирания балок на колонну.

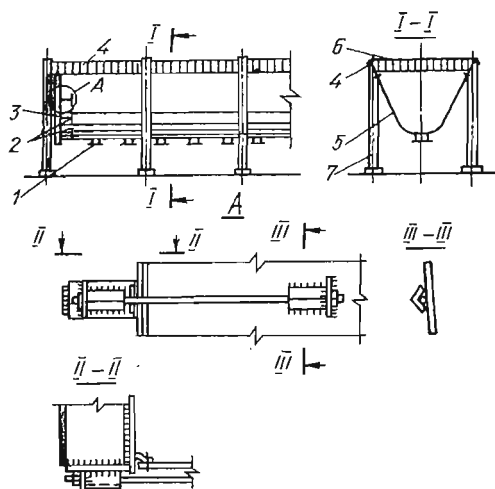


Рис. 12.36. Общий вид гибкого (параболического) бункера:

1 — течки; 2 — тяжи; 3 — торцовая стенка; 4 — продольная балка; 5 — оболочка; 6 — поперечная балка-распорка; 7 — колонна.

бункера к его высоте рекомендуется назначать $l \leq 2b/h < 1,4$ (см. рис. 12.33). К гибким бункерам не разрешается подвеска балок, монорельсов, перекрытий и т. д. Колонны на уровне бункерных балок должны быть развязаны ригелями или специальными распорками, воспринимающими горизонтальные усилия от стенок (рис. 12.36). Узлы сопряжения бункерных балок с колонной показаны на рис. 12.37.

Бункерные балки при стальном каркасе здания рекомендуется проектировать неразрезными. В поперечном сечении их устанавливают наклонно по касательной к очертанию стенок (рис. 12.38, а). Вертикальное расположение бункерных балок допускается как вынужденное решение в особых условиях (например, средние балки при многоярном расположении бункеров).

Сопряжение гибких стенок с торцовыми должно быть подвижным. Обшивку торцовых стенок выводят за пределы теоретического очертания гибких стенок с учетом возможного перемещения последних. Зазор между торцовой и гибкой стеной уплотняют полосой из эластичного материала, непрерывной по периметру гибкой стенки.

Разбивают оболочки гибкого бункера на отправочные элементы раздельно для прямолинейных и криволинейных участков, при этом избегают пересечений продольных и поперечных монтажных сварных швов.

Для хранения трудносыпучих материалов могут быть рекомендованы гибкие бункера с жесткими разгрузочными воронками (рис. 12.39). Такое конструктивное решение позволяет существенно улучшить условия истечения материала и увеличить полезный объем бункера благодаря сокращению объема застойной зоны. В сравнении с гибким такой бункер менее деформативен и, следовательно, более удобен в эксплуатации. Незменяемость контура бункера в плане в месте примыкания разгрузочных воронок к стенкам

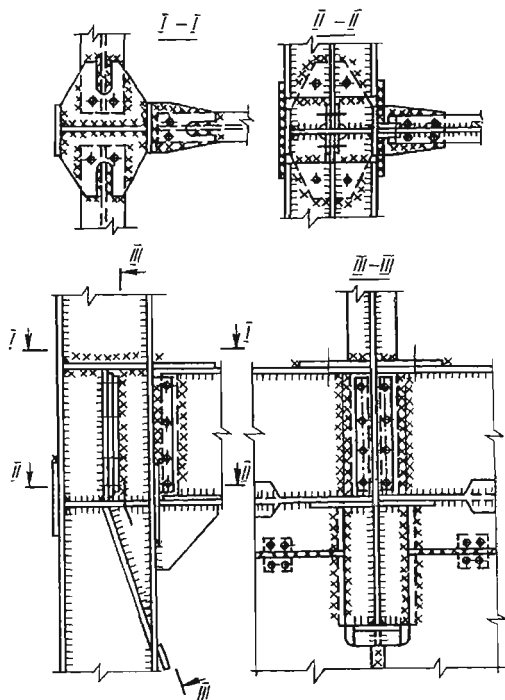


Рис. 12.37. Сопряжение бункерных балок гибких бункеров с колонной.

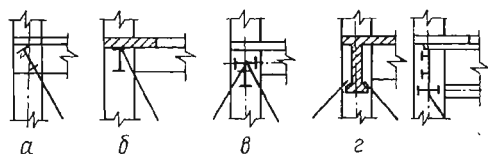


Рис. 12.38. Схемы установки бункерных балок гибких бункеров:

а — наклонная бункерная балка; б, в, г — вертикально расположенные бункерные балки.

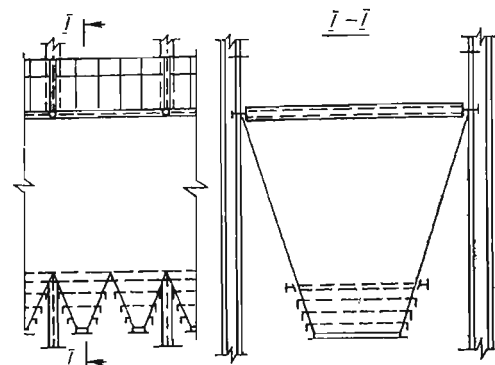


Рис. 12.39. Гибкий бункер с жесткими разгрузочными воронками.

обеспечивается горизонтальными бункерными балками с распорками.

Конструкция гибкого бункера может быть выполнена: в виде сплошной незамкнутой оболочки или состоять из отдельных полос (подвесок) того же очертания с уложенным по ним настилом. Подвески проектируют из полосовой или круглой высокопрочной стали и крепят непосредственно

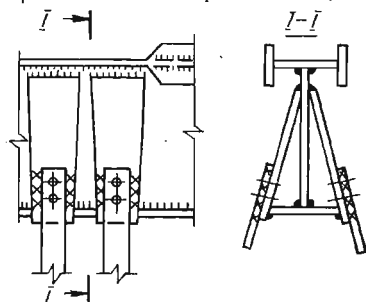


рис. 12.40. Деталь крепления оболочки гибкого бункера, выполненного в виде отдельных полос, к продольной бункерной балке.

к бункерным балкам (рис. 12.40) или поперечным прогонам, опирающимся на бункерные балки.

Шаг подвесок по длине бункера 0,3...2 м. Настил, воспринимающий давление сыпучего материала подвесками, проектируют из дерева при ширине подвесок до 1,5 м или из сборных железобетонных плит при шаге подвесок 1,5...1 м. Настил крепят к подвескам подвижными связями.

12.6. Защита внутренних поверхностей бункеров

Основные положения. Для защиты стенок и днищ бункеров от химических и механических повреждений предусматривают облицовку внутренних поверхностей (футеровку).

Исходные данные для проектирования износостойкой защиты, выдаваемые технологической организацией: форма и размеры бункера; схема его загрузки (положение над бункером загрузочного транспортного устройства, скорость сыпучего материала в момент схода с транспортного устройства, ширина потока его на транспортном загрузочном устройстве); фракция, абразивность, влажность; температура сыпучего и его химическая агрессивность (вызываемая минерализованной или технологической водой); количество сыпучего, проходящего через бункер в год; коэффициент внутреннего и внешнего трения сыпучего; зонирование внутренних поверхностей бункеров по размеру и характеру изнашивающих эксплуатационных воздействий.

Внутренние поверхности бункера в зависимости от характера эксплуатационных воздействий и вызываемого ими износа делятся на три зоны:

I — участок, подвергающийся воздействию удара и истиранию при загрузке бункера; II — участок, подвергающийся истиранию сыпучим материалом в процессе выгрузки бункера; III — участок, не требующий защиты.

Если материал содержит агрессивную среду, зона III делится на подзоны III и IIIa, К зоне III

относят поверхность бункера, соприкасающуюся с сыпучим материалом, к зоне IIIa — расположенные над ним.

По степени абразивности сыпучие материалы подразделяются на весьма абразивные, абразивные и мало абразивные в зависимости от коэффициентов крепости (табл. 12.12).

При влажности сыпучего более 5 % бетон железобетонных бункеров должен иметь марку по водонепроницаемости не ниже W 4 при расположении бункеров в отапливаемых и не ниже W 6 в неотапливаемых помещениях.

При химической агрессивности среды по отношению к стали крепежные металлические и закладные детали защищают от коррозии. В тех случаях, когда износостойкая защита не предохраняет стальную стенку от коррозии, применяют антикоррозионную защиту стенки.

Самозащита, представляющая собой искусственно созданный на поверхности бункера слой сыпучего, может применяться в бункерах под сыпучие материалы с влажностью не более 5 % в зоне I и не более 3 % в зоне II.

Защита на упругом основании, состоящая из износостойкого экрана и упругого основания, помещенного между экраном и стенкой бункера, наиболее целесообразна для зоны ударного износа под сыпучие материалы фракции 100...0.

Защита из резины наиболее эффективна в I зоне износа для сыпучих фракций 300...0 и ниже. Резину также следует использовать в конструкциях «самозащиты». Защита из штучных неметаллических материалов (камнелитых и др.) рекомендуется для весьма абразивных и абразивных сыпучих; из бетона или раствора — для железобетонных бункеров под малоабразивные материалы. Защита из бетона и раствора наиболее целесообразна для сборных конструкций, когда возможно совмещение операций по изготовлению железобетонных элементов и их защите. Защита из пластмасс рекомендуется к применению в бункерах, где требуются антиадгезионные свойства защиты по отношению к сыпучим фракциям 25...0 и менее. Защита из стали может применяться в бункерах под сыпучие фракции 300...0 и выше, когда другие технические решения защиты не могут быть использованы.

Допускается обогрев износостойкой защиты, как меры против примерзания сыпучего. Защита в этом случае должна быть сборно-разборной и стойкой к нагреву.

В надбункерных перекрытиях предусматривают монтажные люки для наблюдения за состоянием защиты и выполнения ремонтных работ.

Для снижения интенсивности ударных воздействий, передающихся на стенки (защиту) бункера, возможно применение следующих мероприятий, которые должны быть отражены в технологической части проекта: устройство спиральных или каскадных спусков, которые уменьшают свободную высоту падения сыпучего при загрузке; установка отбойных экранов на пути падения сыпучего, которые гасят скорости падающих кусков и создают нужное направление их движения с тем, чтобы куски падали на сыпучие в бункере; применение рациональной схемы загрузки и выгрузки, при которой бункер не опорожняется, а удар передается на сыпучее, оставшееся в нем — «самозащита».

Т а б л и ц а 12.12. Степень абразивности сыпучих материалов

Сыпучий материал	Коэффициент крепости по шкале Прот- дьякова	Малоабра- зивный	Абразивный	Весьма абра- зивный	Сыпучий материал	Коэффициент крепости по шкале Прот- дьякова	Малоабра- зивный	Абразивный	Весьма абра- зивный
Агломерат (домен- ный, марганцевый)	—			+	на известковом це- менте	5	+		
Антрацит	1,5...2,8	+			окремненный	6,8...8,1		+	
Апатит	7...8,4		+		плотный очень крепкий	14,4			+
Боксит каменистый	7,7...10,8		+		черемховский	1,8...6	+		
Гипс	2,6	+			Плавиковый шпат	—		+	
Гранит	9,6		+		Порода:				
Гранит биотитовый	10,1...12		+		кварцевая	11,3—17,1		+	+
Гранит лейкократо- вый	22,6			+	кремнистая с пиритом	12,4		+	
Графит	3,4	+			кремнистоуглистая	7,9		+	
Джеспилит	15...20,6			+	Руда:				
Диабаз	12...13,6		+		апатитовая	6,6...10			+
Диорит-порфирит					окисленная	2,8...4	+		
скарнированный	16,7			+	глинистая мягкая	3...6,5	+		
Доломит	8...9,5		+		железная красковая	5,2...6,9	+		
Железняк бурый	5,1...5,3	+			железная краско- во-мартитовая	8,6...12		+	
Железняк магнитный	8...8,2		+		железная магнети- товая	9...13,1		+	
Известняк	2,4...11,4	+	+		железная мартито- вая	7,8...12,5		+	
Известняк доломити- зированный	4	+			колчеданная	9,3...13,6		+	
Известняк мрамори- зованный	5,2...10,5	+	+		кварцевая	8,7...12,8		+	
Известняк:					марганцевая	6,1...6,8	+		
мягкий	3	+			магнетитовая плот- ная	15,5			+
окварцованный	15...17			+	мартитовая	3,5...4,2	+		
молотый	4...6	+			песчаниковая креп- кая	14,1...15,7			+
обожженный	3,2...5	+			средняя	9,2...11,4		+	
Известь	—	+			мягкая	5,7...6,4	+		
Кварц	8,7		+		пиритовая	10...11,8		+	
Кварцит	10...18,3		+	+	скарновая	9,2...10		+	
Кварцевая мелочь	—			+	свинцовоцинковая	5,3	+		
Кокс	7,2...8,4		+		сульфидная	7,6...10,3		+	
Колошниковая пыль	—		+		халькопиритогале- нит-фалеритовая	11,9		+	
Концентрат рудный	—	+			хромовая	5,4...6,3	+		
Магнезитовый поро- шок	—	+			Сланец:				
Мрамор	6,8...6,9	+			амфиболомагнетито- вый	7,4...8,6		+	
Окалина	—	+			глинистоуглистый				
Песчаник:					окремненный	7,6		+	
донецкий	6,2...11,4	+	+		глинистый	0,7...2,7	+		
кварцевый слабо- сцементированный	10,4		+		глинистоуглистый	3,4...5	+		
карагандинский	2,9...6,1	+			кварцевый	7,3...9,5		+	
коркинский	7,2		+		песчанистый	5,2...7,4	+		
мелкозернистый зе- леный	11,8		+		Суглинок	1,4	+		
Песчаник:					Уголь	0,4...2,9	+		
на глинистом це- менте	1,1...1,8	+			Шпат полево	14			+
на карбонатном це- менте	3,3...9,1	+	+		Штыб	—	+		

В бункерах под весьма абразивные и абразивные сыпучие материалы I и II зоны износа разграничиваются на подзоны: Ia, Ib, Iv и IIa, IIb и IIв.

Интенсивность износа в двух последних подзонах по отношению к первой составляет соответственно 50 и 25 %.

Защита стенок бункеров от ударного износа сыпучим материалом для I зоны износа (табл. 12.13, 12.14). Защита на упругом основании состоит из износостойкого экрана и упругого основания (рис. 12.41, А табл. 12.15). Износостойким экраном могут служить материалы, стойкие к абразивному износу: износостойкий металл, металло-

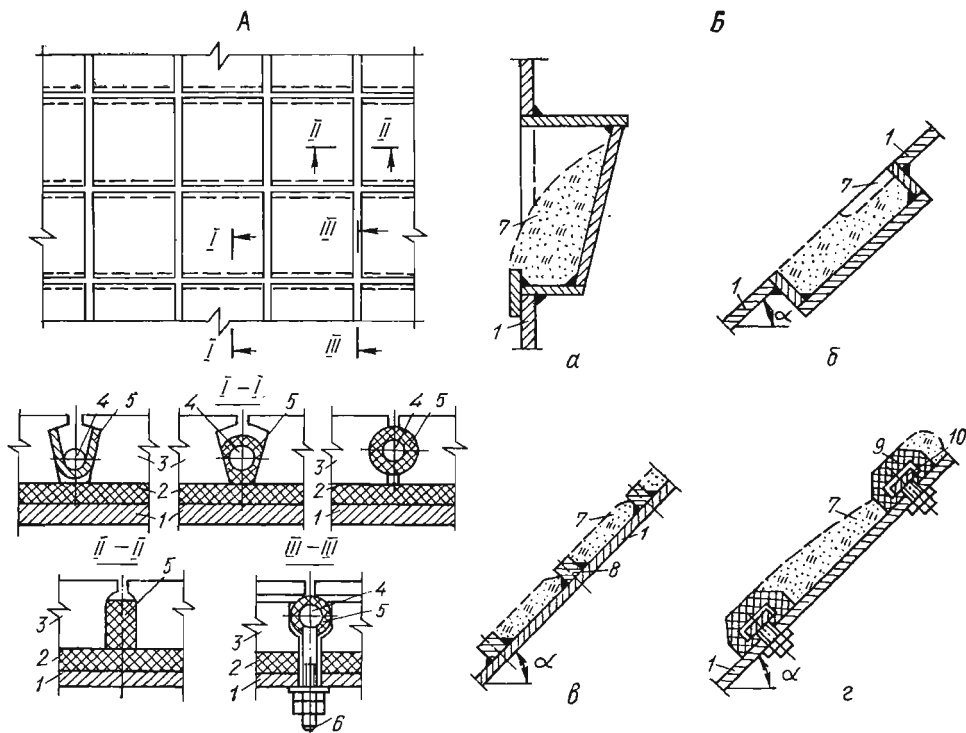


Рис. 12.41. Конструкции защиты (а...д по табл. 12.14; 12.16):

А — на упругом основании; Б — самозащита; В — из транспортной ленты и резины;

а — карман; б — короб; в — трап; г — ступеньки; д, е — транспортная лента, соответственно крепящаяся к стенке бункера и на выносе; ж — листовая техническая резина; и — резина для футеровки мельниц; к — резиновые брусья; л — резиновые листы-панели; 1 — стенка бункера; 2 — техническая резина; 3 — износостойкая плита; 4 — металлический стержень; 5 — резиновый профиль; 6 — шпилька; 7 — амортизационный слой из сыпучего; 8 — квадратная или круглая сталь; 9 — резиновый брус; 10 — крепежная деталь; 11 — закладная деталь; 12 — крепежная планка; 13 — транспортная лента; 14 — резина листовая техническая; 15 — металлическая рама из полосовой стали; 16 — резина для мельниц; 17 — металлическая полоса; 18 — металлическое основание панели

цемент, армированное шлакокаменное литье с повышенной ударной вязкостью. Его набирают из отдельных, несвязанных элементов (плит), каждый из которых крепят к упругому основанию или защищаемой поверхности болтами.

Износостойкая защита должна обладать податливостью как в направлении, перпендикулярном к защищаемой конструкции, так и в касательном. Возможно применение других конструктивных

решений защиты на упругом основании, например крепление резины к основанию и износостойкого экрана к резине клеем.

Упругое основание из резиновой пластины мягкой, средней или повышенной твердости по ГОСТ 7338—77 должно быть толщиной соответственно не менее 23,5 и 75 мм. При этом требуемую толщину упругого основания из резины можно набирать из отдельных слоев.

Таблица 12.13. Тип защиты для I зоны износа

Фракция сыпучего, мм	Влажность сыпучего, %	Самозащита	Плиты на упругом основании	Резина	Неметаллические материалы (каменные, бетонные, дерево и др.)	Сталь	Фракция сыпучего, мм	Влажность сыпучего, %	Самозащита	Плиты на упругом основании	Неметаллические материалы (каменные, бетонные, дерево и др.)	Сталь
1500...0	≤ 5	—	—	—	—	+	25...0	≤ 5	—	+	+	—
900...0	≤ 5	—	—	—	—	+	5...0	≤ 5	—	+	+	—
300...0	≤ 5	+	+	+	+	+	0,05...0	≤ 2	—	+	+	—
100...0	≤ 5	+	+	+	+	—						

Примечание. Знак + (плюс) — применяется; знак — (минус) — не применяется.

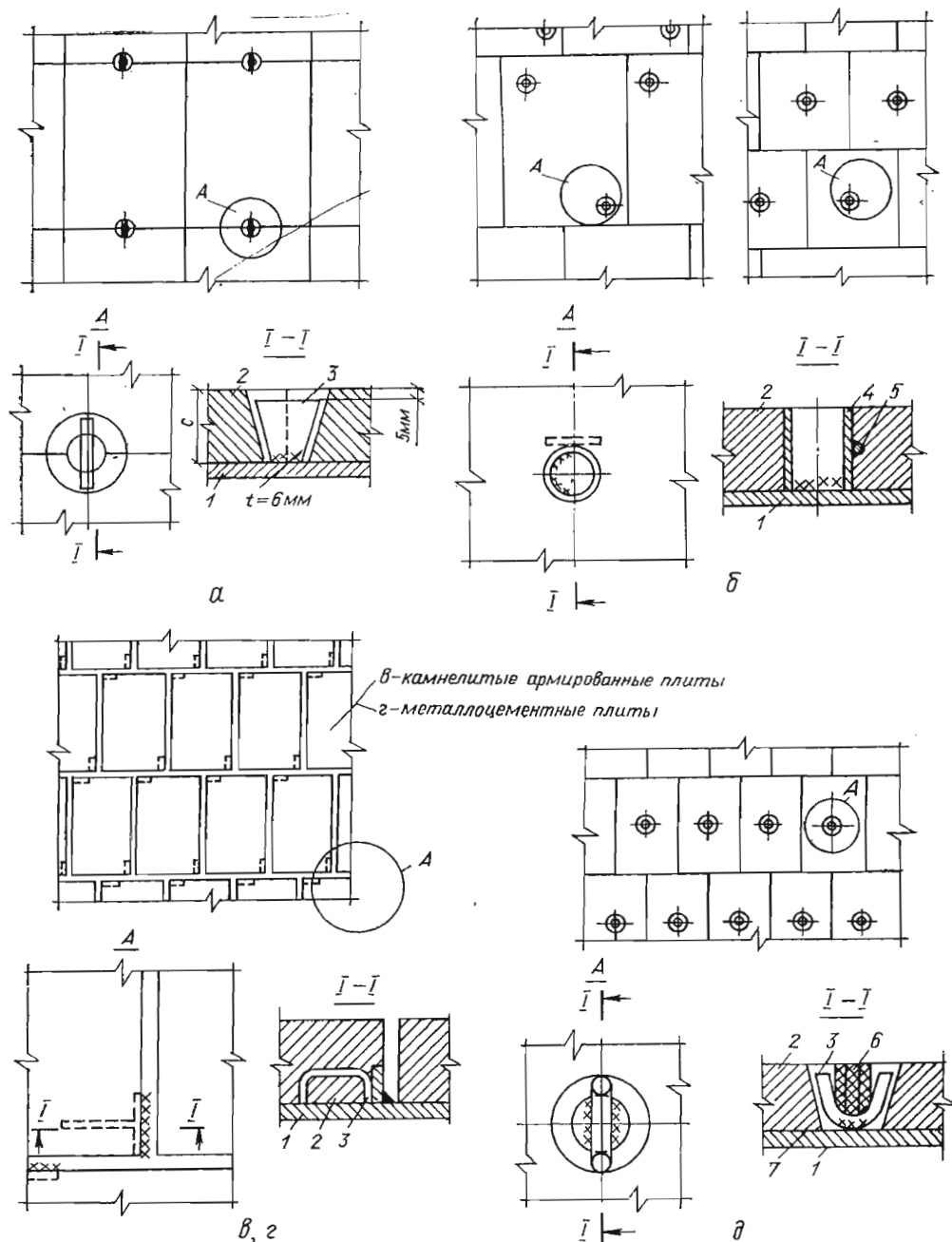


Рис. 12.43. Защита из камнелистых плит с креплением:

а — смежных плит; б — в плите; в, г — между плитами в швах; д — при устройстве гидронизоляции или антикоррозионного слоя стенки бункера; 1 — стенка бункера; 2 — камнелистая плита; 3 — металлическая крепежная деталь; 4 — закладная деталь; 5 — анкерный стержень; 6 — раствор или мастика; 7 — антикоррозионное покрытие.

Таблица 12.14. Выбор конструктивных схем защиты стен (см. рисунки)

Фракция сыпучего мм	Полная механическая энергия куска сыпучего, Дж (кгс·м)	Самозащита		Резина		Штучные и монолитные неметаллические материалы	
		вертикальных	наклонных	вертикальных	наклонных	вертикальных	наклонных
	$E \leq 10$ (1)	—		12.41, д; 12.41, и;		12.42, б; 12.43, г; 12.44, в	
300...0	$10 < E \leq 200$ (1)		12.41, б, г	12.41, ж; 12.41, к;	12.41, л	12.44, а, б	
	$200 < E \leq 1000$ (20)			12.41, и; 12.41, к		12.44, а	12.44, а, б
	$E \leq 20$ (2)		12.41, б,	12.41, д; 12.41, ж		12.42, а, г; 12.44, в	
100...0	$20 < E \leq 40$ (2)	12.41, а	в, г	12.41, ж	12.41, л	12.42, б; 12.44, в	
	$40 < E \leq 70$ (4)			12.41, е		12.44, а, б, в	
	$E \leq 3$ (0,3)				12.41, д; 12.41, ж;	12.42, а, в, д; 12.43, а;	
25...0	$3 < E \leq 6$ (0,3) (0,6)		12.41, в		12.41, л	12.43, б; 12.43, в, г; 12.43, д; 12.44, в; 12.44, г; 12.42, б; 12.43, а; 12.43, б;	
				12.41, е	12.41, л	12.43, в; 12.43, д; 12.44, а, б	
				12.41, д; 12.41, ж		12.42, в; 12.44, д	
5...0	—	—		12.41, е			
0,05...0	—	—					

Таблица 12.15. Подбор плит на упругом основании

Фракции сыпучего, мм	Размеры износостойких плит защиты, мм, при скорости сыпучего, м/с			
	До 5	Св. 5 до 10	Св. 10 до 15	Св. 15 до 20
300...0	300×300×20	300×300×30	300×300×40	300×300×40
	300×300×60	300×300×60	400×400×80	400×400×80
100...0	200×200×20	200×200×20	200×200×30	200×200×30
	300×300×40	300×300×40	300×300×60	300×300×60

Примечание. В числителе приведены размеры металлических плит, в знаменателе — плит из армированного шлакокаменного литья.

В износостойком экране из металла используют марганцовистые стали 14Г2, 09Г2, 35ГЛ и др.

Конструктивная схема самозащиты (рис. 12.41, б) подбирается в зависимости от фракции сыпучего материала и полной механической энергии отдельных кусков, которой они обладают в момент, предшествующий соударению со стенкой бункера.

Полная механическая энергия куска сыпучего

$$E = E_n + E_k = mgh + mv_0^2/2, \quad (12.70)$$

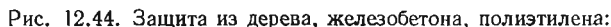
где E_n — потенциальная энергия куска сыпучего, Дж; E_k — кинетическая энергия куска сыпучего, переданная ему загрузочным транспортным средством (конвейером, лотком и т. д.), Дж; m — масса куска сыпучего, размеры которого соответствуют 0,7...0,8 максимального размера фракции, кг; g — ускорение силы тяжести, м/с²; h — высота свободного падения куска сыпучего до соударения с защитой, м; v_0 — начальная скорость куска сыпучего в момент схода его с загрузочного устройства, м/с.

Размеры конструктивных элементов самозащиты и их шаг должны обеспечивать образование на поверхности стенки бункера (в верхней части каждой ячейки самозащиты) слоя сыпучего толщиной не менее 50 мм для фракций до 100...0; 80 мм — для фракций 300...0 и 200 мм — для фракций более 300...0.

Защиту из резины рекомендуется применять при скорости частиц сыпучего в момент, предшествующий соударению с защитой, не превышающей критического значения (40...50 м/с). При скорости соударения сыпучего с защитой до 20 м/с используют низкомолекулярную эластичную резину, более 20 м/с — с модулем упругости более 9,8 МПа (10 кгс/см²). Примерная скорость v частиц сыпучего в момент, предшествующий соударению с защитой,

$$v_0 = v_0 + \sqrt{2gh}, \quad (12.71)$$

где v_0 — вертикальная составляющая начальной скорости падения сыпучего, определяемая



Требуемая толщина резиновой защиты может набираться из отдельных пластин резины. При этом толщина верхнего слоя резины, на который непосредственно падает сыпучее, не менее 20...30 мм. Срок службы защиты из резины в I зоне при угле атаки сыпучего 90° в 3...5 раз больше срока службы защиты из металла. При угле атаки менее 90° срок службы защиты уменьшается на 20...40 %. В конструкциях защиты из резины целесообразно применение сборных резиновых элементов футеровки рудоразмольных мельниц (см. рис. 12.41, В, д).

Т а б л и ц а 12.16. Выбор толщины защиты

Фракция сыпучего, мм	Количество сыпучего, проходящего через бункер, млн. т/год	Полная механическая энергия куска сыпучего E, Дж (кгс·м)	Толщина защиты I зоны износа бункеров, мм, для типов защиты, указанных на рисунках											
			12.42, а	12.42, б	12.42, в, д	12.42, е	12.43, а, б, в, г, д, е	12.43, в	12.43, г	12.44, а	12.44, б	12.44, в	12.44, г	
300...0	До 0,25	До 10 (1) *	—	80	—	—	—	—	100	—	—	60	—	
	Св. 0,25 до 0,5	Св. 10 (1) до 200 (20)	—	—	—	—	—	—	—	100×100	80	—	—	
	До 0,25	Св. 200 (20) до 1000 (100)	—	—	—	—	—	—	—	120×120	100	—	—	
	Св. 0,25 до 0,5		—	—	—	—	—	—	—	160×160	120	—	—	
100...0	До 0,25	До 20 (2)	60	120	—	120	—	—	—	—	—	50	—	
		Св. 20 (2) до 40 (4)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	60	—	
		Св. 40 (4) до 70 (7)	—	—	—	—	—	—	—	80×80	70	80	—	
	Св. 0,25 до 0,5	До 20 (2)	80	120	—	120	—	—	—	—	—	80	—	
25...0		Св. 20 (2) до 40 (4)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	100	—	
		Св. 40 (4) до 70 (7)	—	—	—	—	—	—	—	100×100	80	—	—	
	До 0,25	До 3 (0,3)	50	40	20	20	40	30	100	—	—	40	120	
	Св. 0,25 до 0,5		50	60	—	—	50	40	140	—	—	60	—	
5...0 0,05...0	Св. 0,5 до 1		—	—	—	—	60	50	—	—	—	80	—	
	Св. 1		—	—	—	—	80	60	—	—	—	100	—	
	До 0,25	Св. 3 (0,3) до 6 (0,6)	—	50	—	—	60	50	—	50×50	—	50	—	
	Св. 0,25 до 0,5		—	60	—	—	80	60	—	60×60	—	60	—	
5...0 0,05...0	Св. 0,5 до 1		—	80	—	—	100	80	—	80×80	—	80	—	
	Св. 1		—	100	—	—	—	100	—	100×100	—	100	—	
	До 0,5	—	—	—	15	20	—	—	—	—	—	—	50	

Примечания: 1. Приведена толщина защиты для случая хранения весьма абразивных и абразивных сыпучих при полном опорожнении бункера не чаще одного раза в 2...3 суток. В бункерах под малоабразивные сыпучие толщину защиты принимать на 20 % меньше табличных данных. 2. Значение со звездочкой (*) — при ударах скатывающихся кусков сыпучего.

Закрепление листов из резины в верхней части на вертикальных стенках бункеров (с зазором по отношению к ним), как показано на рис. 12.41, В, д, е, ж, исключает прилипание сыпучего к резине. Защита становится самоочищающейся. Наиболее уязвимый элемент защиты из резины — металлические крепежные детали. Для повышения их срока службы рекомендуется применять конструкцию в виде чешуи, когда вышерасположенные листы перекрывают нижние (см. рис. 12.41, В, д, ж).

Участки вертикальных стенок бункеров ящичного типа, подвергающиеся ударам скатывающихся кусков сыпучего, а также другие участки I зоны износа рекомендуется защищать сборными панелями, состоящими из вертикальных металлических полос, к которым листы резины в виде чешуи крепятся болтами, а полосы в верхней части навешивают на крюки, заранее прикрепленные к стенке бункера (см. рис. 12.41, III, ж).

Из неметаллических материалов для защиты несущих конструкций в I зоне износа можно применять каменное и шлакокаменное литье, бетон, металлоцемент, кирпич, дерево и др. Преимущество следует отдавать штучным изделиям: плитам, панелям, обеспечивающим сборность конструкций. Монолитные конструкции защиты из бетона и сталебетона допускается применять только для сыпучих материалов с коэффициентом крепости по шкале Протождикова не менее 3.

Выбор конструкций защиты (рис. 12.42...12.44) производится по табл. 12.14 в зависимости от фракции и полной механической энергии куска сыпучего. Толщина защиты определяется по

табл. 12.16. Номенклатура плит из ситалла и каменного литья и примеры конструкций из них приведены в табл. 12.17.

При химически неагрессивной среде защита из отдельных плит проектируется без швов (плиты укладывают впритык), при химически агрессивной — с зазорами 5...10 мм, заполненными стойкими к данной среде растворами.

При проектировании защиты из сборных плит исходят из возможных допусков на размеры в плане (+ 2)...(— 4) мм.

Камнелитые плиты с закладными деталями крепят сваркой непосредственно к стальной конструкции бункера или к закладным деталям железобетонных бункеров. Конструкции плит с закладными или крепежными деталями необходимо согласовывать с заводами-изготовителями.

Чтобы обеспечить требуемую долговечность плит защиты, укладываемых на растворе, прочность сцепления их с основанием при нормальном отрыве должна соответствовать значениям, указанным в табл. 12.18.

Для обеспечения прочности сцепления плит защиты с основанием до 0,7 МПа (7 кгс/см²) применяют цементно-песчаные и полимер-цементно-песчаные растворы; более 0,7 МПа — песчаные на основе эпоксидной смолы и цементно-песчаные с предварительным покрытием поверхности плиток и основания тонким слоем клея К-153 или модифицированного фенолформальдегидного клея ПЭФ. Подвижность растворов для укладки плит защиты 8...10 см по погружению конуса.

Для подстилающих слоев и швов для крепления штучных неметаллических материалов защи-

Т а б л и ц а 12.17. Номенклатура плит из ситалла и каменного литья

Размер плит, мм			Нормативный документ	Дополнительные сведения о размерах
длина	ширина	толщина		
400	200	8...9	ГОСТ 19246—82	Листовой шлакоситалл белого цвета
400	400			
500	500			
1000	500			
150	150	6	ТУ 21 УССР 778-73	Стеклопанельная плита облицовочная
250	250	17	ТУ 21 УССР 903-75	Плитка из шлакоситалла темно-серого цвета
180	115	18	ТУ 21 УССР; ТУ 21 РСФСР	Плиты каменного литья
250	180	30	ТУ 21 УССР	
		60	ТУ 21 УССР	
250	250	35...40	ТУ 21 УССР	Плиты трапециевидной и прямоугольной формы (в плане) с отверстиями и без них в пределах основных размеров плит
—	—	30	ТУ 14-12-115-82	Могут изготавливаться с отверстиями
300	250	30		
300	300	30		
300	300	40		
350	350	30		
360	360	40	ТУ 21 УССР	Возможно изготовление плит с отверстиями: d_2 не более 65 мм d_1 не менее 23 мм
400	400	30	ТУ 14-12-115-82	Могут изготавливаться с отверстиями
500	300	35		
500	400	35		
600	500	40		
600	500	40		
700	500	40		
800	500	4		
1000	500	50		

ты (ситалл, каменное литье, бетон и др.) используют растворы (цементно-песчаный не ниже М300 на основе портландцемента при соотношениях цемент : песок не ниже 1 : 2,5; полимерцементный — то же, с добавкой до 10 % латекса бутилстирольного каучука СКС-65 ГП; до 2 % водорастворимой смолы «водамин-115»; расширяющийся для швов); полиуретановые мастики (УРП-72с; УПР-213с), а также кислотоупорную замазку.

При креплении плит на растворе толщина подстилающего слоя и ширина швов, заполняемых

Т а б л и ц а 12.18. Прочность сцепления плит защиты с основанием

Фракция сыпучего, мм	Зона износа	Прочность сцепления плит защиты с основанием при нормальном отрыве, МПа (кгс/см²)
Свыше 100...0	I	1 (10)
	II	0,5 (5)
До 100...0	I	0,7 (7)
	II	0,3 (3)

раствором, не более 10 мм. На поверхностях с углом наклона более 55° предусматривают в подстилающем растворе сетку из проволоки диаметром 1 мм с ячейкой 20 × 20 мм.

Для уменьшения износа материала швов между плитами защиты, уменьшения сопротивления движению сыпучего при опорожнении бункера необходимо каждый последующий ряд плит сдвигать по отношению к предыдущему на половину ширины плиты, укладывать их длинной стороной по направлению движения сыпучего, швы между плитами заглаживать заподлицо с верхней плоскостью плит.

Для предохранения от скалывания кромок первого ряда неметаллических плит и удобства монтажа плит защиты на растворе разгрузочное отверстие окантовывают рамкой из уголка.

При защите вертикальных стен плитами, крепящимися на растворе, через каждые 2 м по высоте стены устанавливают опорные уголки или полосы, привариваемые к стенке бункера. Применение защиты из штучных материалов, которые крепятся раствором или приваркой закладных деталей, не допускается в зоне действия вибраторов, укрепленных на стенках бункеров и приме-

Т а б л и ц а 12.19. Удельные глубины износа некоторых материалов защиты

Материал	Предел прочности при сжатии, МПа (кгс/см²)	В бункерах для сыпучего крупностью, мм									
		100		50...100		25...50		13...25		13...100	
		Удельный износ, мм/т·10 ⁶									
		Δh_v	Δh_n	Δh_v	Δh_n	Δh_v	Δh_n	Δh_v	Δh_n	Δh_v	Δh_n
Плитки из ситалла	—	19,5	0,3	11	0,3	4,1	0,33	3,3	0,38	4,8	0,34
» из каменного	—	3,2	0,1	4,5	0,1	2,2	0,11	11,4	0,13	2,3	0,11
» литья	—	60	0,9	34	0,9	14	1	10	1,1	16	0,91
» керамические	—	340	5	190	5	78	5,5	60	6,4	88	5,3
Кирпич глиняный	10 (100)	306	4	170	4	69	4,4	53	6	80	4,9
	15 (150)	306	4	170	4	69	4,4	53	6	80	4,9
Металлоцемент	40 (400)	80	1,2	44	1,2	18	1,2	14	1,5	21	1,25
Цементный раствор	10 (100)	1040	13,2	560	14	32	15	182	15,5	270	15
	15 (150)	750	11	410	12	175	12,8	130	13	185	13
	20 (200)	510	10,1	290	10,8	106	11	96	11,2	125	11,4
Бетон	30 (300)	164	2,5	92	2,5	37	2,7	2,9	3,1	43	2,8
	40 (400)	125	1,8	68	1,8	27	2	2,2	2,3	32	2
Сталь (Ст3)	—	15	0,8	7	0,8	3	0,9	2,5	0,8	5	0,9

няющихся для улучшения истечения плохо сыпучих материалов.

Для защиты бункеров под малоабразивные сыпучие материалы с коэффициентом крепости по шкале Протодяконова, не превышающим 3, можно использовать каменное литье, бетон, металлоцемент, кирпич и др., при этом требуемая толщина защиты

$$t_p = m \left(\rho \Delta h_{h_{\text{ред}}} \frac{V}{k} + 193 \cdot 10^{-3} \Delta h_n \eta^{2,8} \right), \quad (12.74)$$

где m — масса сыпучего, проходящего через бункер за расчетный срок его службы, т; $\rho = 45 \times 10^{-3} \text{ м}^{-1} \text{ м}^{-3}$ — эмпирический коэффициент; $\Delta h_v \Delta h_n$ — удельная глубина износа материала соответственно от ударных и истирающих воздействий, мм/т; $h_{\text{ред}}$ — приведенная высота падения сыпучего в проектируемом бункере, м;

$$h_{\text{ред}} = h + \frac{(v_0)^2}{2g}; \quad (12.75)$$

h — высота свободного падения сыпучего до соударения его с защитой, м; v_0 — вертикальная составляющая начальной скорости падения сыпучего при сходе его с загрузочного устройства, м/с; g — ускорение силы тяжести, м/с²; V — часть объема в проектируемом бункере, после заполнения которого прекращается ударное воздействие, м³; определяется исходя из геометрических размеров бункера, угла естественного откоса сыпучего и координат точки соударения падающего сыпучего с поверхностью стенки бункера; k — коэффициент, учитывающий влияние на износ количества одновременно работающих загрузочных отверстий, приходящихся на одну выпускную воронку, и равный указанному отношению при падении сыпучего на наклонные стенки и количеству одновременно работающих загрузочных отверстий при падении сыпучего на вертикальные стенки; η — коэффициент крепости сыпучего; i — коэффициент, учитывающий влияние вида истечения на износ, равный 0,2 при нормальном

истечении сыпучего и 1 — при гидравлическом т. е. таком виде истечения, когда не образуется застойная зона и возможность заивания слеживающегося материала исключена.

Если проектируется бункер для сыпучего, крупность которого не указана в табл. 12.19, принимают значения Δh_v и Δh_n , соответствующие большей крупности сыпучего.

Т а б л и ц а 12.20. Толщина защиты из стали, мм, для I зоны износа

Количество сыпучего, проходящего через бункер, млн. т/год	Сыпучий материал								
	Весьма абразивный			Абразивный			Малоабразивный		
	Максимальная крупность сыпучего, мм								
	300	900	1500	300	900	1500	300	900	1500
	300	900	1500	300	900	1500	300	900	1500
До 0,5	35	45	60	25	30	40	16	25	25
Св. 0,5	55	70	90	40	50	60	25	40	40
Св. 1	85	120	160	70	90	120	35	60	60

Примечания: 1. Ориентировочный срок службы защиты в бункерах для весьма абразивных сыпучих материалов 1...3 года, для абразивных и малоабразивных он увеличивается на 30...50 и 100 %. 2. В бункерах для весьма абразивных и абразивных сыпучих материалов фракций 1500...0 и 900...0 под металлическим листом защиты предусматривают упругое основание из деревянных брусков толщиной 180 мм

Если бункер оборудован спуском, то в качестве величин h и v_0 принимаются, соответственно, расстояние от низа спуска до наклонной стенки днища и вертикальная составляющая начальной скорости при сходе сыпучего со спуска.

Для монолитной защиты можно применять металлоцемент М400, обычный тяжелый бетон классов В25 и В30.

Металлическая защита бункеров может выполняться из сталей марок 14Г2, 09Г2 по ГОСТ 19281—73; 35ГЛ, 20ГЛ — при весьма абразивных и абразивных сыпучих и из стали ВСт5 по ГОСТ 380—71* — при малоабразивных.

Т а б л и ц а 12.21. Тип конструкции защиты для II зоны износа

Фракция сыпучего, мм	Влажность сыпучего, %	Самозащита	Неметаллические материалы (каменные, бетонные, дерево)	Пластмасса и резина	Сталь	Фракция сыпучего, мм	Влажность сыпучего, мм	Самозащита	Неметаллические материалы (каменные, бетонные, дерево)	Пластмасса и резина	Сталь
1500...0	До 3	—	—	—	+	100...0	До 3	+	+	+	—
900...0	Св. 3	—	—	—	+	25...0	Св. 5	—	+	+	+
300...0	До 3	+	+	+	—	5...0	До 3	—	+	—	+
	Св. 3	+	+	+	—	0,05	Св. 3	—	+	—	+

Т а б л и ц а 12.22. Конструктивные схемы защиты для II зоны износа (см. рисунки)

Фракция сыпучего, мм	Влажность сыпучего, %	Самозащита		Неметаллические материалы		Пластмасса и резина	
		вертикальных	наклонных	вертикальных	наклонных	вертикальных	наклонных
300...0	До 3	12.41, в		12.43, в, г; 12.44, а, б	12.42, б; 12.43, а; 12.43, в, г; 12.44, в	12.41, и; 12.41, к	—
	Св. 3	—		12.43, в			
100...0	До 3	12.41, в		12.42, а, б; 12.43, а; 12.43, б; 12.43, д; 12.44, а, в			
	Св. 3	—		12.42, а, г, д; 12.43, а; 12.43, б; 12.43, д; 12.44, в			—
25...0	До 3	—	12.41, в	12.42, в, г, д; 12.43, а; 12.43, б; 12.43, г; 12.43, д; 12.44, а, в; 12.44, г			
25...0	Св. 3	—		12.42, в, г, д; 12.43, а; 12.43, б; 12.43, д; 12.44, г		12.42, д; 12.42, ж; 12.44, д; 12.44, е	
5...0	До 3			12.42, в, г, д; 12.43, а; 12.43, б; 12.44, в		12.42, е; 12.44, д	
0,05...0	Св. 3				—		

Толщину защиты принимают в соответствии с табл. 12.20.

При толщине защиты до 60 мм применяют стальные прокатные листы, свыше 60 мм — стальные литые плиты.

Рекомендуемые марки сталей могут быть заменены для весьма абразивных и абразивных сыпучих сталями 16ГС, 14ХГС ГОСТ 19282—73* или 25Г, 20Г, 15Г по ГОСТ 4543—71*. При этом срок службы защиты снижается соответственно на 30 и 60 %.

Стальные листы защиты толщиной до 40 мм крепят сваркой, более 40 мм и литые плиты — сквозными болтами с потайными головками, устанавливаемыми через 1500 мм вдоль длинных сторон плиты. Минимальное количество болтов на каждую плиту — 4.

В железобетонных стенках бункеров отверстия для болтов образуют, устанавливая обрезки газовых труб при бетонировании конструкции или просверливая по месту.

Приварка металлических листов защиты к несущим конструкциям металлического бункера или к закладным деталям железобетонного производится прерывистым швом длиной 100...150 мм через каждые 200...300 мм. Высота сварных швов для листов толщиной 20...40 мм не менее

8 мм, размер зазоров между листами не менее толщины листов.

Для крепления защиты из стали ВСтЗкп применяют электроды Э42, а для стали СТ5 и для всех низколегированных конструкционных Э42А.

Диаметр болтов для крепления защиты не менее 36 мм, а диаметр отверстия больше диаметра болта на 10 в прокатных листах и на 5 мм — в литых плитах.

Гнезда для потайных головок в прокатных листах круглые, в литых плитах — круглые или квадратные, диаметр круглого или сторона квадратного гнезда равны 3,5 диаметра болта. Толщина оставшейся под гнездом части листа не менее 6 мм при толщине листов или плит до 60 и 8 — при толщине плит более 60 мм.

Стальные листы или плиты устанавливают длинной стороной по направлению движения материала в бункере, зазоры не более 30 мм.

Защита стенок бункеров от истирания для II зоны износа (табл. 12.21...12.23). Тип конструкции защиты для участков поверхностей стенок бункеров, относящихся ко II зоне износа, устанавливают в зависимости от фракции и влажности сыпучего. Шаг конструктивных элементов защиты, их высота должны обеспечивать толщину слоя сыпучего в верхней части ячейки защиты

Т а б л и ц а 12.23. Выбор толщины защиты

Фракция сыпучего, мм	Количество сы- пучего, проходя- щего через бун- кер, млн. т/год	Толщина защиты, мм, II зоны износа бункеров для типов защиты, указанных на рисунках															
		12.41, а	12.41, б	12.42, а, б	12.42, в	12.42, г	12.42, д	12.43, а	12.43, б	12.43, в	12.43, г	12.43, д	12.44, а	12.44, б	12.44, в	12.44, г	12.44, д
300...6	До 0,25	+	60	—	50	—	—	—	60	—	50	—	80	70	80	—	—
	Св. 0,25 до 0,5	+	80	—	60	—	—	80	—	60	—	—	120	100	120	—	—
	Св. 0,5 до 1	+	120	—	—	—	—	—	—	—	—	—	160	—	—	—	—
	Св. 1	+	160	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
100...0	До 0,25	—	60	12	30	—	30	10	30	30	—	100	30	80	70	80	—
	Св. 0,25 до 0,5	—	80	15	40	—	40	15	40	40	—	120	40	120	100	120	—
	Св. 0,5 до 1	—	—	18	80	—	80	20	80	80	—	—	80	160	—	—	—
	Св. 1	—	—	30	120	—	120	—	120	120	—	120	—	—	—	—	—
25...0	До 0,25	—	60	12	—	10	30	10	30	30	—	100	30	60	—	60	—
	Св. 0,25 до 0,5	—	80	15	—	15	40	15	40	40	—	120	40	100	—	90	—
	Св. 0,5 до 1	—	—	18	—	20	50	20	50	50	—	50	—	—	—	—	—
	Св. 1	—	—	30	—	25	60	—	60	50	—	60	—	—	—	—	—
0,5...0	До 0,25	—	—	10	—	15	20	15	20	20	—	—	—	—	30	60	+
	Св. 0,25 до 0,5	—	—	10	—	20	25	20	25	25	—	—	—	—	40	90	+
	Св. 0,5 до 1	—	—	10	—	25	30	—	30	30	—	—	—	—	50	—	+
	Св. 1	—	—	15	—	35	—	35	35	—	—	—	—	—	60	—	+

Примечания: 1. Толщина защиты для случая хранения весьма абразивных материалов. Толщину защиты для абразивных и малоабразивных сыпучих принимают соответственно на 20 и 40 % меньше табличных данных. Для зон IIб и IIв толщину защиты уменьшают соответственно на 50 и 75 %; если при этом расчетная толщина плиток из каменного литья и ситалла окажется меньше толщины выпускаемых промышленностью плиток, рекомендуется применять защиту из менее износостойкого материала. 2. К рис. 12.44, д: толщина листов по ТУ 7-19-4-77 «Рукава и листы с аякерными ребрами полиэтиленовые».

30...50 мм и необходимую жесткость при действии сдвигающих усилий.

Количество закладных деталей при креплении каменелитых плит защиты сваркой

Сдвигающее усилие на плиту вдоль ската, Н	
До 7000	2
8000...11 000	3
11 000...15 000	4

Сдвигающее усилие на плиту

$$Q = p_l A, \quad (12.76)$$

где A — площадь плиты, m^2 .

Касательное давление p_l на наклонную стенку бункера определяют как скатные растягивающие усилия по аналогии с формулой (12.20).

При необходимости выполнения антикоррозионной защиты металлических стенок бункеров применяют конструкции защиты, в которых крепежные детали, изготовленные по форме, показанной пунктиром на рис. 12.43, д заранее приваривают к стенке бункера. После устройства антикоррозионной защиты на детали надевают плиты, а затем концы деталей отгибают.

Для сокращения количества типоразмеров плит защиты внутренние углы наклонных железобетонных стенок бункеров заполняют бетоном или раствором. Ширина плоскости заделки на каждой грани не более 500 мм.

Для защиты бункеров под малоабразивные сыпучие материалы с коэффициентом крепости, не превышающим 3, могут быть применены плиты из обычного бетона, металлоцемента, кирпича, а также керамические плитки. Требуемая толщина

$$t_p = 193 \cdot 10^{-3} Q \Delta h_{\text{из}} i \eta^{2,8}, \quad (12.77)$$

где $\Delta h_{\text{из}}$, i , η — см. формулу (12.74).

Защита может осуществляться также из монолитного бетона (в железобетонных бункерах) в виде увеличенного на 40...70 мм защитного слоя или слоя бетона, металлоцемента, цементного раствора, полимербетона или кислотоупорного бетона, нанесенного на бетонные конструкции бункера. Толщину защиты из указанных материалов для бункеров под малоабразивные сыпучие материалы рассчитывают по формуле (12.75)

При выборе материала защиты для пылеобразных сыпучих отдают предпочтение пластмассам с наименьшей адгезией и коэффициентом трения (табл. 12.24, 12.25, 12.26).

Защита из листовых пластмасс состоит из отдельных листов, к которым заранее прикреплены со стороны верхней и боковой граней металлические крепежные планки, которые во время монтажа приваривают к стенке бункера. Количество крепежных планок, расположенных вдоль верхней грани листа, определяется расчетом. Монтаж панелей осуществляется слева направо и снизу вверх. Листы в ряду укладываются впритык, по вертикали — внахлестку.

Марка стали крепежных деталей и вид защиты их от коррозии определяют степенью агрессивности среды по СНиП 11-28-73.

При отсутствии листовых пластмасс и резины требуемой толщины можно применять листы меньшей толщины, укладываемые в несколько слоев. В этом случае предусматривают конструктивные мероприятия, обеспечивающие надежность защиты (сварка, приклейка листов друг к другу и др.).

Количество рядов защиты бункеров определяется как частное $B/(H + 30)$, где B — длина защищаемой зоны бункера, мм; H — высота листа, мм; 30 мм — минимальный напуск листа верхнего ряда над нижним.

Листовые пластмассы и резина	Марка, ТУ, ГОСТ, тип и др	Предел прочности на срез, МПа (кгс/см ²)	Предел текучести при растяжении, МПа (кгс/см ²)	Теплостойкость по Вика, °С
Полиэтилен высокого давления	ПЭВД ГОСТ 16337—77	—	9,3...11,7 (95...120)	—
Полиэтилен низкого давления	ПЭНД ТУ 6-05-1721-75	24,5...28,4 (250...290)	22,5...25,4 (230...260)	129...134
высокопрочный	МОПЭНД	—	15,2...21,5 (155...220)	120...122
Модифицированный полиэтилен	ТУ 6-05-1721-75	—	27,5...34,2 (280...350)	130...140
низкого давления высокопрочный	ПП	—	17,7...24,5 (180...250) ³	80...95
Полипропилен	ТУ 6-05-1105-78	31,4...33,4 (320...340)	49...54 (500...550)	70...85
Полистирол ударопрочный	УМТ-0703Э	—	—	—
Винипласт	ОСТ6-05-406-80	48...50 (490...510)	—	—
Асботекстолит	ВП ГОСТ 9639—71	—	—	—
Резина кислотощелочестойкая	ТУ 6-05-898-71	—	—	—
ТКМЩ ГОСТ 7338—77	—	—	3,4...4,3 (35...45) ⁴	—30 ⁵ ...+50
Пластины резиновые футеровочные	ОФР-026-В ⁷ ОФР-026-Г ⁷	—	—	—

¹ С — стойкий; ОС — относительно стойкий; НС — нестойкий; ² По методике Харьковского Промстройные условия работы; ³ Твердость по ТШМ-2; ⁴ № чертежа завода-изготовителя.

Т а б л и ц а 12.25. Адгезия некоторых пылевидных сыпучих материалов к листовым пластмассам, г/см²

Сыпучие материалы	Фракция, мм	Влажность, %	ПЭВД	ПЭНД	МОПЭНД	ПП	УПМ	ВП	Асботекстолит	ТМКЩ
Бентонит	0,05...0	6	0,04	0,032	0,111	0,043	0,067	0,091	0,197	0,095
		1	0,322	0,293	0,353	0,463	0,260	0,378	0,237	0,265
Известняк	0,05...0	3	0,227	0,189	0,198	0,217	0,184	0,248	0,213	0,145

Примечание. Адгезия определена по методике Харьковского ПромстройНИИпроекта.

Т а б л и ц а 12.26. Коэффициент трения сыпучих материалов и некоторых видов пластмасс

Сыпучие материалы	Фракция, мм	Влажность, %	Коэффициент внешнего трения							
			ПЭВД	ПЭНД	МОПЭНД	ПП	УПМ-0703Э	ВП	Асботекстолит	ТМКЩ
Руда	25...0	5	0,56	0,56	0,54	0,50	0,47	0,5	0,50	0,65
Известняк	5...0	4	0,54	0,53	0,56	0,54	0,46	0,5	0,47	0,67
		8	0,55	0,46	0,51	0,52	0,49	0,77	0,50	0,67
То же	0,05...0	1	0,62	0,62	0,61	0,57	0,57	0,47	0,57	0,67
		3	0,58	0,59	0,59	0,59	0,59	0,58	0,59	0,65
Бентонит	0,05...0	1	0,57	0,57	0,57	0,57	0,59	0,51	0,54	0,59
		6	0,58	0,58	0,59	0,63	0,59	0,53	0,59	0,62
Шихта рудных окатышей	0,05...0	9	0,60	0,58	0,59	0,71	0,66	0,67	0,68	0,79
		12	0,68	0,64	0,70	0,71	0,64	0,64	0,69	0,71
Концентрат рудный	0,05...0	7	0,67	0,61	0,68	0,69	0,65	0,69	0,67	0,75
		10	0,69	0,69	0,70	0,69	0,66	0,69	0,62	0,74

свойства полимерных материалов

Стойкость к химической среде ¹					Модуль упругости, МПа (кгс/см ²)		Твердость по Бринеллю, МПа (кгс/см ²)	Плотность, г/см ³	Ударный нанос ² , г
Кислоты		Щелочи	Бензин	Минеральное масло	при растяжении	при изгибе			
минеральная	органическая								
С	С	С	ОС	С	—	88...225 (900...2300)	0,17...0,23 (1,7...2,3)	0,922...0,924	—
С	С	С	ОС	С	—	640...735 (6500...7500)	0,48...0,52 (4,9...5,3)	0,951...0,953	0,19
С	С	С	ОС	С	540...635 (5500...6500)	—	0,39...0,44 (4...4,5)	0,937...0,945	0,11
С	С	С	С	С	1080...1320 (11 000...13 500)	—	—	0,91	—
С	НС	С	НС	ОС	—	—	0,98...1,27 (10...13)	1,06	0,29
—	—	—	—	—	—	—	—	1,38	—
—	—	—	—	—	—	275...430 (2800...4500)	—	1,3...1,7	—
С	С	С	С	С	—	—	0,39...1,9 (4...20) ⁶	—	0,04

ниипроекта: ³ Разрушающее напряжение при растяжении; ⁴ Предел прочности при разрыве; ⁵ Температур -

Крепят защиту из листов резины на выносе (см. рис. 41.В, е) и в виде штор (см. рис. 12.41, В, д) болтами. Количество болтов и расстояние от их оси до края резинового листа определяют расчетом, исходя из восприятия листом сдвигающего усилия, передающегося сыпучим, и работы листа в месте закрепления на растяжение. При проектировании защиты на выносе расстояние от плоскости закрепления резинового листа до стенки бункера 50...75 мм, в защите в виде штор — 15...25 мм.

Т а б л и ц а 12.27. Выбор марок стали защиты

Зона износа	Марка стали для защиты	
	от весьма абразивных и абразивных сыпучих	от малоабразивных сыпучих
II, IIa	20Г2, 14ГЛ, 09Г2, 35ГЛ	ВСт5
IIб	ВСт5	—
IIв	Ст3	—

Стыки полимерных облицовок из термопластичных листов с анкерными ребрами (см. рис. 12.44, д) при необходимости можно сваривать в заводских или монтажных условиях методом экструзионной присадки ручным сварочным устройством РЭСУ-500.

Марку стали металлической защиты выбирают в зависимости от абразивности сыпучего материала и зоны износа по табл. 12.27, а толщину — по табл. 12.28.

При толщине металлической защиты до 10 мм листы укладывают внахлестку по скату бункера, более 10 мм — с зазором.

Т а б л и ц а 12.28. Выбор толщины защиты от металла

Зона износа	Количество сыпучего, проходящего через бункер, млн. т/год	Толщина защиты, мм из стали для II зоны износа при сыпучем материале			при максимальной крупности сыпучего, мм					
		весьма абразивном	абразивном	малоабразивном						
					300	900	1500	300	900	1500
II, IIa	До 0,5 До 1 Св. 1	25 40 65	30 50 90	40 60 110	18 25 50	25 40 80	25 40 80	10 16 25	16 24 40	16 24 40
IIб	До 0,5 До 1 Св. 1	12 20 32	15 25 45	20 30 65	10 12 25	12 20 40	12 20 40	— — —	— — —	— — —
IIв	До 0,5 До 1 Св. 1	6 10 16	8 12 22	10 15 28	5 6 12	6 10 20	6 10 20	— — —	— — —	— — —

12.7. Закрома

Общие сведения. Закрома представляют собой многоячеековые резервуары с открытой верхней частью в плане. Размеры сторон и высота ячеек зависят от потребной мощности закроев, вида хранимых материалов, компоновки ячеек в зависимости от технологического процесса и объемно-планировочного решения здания, в котором размещают закрома или с которым хранилища функционально связаны.

Закрома могут быть заглублены или размещены на поверхности земли. В первом случае стенки закроев возвышаются над планировочной отметкой земли или пола не менее чем на 1200 мм, в связи с чем можно не делать ограждение емкостей (перил, сеток), мешающее эксплуатации закроев.

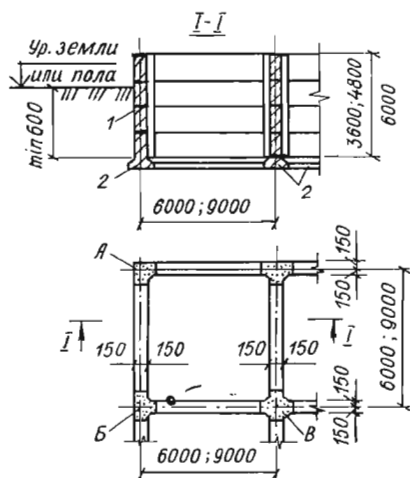


Рис. 12.45. Конструктивная схема сборно-монолитных закроев:

1 — стеновые панели; 2 — фундаментные подушки (узлы А...В к табл. 12.32).

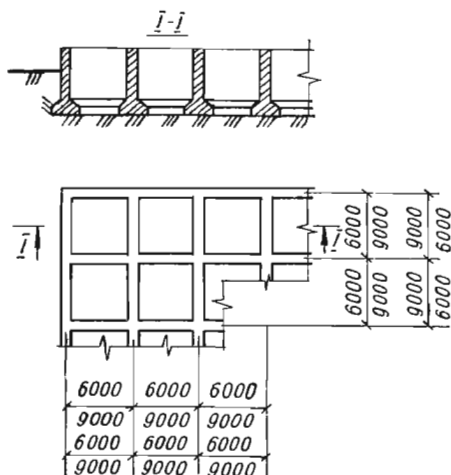


Рис. 12.46. Примеры компоновки закроев из унифицированных ячеек размерами в плане 6 × 6, 6 × 9, 9 × 9 м.

Если закрома находятся на поверхности земли, надо обеспечить минимальное заглубление подошвы стен (при размещении в здании стены наземных закроев заглубляют примерно на 600 мм).

Исходные данные для проектирования строительной части закроев: размеры закроев с учетом заглубления; сочетание ячеек; характери-

сти хранимых материалов и грунтов; временная нагрузка в зоне закроев.

Конструктивные решения закроев. Закрома в большинстве случаев возводят из сборного железобетона, что объясняется их особенностями: необходимостью заглубления, смачиванием некоторых видов хранимых материалов для предотвращения пыления, условиями эксплуатации, требующими определенной массивности конструкций.

Опыт строительства и эксплуатации показал целесообразность проектирования закроев в

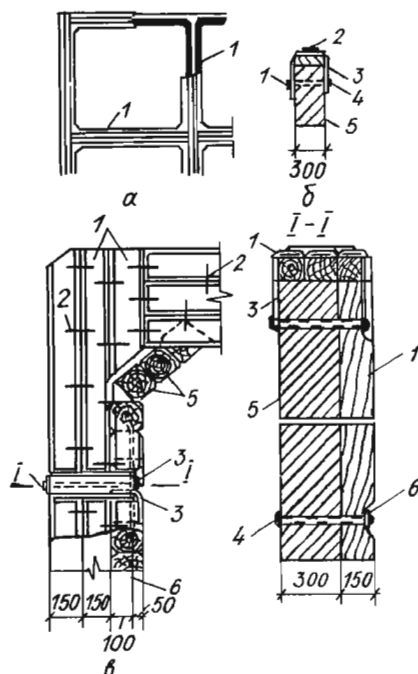


Рис. 12.47. Устройство предохранительной обшивки:

а — общий вид обшивки закроев; б — деталь устройства обшивки для хранения сыпучих материалов; в — деталь устройства обшивки для хранения металлической шихты: 1 — деревянные брусья; 2 — стальные скобы; 3 — стальная пластина-хомут; 4 — болт с гайкой; 5 — стеновые панели; 6 — стальная полоса (крепится болтами через 1 м).

сборно-монолитном исполнении; после замоноличивания узловых сопряжений сборные конструкции приобретают качества монолитных железобетонных (рис. 12.45). Компоновка закроев производится из унифицированных ячеек размерами в плане 6 × 6, 6 × 9 и 9 × 9 м (рис. 12.46). Допускается принимать большие размеры, кратные 3 м, если это обусловливается технологическими требованиями. Высота стен 3,6, 4,8 и 6 м. Минимальное заглубление стен закроев от уровня пола или планировочной отметки земли 0,6 м, пола 0,3 м. Полы закроев выполняют из камня грубого окола или грунтовыми.

В закромах для хранения металлической шихты предусматривают защиту стен с внутренней стороны и сверху из деревянных брусьев, в монолитных — из рельсов. В закромах для сыпучих

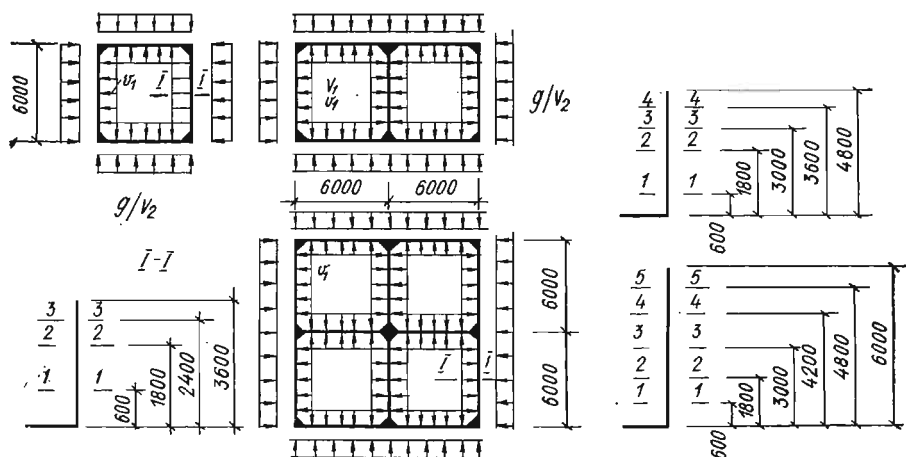


Рис. 12.48. Схемы нагрузок на горизонтальные рамы (g — постоянная горизонтальная распределенная нагрузка от грунта;

v_1 — горизонтальная распределенная составляющая от временной нагрузки на поверхности грунта; v_2 — горизонтальная распределенная составляющая от заполнения закомов; $I-I$ — характерные сечения стенок закома, для которых определяются усилия.

материалов защиту проектируют только по верху стен (рис. 12.47).

При загрузке и выгрузке материалов грейферными кранами предусматривают буферный слой из хранимого материала толщиной не менее 0,3 м. Для осмотра, ремонта, очистки закомов пользуются переносными лестницами.

Для монолитных закомов назначают бетон классов В15 (М200), В20 (М250), для сборных — В25 (М300); бетон замоноличивания в узлах сборно-монолитных закомов — В25 (М300). Для армирования преимущественно применяют стержневую арматуру классов А-III и А-I, допускается А-III и арматурная проволока класса Вр-I. При проектировании стыков сборно-монолитных закомов выполняют конструктивные требования СНиП 2-03.01-84. Наружные поверхности закомов, заглубленные в грунт, покрывают горячим битумом за 2 раза.

Горизонтальное давление материала на стены

закомов допускается определять как для подпорных стен.

Стены закомов рассчитывают на нагрузки от давления:

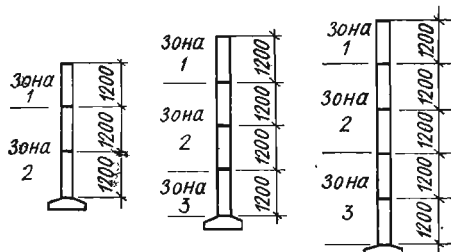
хранимых материалов с характеристиками, принимаемыми в соответствии с технологическим заданием;

грунта с учетом временной нормативной нагрузки на поверхности земли интенсивностью не менее 20 кПа (2 т/м²), при опорожненном закоме. При расчете допускается принимать следующие характеристики грунта: удельный расчетный вес — 18 кН/м³ (1,8 т/м³); расчетный угол внутреннего трения 30°.

Коэффициент надежности по нагрузке для определения расчетного веса материалов заполнения закомов 1,2. Расчетный угол внутреннего трения, определяемый делением значения нормативного угла внутреннего трения на коэффициент безопасности 1,1.

Таблица 12.29. Подбор марок стеновых панелей

Схема разбивки стен на зоны при высоте закомов, м			Размер ячейки закома, м	Номер зоны	Марка панели для стороны закома длиной, м	
3,6	4,8	6			6	9



6×6

1

ПС1-1

2

ПС1-2

3

ПС1-3

6×9

1

ПС1-1

2

ПС1-2

3

ПС1-3

9×9

1

—

2

—

3

—

ПС2-1

ПС2-2

ПС2-3

ПС2-1

ПС2-2

ПС2-3

Таблица 12.30. Габаритные размеры ячеек закроев, м

a	b	H	h	c

6	6	3,6	0,6...2,4	1,2...3
		4,8	0,6...3,6	1,2...4,2
		6	0,6...4,8	1,2...5,4
6	9	3,6	0,6...2,4	1,2...3
		4,8	0,6...3,6	1,2...4,2
		6	0,6...4,8	1,2...5,4
9	9	3,6	0,6...2,4	1,2...3
		4,8	0,6...3,6	1,2...4,2
		6	0,6...4,8	1,2...5,4

Таблица 12.31. Номенклатура и технические характеристики закроев

Марка изделия	Эскиз	Масса, т	Расход	
			бетона, м³	стали, кг
ПС1-1		4,3	1,73	104
ПС1-2				164
ПС1-3				244
ПС2-1		7	2,8	156
ПС2-2				370
ПС2-3				533
ОП1-1		0,5	0,2	6

Расчетная схема закроев принимается в виде горизонтальных рам с жесткими узлами. Для заглубленных закроев давление грунта считают равномерным со всех сторон (рис. 12.48).

По высоте стена закроеа разбивается на характерные сечения для монолитных и зоны для сборных стен (табл. 12.29 применительно к серии 3.400-2).

Конструкции сборных железобетонных закроев проверяют на усилия, возникающие в процессе подъема, транспортирования и монтажа (собственный вес при этом принимается с коэффициентом динамичности при транспортировании 1,6, подъеме и монтаже 1,4).

Таблица 12.32. Расход материалов на один монолитный узел

Узел (рис. 12.46)	Высота закроеа, м	Объем бетона, м³	Расход стали на ячейку, кг	
			6 × 6 м	6 × 6 и 6 × 9 м
А	3,6	1,4	233	286
	4,8	1,9	350	433
	6,0	2,4	467	580
Б	3,6	2,1	303	369
	4,8	2,7	457	563
	6,0	3,4	612	756
В	3,6	2,9	408	499
	4,8	3,8	624	763
	6,0	4,8	840	1026

Сечения конструкций закроев подбирают в соответствии со СНиП 2.03.01-84.

Типовые конструкции закроев. Рабочие чертежи унифицированных сборно-монолитных железобетонных закроев высотой 3,6; 4,8 и 6 м, с размерами ячеек в плане 6 × 6, 6 × 9 и 9 × 9 м были разработаны Харьковским Промстройин-проектом в составе серии 3.400-2 (табл. 12.30, 12.31). Закроеа с унифицированными строительными параметрами предназначены для хранения сыпучих и металлических шихтовых материалов.

Конструкции закроев могут применяться в закрытых помещениях и на открытых площадках при температуре воздуха не ниже —30 °С, опорная подушка стен закроев должна располагаться выше уровня грунтовых вод.

Закроеа разработаны применительно к условиям эксплуатации в нормальной среде. При их применении в агрессивной газовой или жидкой среде в проекте разрабатывают мероприятия по антикоррозионной защите в соответствии с нормативными материалами.

Стены унифицированных закроев возводят из сборных плоских панелей, укладываемых друг на друга на ребро с заполнением горизонтальных швов цементным раствором в процессе монтажа. Номинальная высота стеновых панелей 1,2 м, а толщина определена с учетом ряда факторов, основные из которых: обеспечение прочности и жесткости сооружения в целом, удовлетворение повышенных требований на истирание, создание условий для возможности устройства петлевого стыка (рис. 12.49). Длина панелей зависит от размеров стороны ячейки и монолитных участков

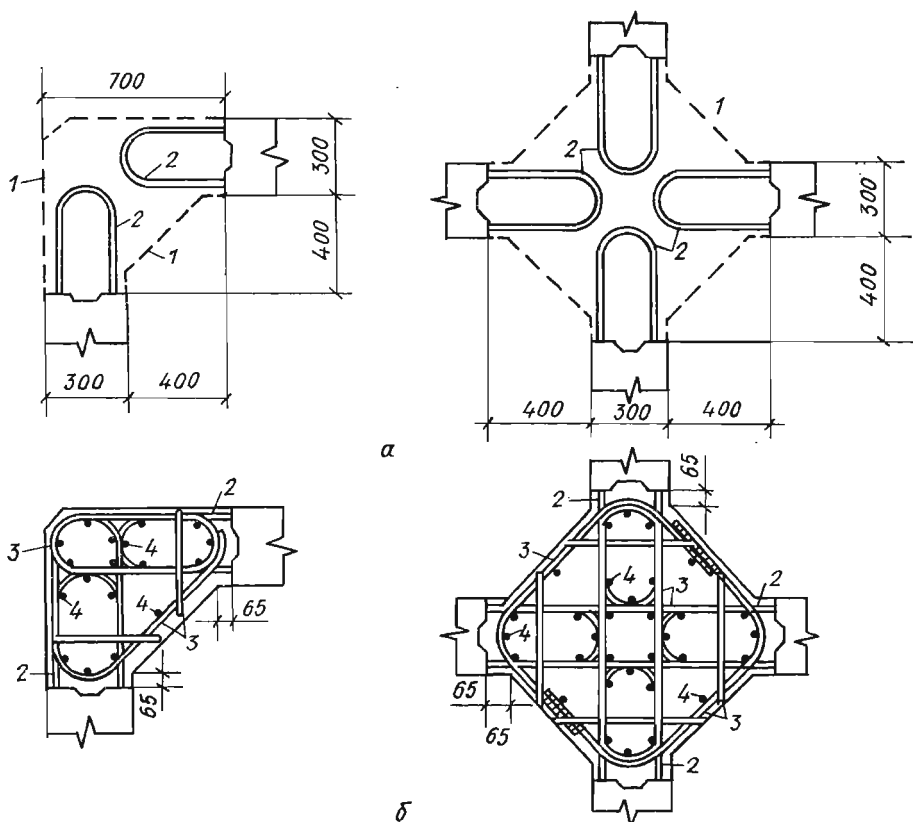


Рис. 12.49. Конструкции жесткого узлового сопряжения стеновых панелей:

а — до установки горизонтальных каркасов и вертикальных стержней; б — после установки всей арматуры; 1 — линия установки опалубки; 2 — петлевые выпуски из стеновых панелей; 3 — горизонтальный каркас; 4 — вертикальные арматурные стержни.

в углах закомов, обеспечивающих соединение арматурных выпусков из панелей.

Сборные стены закомов рассчитаны на нагрузки от хранимых материалов и на временную нормативную нагрузку на поверхности земли 20 кПа (2 т/м^2), а также проверены расчетом на давление грунта удельным весом 18 кН/м^3 ($1,8 \text{ т/м}^3$) при угле естественного откоса 30° .

Коэффициенты надежности по нагрузке для хранимых материалов и временной нагрузки 1,3; для грунта 1,2.

Рабочая арматура класса А-III, конструктивная — класса А-I.

В узловых пересечениях стен сопряжения панелей между собой жесткие, достигаемые перехлестыванием петлевых выпусков на торцах панелей с дополнительными устанавливаемыми в пределах стыка плоскими каркасами и вертикальными стержнями, а также замоноличиванием узла бетоном на всю высоту. Расход бетона и арматуры на монолитные узлы приведен в табл. 12.32. Внизу закомов стеновые панели устанавливаются на сборные железобетонные фундаментные подушки (см. рис. 12.45), армированные одинарной сеткой.

Стены закомов (см. рис. 12.47) защищают с внутренней стороны и по верху деревянными

брусками для металлической шихты и по верху стен для других сыпучих материалов.

Рабочие чертежи монолитных железобетонных конструкций закомов разработаны Харьковским Промстройинипроектом в составе серии 3.400.1-9 (табл. 12.33). В ней представлены конструкции одно-, двух- и четырехъячеековых монолитных закомов с унифицированными размерами в плане $6 \times 6 \text{ м}$, высота закомов кратна 1,2 м; 3,6; 4,8 и 6 м.

Конструкции закомов предназначены для закрытых помещений и открытых площадок при расчетной температуре воздуха не ниже -40°C , ленточные фундаменты под стены располагают выше уровня грунтовых вод.

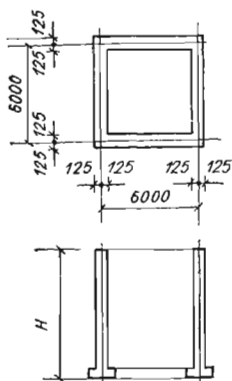
Закрома предназначены для обычных сред, для агрессивной газовой или жидкой среды должны быть разработаны защитные мероприятия в соответствии с нормативами.

Опирающие стены на монолитные бетонные ленточные фундаменты выполняют по песчаной подготовке толщиной 100 мм. Толщина стен 250 мм; для закомов высотой 3,6 и 4,8 м бетон класса В15 (М200), 6 м — класса В20 (М250). Рабочая арматура класса А-III, конструктивная — класса А-I.

Т а б л и ц а 12.33. Номенклатура монолитных железобетонных закров

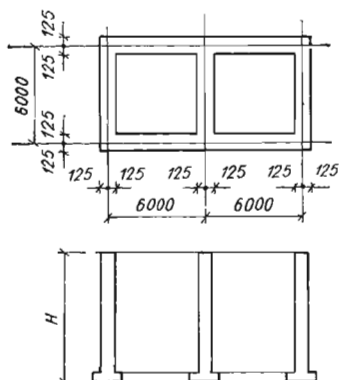
Схема закрома	Марка	Высо- та, м	Класс бетона (марка)	Расход	
				бетона, м³	стали, кг

Одноячейковые закрома



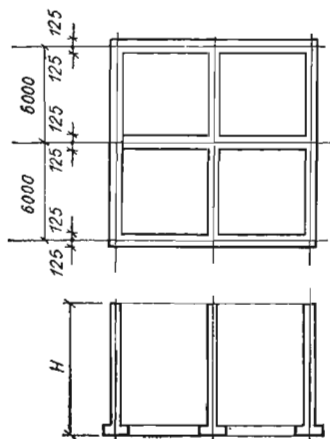
1-3,6-1				1234
1-3,6-2				1721
1-3,6-3	3600		23,7	1254
1-3,6-4				1589
1-3,6-5				1279
1-3,6-6			B15 (200)	1524
1-4,8-1				2141
1-4,8-2	4800		30,8	2051
1-4,8-3				2136
1-6,0-1				3272
1-6,0-2				3120
1-6,0-3	6000	B20 (250)	38,1	2789
1-6,0-4				2629
1-6,0-5				2875

Двухъячейковые закрома



2-3,6-4				3240
2-3,6-5	3600		41	2327
2-3,6-6		B15 (200)		2946
2-4,8-1				3889
2-4,8-2	4800			3918
2-4,8-3			53,5	4212
2-6,0-1				6050
2-6,0-2				5777
2-6,0-3	6000	B20 (250)	66,1	5401
2-6,0-4				5198
2-6,0-5				5158

Четырехъячейковые закрома



4-3,6-1				3793
4-3,6-2				5682
4-3,6-3				3808
4-3,6-4				5994
4-3,6-5	3600	B15 (200)	69,9	3963
4-3,6-6				5355
4-4,8-1				6959
4-4,8-2	4800	B15 (200)	91,3	6992
4-4,8-3				7656
4-6,0-1				10 951
4-6,0-2				10 162
4-6,0-3	6000	B20 (250)	112,6	9810
4-6,0-4				9029
4-6,0-5				9193

Защиту закровов от истирания и ударных воздействий ковша грейфера при загрузке и выгрузке выполняют в двух вариантах, обшивка с внутренней стороны ячеек и поверху деревянными брусками; отслужившие автопокрышки с металлическим кордом типа 300-508; 185-380 и пр.

Стены закровов рассчитаны на нагрузки от хранимых материалов и на временную норматив-

ную на поверхности земли вокруг закровов интенсивностью 20 кПа (2 т/м^2), а также проверены на давление грунта удельным весом 18 кН/м^3 ($1,8 \text{ т/м}^3$), при расчетном угле внутреннего трения 30° . Коэффициенты надежности по нагрузке: для хранимых материалов и временной нагрузки 1,2; для грунта при незаполненных закровах — 1,2; при заполненных — 0,9.

13. СИЛОСЫ И СИЛОСНЫЕ КОРПУСА

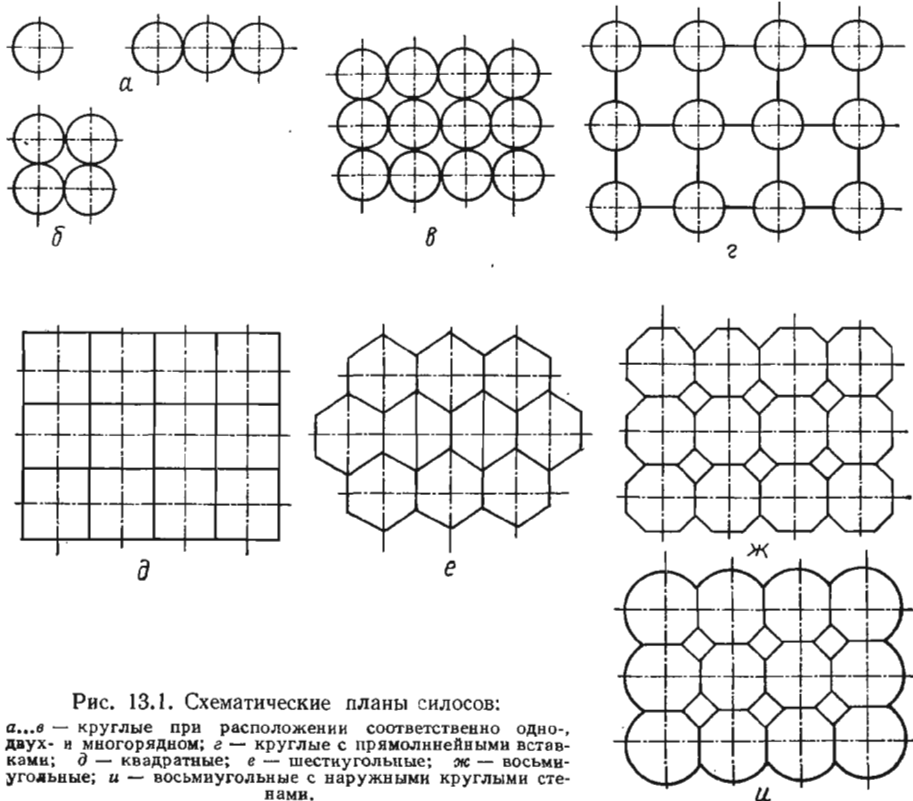
13.1. Общие сведения

Силосом называют саморазгружающееся емкостное сооружение, предназначенное для сыпучего материала, постоянного круглого, прямоугольного или многоугольного сечения в плане, высота которого $h > 1,5 \sqrt{A}$, где A — площадь поперечного (горизонтального) сечения в свету. При этом для круглого силоса $h > 1,33d$, для квадратного $h > 1,5d$, где d — наибольший диаметр круга, вписанного в поперечное сечение силоса; h — высота стены силоса от верха дна, воронки или набетонки до низа надсилосного перекрытия.

Силосы применяют для хранения зернистых или порошкообразных сыпучих материалов. Они непригодны для хранения материалов, способных слеживаться или самовозгораться, а также со структурой, разрушающейся при значительном давлении.

Форму, размеры и расположение силосов в плане принимают в соответствии с требованиями технологии производства, унификации, грунтовыми условиями, а также исходя из результатов технико-экономических сопоставлений.

Материал подают в силосы сверху механическим или пневматическим способом; разгружают их снизу гравитационно (самотекотом).



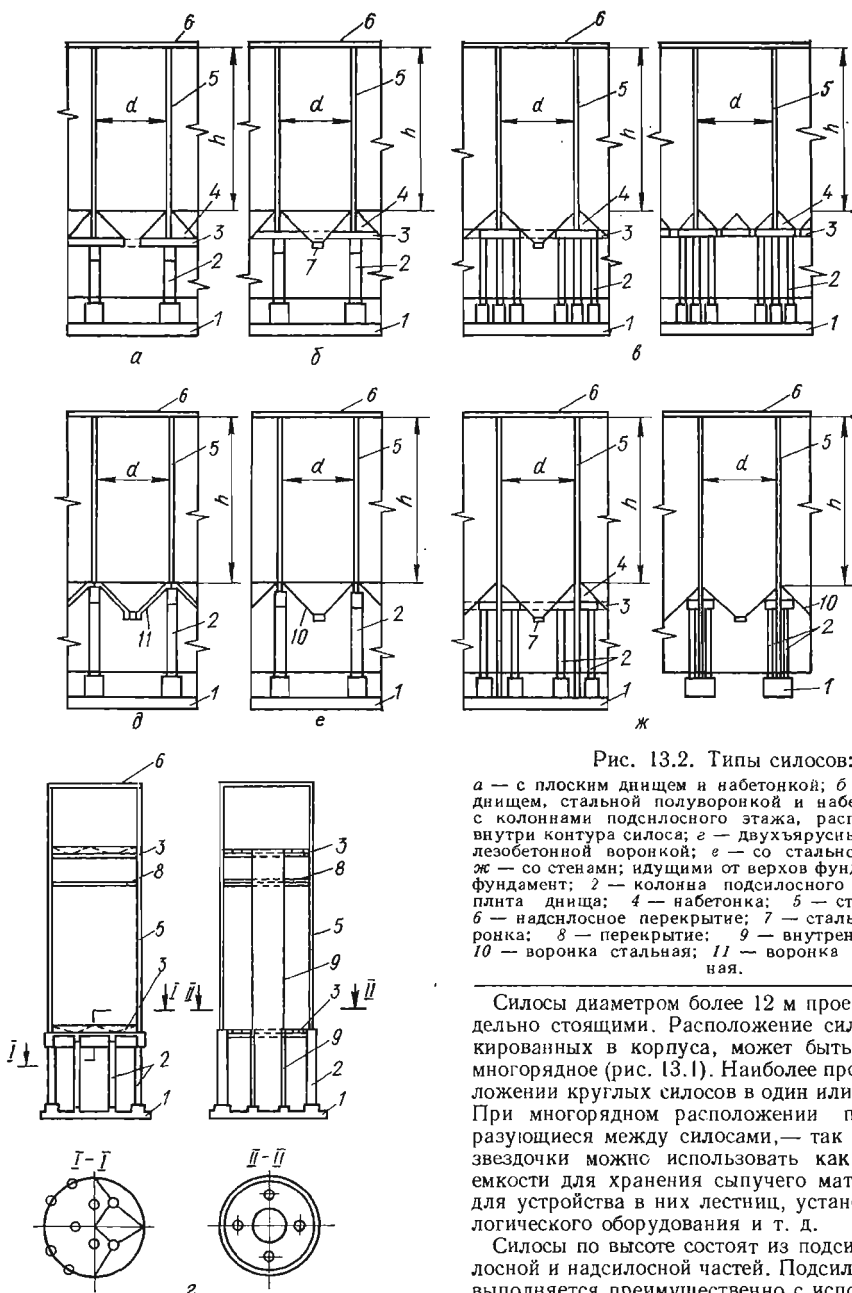


Рис. 13.2. Типы силосов:

а — с плоским дном и набетонкой; *б* — с плоским дном, стальной полуворонкой и набетонкой; *в* — с колоннами подсилосного этажа, расположенными внутри контура силоса; *г* — двухъярусные; *д* — с железобетонной воронкой; *е* — со стальной воронкой; *ж* — со стенами, идущими от верхов фундамента; *1* — фундамент; *2* — колонна подсилосного этажа; *3* — плита дна; *4* — набетонка; *5* — стена силоса; *6* — надсилосное перекрытие; *7* — стальная полуворонка; *8* — перекрытие; *9* — внутренняя труба; *10* — воронка стальная; *11* — воронка железобетонная.

Силосы диаметром более 12 м проектируют отдельно стоящими. Расположение силосов, блокированных в корпуса, может быть одно- или многоярусное (рис. 13.1). Наиболее простое расположение круглых силосов в один или в два ряда. При многоярусном расположении полости, образующиеся между силосами, — так называемые звездочки можно использовать как добавочные емкости для хранения сыпучего материала или для устройства в них лестниц, установки технологического оборудования и т. д.

Силосы по высоте состоят из подсилосной, силосной и надсилосной частей. Подсилосная часть выполняется преимущественно с использованием колонн. Силосы без подсилосного этажа со стенами, идущими от фундамента, широкого распространения не получили. Основные типы силосов приведены на рис. 13.2. В цементной промышленности применяют двухъярусные силосы.

Некоторые параметры силосов, м

Сетки разбивочных осей, проходящих через центры
сблокированных силосов 3×3; 6×6; 12×12

Применяют силосы преимущественно круглого и квадратного сечения, предпочтение отдают круглым, стены которых работают в основном на центральное растяжение. При большом числе мелких силосов для хранения различных материалов или одного и того же материала разных сортов, рациональны силосы квадратного сечения с размерами сторон не более 3...4 м. При соответствующем обосновании выполняют силосы прямоугольными и многоугольными.

Номинальный наружный диаметр круглых силосов 3; 6; 12; 18; 24
 Размер в осях стен квадратных силосов 3×3
 Высота стен силосов, а также подсилосных и надсилосных этажей Кратно 0,6

Унифицированные габаритные схемы силосных корпусов приведены в табл. 13.1.

Габаритные размеры надсилосных помещений в плане должны быть кратными 3 м и отвечать требованиям унификации одноэтажных зданий. Железобетонные силосные корпуса длиной до 48 м могут выполняться без деформационных

Т а б л и ц а . 13.1 Унифицированные габаритные схемы силосных корпусов

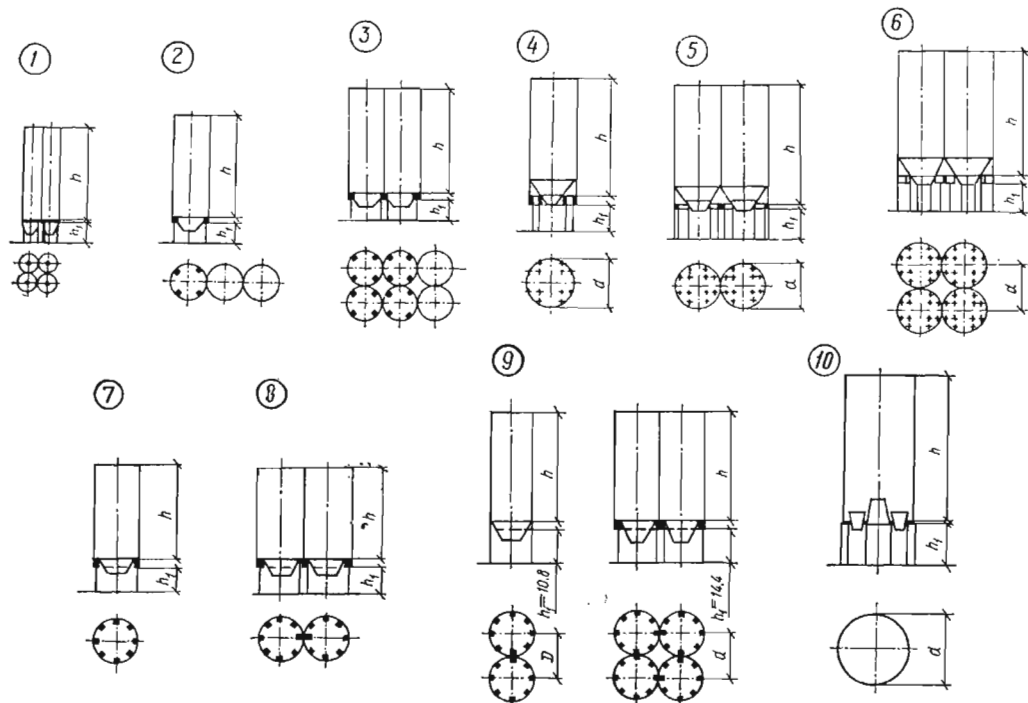


Схема соору- жения	<i>d</i>	<i>h</i> ₁	<i>h</i>	Вмести- мость кор- пуса, м³	Схема соору- жения	<i>d</i>	<i>h</i> ₁	<i>h</i>	Вмести- мость кор- пуса, м³	
	м					м				
Эскиз 1	3	3,6	15,6	360× <i>n</i>	Эскиз 5	12	6	18	3400	
Эскиз 2	6	4,8	9,6	265× <i>n</i>			30	6000		
			14,4	375× <i>n</i>			10,8	18	3400	
			19,2	505× <i>n</i>			30	6000		
		6	9,6	265× <i>n</i>	12 000					
			14,4	375× <i>n</i>		12 000				
Эскиз 3	6	4,8	19,2	505× <i>n</i>	Эскиз 7		12	10,8	18	1700
			9,6	265× <i>n</i>		30			3000	
			14,4	375× <i>n</i>		Эскиз 8			12	10,8
		19,2	505× <i>n</i>	12 000						
		6	9,6		265× <i>n</i>		12	10,8		
Эскиз 4	12	6	14,4	375× <i>n</i>	Эскиз 9	18			5,4	9700
			19,2	505× <i>n</i>			9,2	11 000		
		10,8	18	1700				11,2	11 700	
			30	3000						
		10,8	30	3000	Эскиз 10					

Примечание. d — наружный диаметр силоса; h_1 — высота подсилосного этажа от уровня пола до низа плиты или опорной кольцевой балки; h — высота стены силоса; n — число силосов.

швов. Отношение длины силосного корпуса к его ширине и высоте не более 2. При однорядном расположении силосов диаметром 6 м это отношение может быть увеличено до 3.

При диаметре силосов до 6 м и устройстве воронок на весь диаметр силоса, подсилосные колонны размещаются по периметру стен. При диаметре силоса больше 6 м и устройстве плоского днища колонны устанавливаются также и внутри контура силоса. Расстояния между колоннами назначается с учетом приближения транспортных средств. Колонны квадратных силосов располагаются в углах пересечения стен.

Максимальная высота стен силосов принимается не более 30, а для многорядных силосных корпусов, возводимых на скальных или полускальных грунтах, — не более 42 м.

Силосные корпуса проектируют железобетонными монолитными или сборными из унифицированных изделий. Стальными могут быть только емкости для сыпучих материалов, хранение которых не допускается в железобетонных, а также инвентарные и оперативные силосы.

Сборные железобетонные стены силосов круглые в плане диаметром 3 м и квадратные 3×3 м проектируют из объемных блоков; при больших размерах стены силосов выполняют из отдельных элементов, укрупняемых перед монтажом в царги или блоки, или из элементов монтируемых без предварительного укрупнения.

Горизонтальная разрезка стен силосов должна производиться на элементы, кратные по высоте 600 мм (с учетом толщины шва). Такая разрезка по направлению наименьших усилий соответствует работе конструкций силоса и не вызывает осложнений при изготовлении и монтаже. Вертикальное членение стенок силоса на сборные элементы требует более сложного конструктивного решения, так как при этом необходимо обеспечить передачу полного усилия стесняемой кольцевой арматурой. Поскольку вся рабочая арматура оказывается многократно перерезанной, возникает дополнительный расход стали на устройство сварных стыков. При проектировании сборных железобетонных силосов стремятся к сокращению количества вертикальных стыков элементов стен.

В проекте предусматривают мероприятия, обеспечивающие защиту стыков сборных элементов от проникновения атмосферных осадков.

Внутренние поверхности стен и днища не должны иметь выступающих горизонтальных ребер, поскольку ребристые конструкции значительно сложнее в изготовлении и неприемлемы для многих сыпучих материалов из-за опасности зависания.

При диаметре 12 м и более целесообразно применение монолитных железобетонных силосов, выполняемых в скользящей или переставной опалубке.

В скользящей опалубке с механизированным подъемом можно возводить силосы различного очертания без поддерживающих лесов и вести бетонирование стен одновременно по всему сооружению. Принцип создания скользящей опалубки основан на том, что скорость ее движения соответствует скорости схватывания бетона. Применение скользящей опалубки создает условия для быстрого возведения высоких силосов. Скорость

подъема опалубки в летнее время колеблется от 3 до 3,6 м в сутки (при трехсменной работе). Возведение силосов в скользящей опалубке целесообразно при их высоте более 10 м. Скорость подъема переставной опалубки значительно меньше (0,6...0,8 м в сутки) и стоимость возведения стен силосов с ее применением выше стоимости возведения в скользящей опалубке. Преимущество ее — в возможности изменения толщины стен по высоте и армирование их сварными сетками.

Стены круглых силосов целесообразно выполнять предварительно напряженными. При соответствующем обжатии бетона создаются условия, при которых стены не испытывают растягивающих напряжений. Натяжение арматуры может быть осуществлено ручным, термическим или механическим способом. Наиболее рационален механический — навивка высокопрочной проволоки на готовые силосные банки намоточными машинами. Однако технология навивки напрягаемой арматуры требует не менее 1,5...2 м свободного пространства вокруг сооружения, поэтому применение этого способа исключается при возведении силосных корпусов из сблочированных силосов, располагаемых вплотную.

Стены монолитных железобетонных силосов проектируют из бетона класса не ниже В15 (марки 200), сборные — не ниже В25 (марки 300). Арматурную сталь для железобетонных силосов принимают в соответствии со СНиП 2.03.01-84.

При проектировании стен из стали предусматривают индустриальные методы их изготовления и монтажа с применением: листов и лент больших размеров; способа рулонирования, изготовления заготовок в виде скорлуп, а также других производов методов: автоматической сварки с минимальным количеством сварных швов, выполняемых на монтаже.

13.2. Проектные решения

В зависимости от хранимого материала днища силосов проектируют из железобетонных плит с одним или несколькими разгрузочными отверстиями со стальной полуворонкой и бетонными откосами, а также в виде сборной железобетонной или стальной воронки на все сечение силоса. Стены и днища силосов для абразивных и кусковых материалов защищают от истирания и разрушения при загрузке в соответствии с указаниями, приведенными в гл. 12. Материал для защиты стен и днища силосов выбирают в зависимости от физико-механических свойств хранимого материала. При проектировании силосов учитывают также химическую агрессию хранимого материала и воздушной среды.

Надсилосные перекрытия проектируют из сборных железобетонных плит по сборным железобетонным или стальным балкам, для силосов со стальными стенками допускаются из стали. Надсилосные помещения и транспортные галереи выполняют с применением несгораемого облегченного стенового ограждения или сборных железобетонных конструкций.

Наружные стены неотапливаемых подсилосных помещений проектируют из железобетонных панелей, отапливаемых в подсилосной части — панельными или кирпичными.

Колонны подсилосного этажа сборные железобетонные. Фундаменты отдельно стоящих силосов и силосных корпусов выполняют в виде монолитных железобетонных безбалочных плит, на скальных и крупнообломочных грунтах — отдельно стоящими, ленточными или кольцевыми. Свайные фундаменты предусматривают в тех случаях, когда расчетные деформации естественного основания превышают предельные или не обеспечивается его устойчивость, а также при наличии просадочных грунтов, в других случаях — при соответствующем технико-экономическом обосновании.

Из надсилосных помещений должно быть не менее двух эвакуационных выходов, второй выход допускается через наружную стальную открытую лестницу, доходящую до кровли надсилосного помещения (при неблагоприятных климатических условиях ее ограждают холодными облегченными конструкциями), а также через конвейерные галереи, ведущие к зданиям или сооружениям, обеспеченным эвакуационными выходами. В этом случае конвейерные галереи и транспортируемые по ним материалы должны быть несгораемыми и уклон галерей отвечать требованиям, предъявляемым к путям эвакуации.

Из надсилосных помещений площадью до 300 м² с числом работающих не более 5 человек в смену при хранении в силосах несгораемых материалов допускается предусматривать один эвакуационный выход на наружную открытую стальную лестницу. Все силосные корпуса обеспечиваются лифтом для подъема людей на надсилосную галерею. Лестничные клетки в силосных корпусах, соединенных верхними галереями с производственными зданиями, допускается не устраивать.

Расстояние от наиболее удаленной части надсилосного помещения до ближайшего выхода на наружную лестницу или лестничную клетку не более 75 м, при хранении в силосах несгораемых материалов — до 100 м.

Для силосов и силосных корпусов лестницы проектируют с шириной марша не менее 0,8 м и с уклоном не более 1:1. Наружные стальные маршевые лестницы, используемые для эвакуации людей, проектируют шириной не менее 0,7 м с уклоном не более 1:1 и ограждением высотой 1 м. При числе работающих в здании и соединенных с ним силосных корпусах в наиболее многочисленную смену не более 10 человек допускается увеличивать уклон лестницы до 1,7:1.

На кровле по периметру наружных стен силосных корпусов высотой до верха карниза более 10 м выполняют решетчатые ограждения высотой не менее 1 м из несгораемых материалов.

При проектировании силосов для сыпучих материалов, пыль которых способна образовывать при заполнении или разгрузке силосов взрывоопасные концентрации, предусматривают мероприятия, исключающие возможность взрывов, а также предупреждающие появление электростатических разрядов.

Предел огнестойкости стальных конструкций силосных корпусов и надсилосных галерей не менее 0,25 ч; огнезащита стальных колонн и перекрытий надстроек высотой более двух этажей, а также несущих конструкций подсилосных этажей (колонн и балок под стены силосов) с пределом огнестойкости не менее 0,75 ч.

При проектировании соединительных галерей между силосами или между силосными корпусами учитывают относительные смещения силосов или силосных корпусов, вызываемые неравномерными осадками и кренами.

13.3. Расчет

Силосы рассчитывают в соответствии со СНиП 2.01.07-85 на нагрузки и воздействия:

постоянные — от веса конструкций;
временные длительные — от веса сыпучих материалов, части горизонтального давления и трения сыпучих материалов о стенки силосов, веса технологического оборудования, принимаемого не менее 2 кН/м² (200 кгс/м²), от усадки и ползучести бетона, крена и неравномерных осадков, веса снегового покрова;

кратковременные — возникающие при изготовлении, перевозке и монтаже сборных конструкций, от перепада температуры, от части горизонтального давления сыпучих материалов, от давления воздуха при активной вентиляции и гомогенизации, от ветра;

особые — от сейсмических воздействий и давления, развиваемого при взрыве.

Аэродинамический коэффициент при расчете на ветровые нагрузки принимают по СНиП 2.01.07-85. Аэродинамический коэффициент общего лобового сопротивления силосов для расчете нижележащих конструкций (колонн и фундаментов) допускается принимать: для одиночных силосов, расположенных от других на расстоянии, большем трех диаметров силосов (по центрам), 0,7; при меньшем 1,3; для заблокированных силосов 1,4.

Удельный вес сыпучих материалов приведен в табл. 1.3. Коэффициенты надежности по нагрузке для горизонтальных и вертикальных давлений сыпучих материалов принимают 1,3; для температурных воздействий и для давления воздуха в силосе 1,1. При расчете на сжатие (смятие) нижней зоны стен силосов, колонн подсилосного этажа, фундаментов и оснований, расчетную нагрузку от веса сыпучих материалов умножают на коэффициент 0,9, так как осредненный по высоте силоса удельный вес сыпучих материалов будет несколько меньше указанного в табл. 1.3.

Стены квадратных, многоугольных и круглых силосов диаметром до 12 м включительно, кроме расчета на прочность, рассчитывают на выносливость с коэффициентом асимметрии цикла $\rho_s = \rho_b = 0,85$ при стенах с предварительным напряжением и $\rho_s = \rho_b = 0,7$ при ненапряженных стенах.

Силосы загрузке горячим сыпучим материалом с температурой нагрева бетона выше 70 °С рассчитывают с учетом кратковременного и длительного действия температуры по первой и второй группам предельных состояний. Если температурный перепад в стене больше 30 °С, усилие в стенах от действия температуры определяют в зависимости от жесткости сечений с учетом трещин. При внецентренной загрузке и выгрузке силосов диаметром 12 м и более его стены проверяют на действие несимметричного давления сыпучего материала.

Т а б л и ц а 13.2. Категории требований к трещиностойкости стен и предельная ширина раскрытия трещин (СНиП 2.03.01-84)

Вид арматуры	Категория требований к трещиностойкости	Предельная ширина раскрытия трещин, мм	
		a_{crcl}	a_{crc2}
Стержневая классов А-I, А-II, А-III, А-IV, Ат-IV, А-V, Ат-V, проволочная В-I и Вр-I	Третья	0,3	0,2
Стержневая классов Ат-VI, проволочная В-II, Вр-II и К-7 при диаметре проволоки 4 мм и более	Вторая	0,1	—
Проволочная классов В-II и Вр-II при диаметре проволоки 3 мм, класса К-7 при диаметре проволоки 3 мм и менее	»	0,05	—

Т а б л и ц а 13.3. Значения коэффициента $(1 - e^{-\lambda f \frac{z}{\rho}})$

λ / ρ	$1 - e^{-\lambda f \frac{z}{\rho}}$	λ / ρ	$1 - e^{-\lambda f \frac{z}{\rho}}$	λ / ρ	$1 - e^{-\lambda f \frac{z}{\rho}}$	λ / ρ	$1 - e^{-\lambda f \frac{z}{\rho}}$	λ / ρ	$1 - e^{-\lambda f \frac{z}{\rho}}$	λ / ρ	$1 - e^{-\lambda f \frac{z}{\rho}}$
0,01	0,010	0,32	0,274	0,63	0,467	0,93	0,605	1,46	0,768	2,20	0,889
0,02	0,020	0,33	0,281	0,64	0,473	0,94	0,609	1,48	0,772	2,25	0,895
0,03	0,030	0,34	0,288	0,65	0,478	0,95	0,613	1,50	0,777	2,30	0,900
0,04	0,039	0,35	0,295	0,66	0,483	0,96	0,617	1,52	0,781	2,35	0,905
0,05	0,049	0,36	0,302	0,67	0,488	0,97	0,621	1,54	0,786	2,40	0,909
0,06	0,058	0,37	0,309	0,68	0,493	0,98	0,625	1,56	0,790	2,45	0,914
0,07	0,068	0,38	0,316	0,69	0,498	0,99	0,628	1,58	0,794	2,50	0,918
0,08	0,077	0,39	0,323	0,70	0,503	1,00	0,632	1,60	0,798	2,55	0,922
0,09	0,086	0,40	0,330	0,71	0,508	1,02	0,639	1,62	0,804	2,60	0,926
0,10	0,095	0,41	0,336	0,72	0,513	1,04	0,647	1,64	0,806	2,65	0,929
0,11	0,104	0,42	0,343	0,73	0,518	1,06	0,654	1,66	0,810	2,70	0,933
0,12	0,113	0,43	0,349	0,74	0,523	1,08	0,660	1,68	0,814	2,80	0,939
0,13	0,122	0,44	0,356	0,75	0,528	1,10	0,667	1,70	0,817	2,85	0,942
0,14	0,131	0,45	0,362	0,76	0,532	1,14	0,674	1,72	0,821	2,90	0,945
0,15	0,139	0,46	0,369	0,77	0,537	1,14	0,680	1,76	0,828	2,95	0,948
0,16	0,148	0,47	0,375	0,78	0,542	1,16	0,687	1,78	0,831	3,00	0,950
0,17	0,156	0,48	0,381	0,79	0,546	1,18	0,693	1,80	0,835	3,10	0,955
0,18	0,165	0,49	0,387	0,80	0,551	1,20	0,699	1,82	0,838	3,20	0,959
0,19	0,173	0,50	0,393	0,81	0,555	1,22	0,705	1,84	0,841	3,30	0,963
0,20	0,181	0,51	0,399	0,82	0,559	1,24	0,711	1,86	0,844	3,40	0,967
0,21	0,189	0,52	0,405	0,83	0,564	1,26	0,716	1,88	0,847	3,50	0,970
0,22	0,197	0,53	0,411	0,84	0,568	1,28	0,722	1,90	0,850	3,60	0,973
0,23	0,205	0,54	0,417	0,85	0,573	1,30	0,727	1,92	0,853	3,70	0,975
0,24	0,213	0,55	0,423	0,86	0,577	1,32	0,733	1,94	0,856	3,80	0,978
0,25	0,221	0,56	0,429	0,87	0,581	1,34	0,738	1,96	0,859	3,90	0,980
0,26	0,229	0,57	0,434	0,88	0,585	1,36	0,743	1,98	0,862	4,00	0,982
0,27	0,237	0,58	0,440	0,89	0,589	1,38	0,748	2,00	0,865	5,00	0,993
0,28	0,244	0,59	0,446	0,90	0,593	1,40	0,753	2,05	0,871	6,00	0,998
0,29	0,252	0,60	0,451	0,91	0,597	1,42	0,758	2,10	0,878	7,00	0,999
0,30	0,259	0,61	0,457	0,92	0,601	1,44	0,763	2,15	0,884	8,00	1,000
0,31	0,267	0,62	0,462								

К трещиностойкости железобетонных силовых в зависимости от вида арматуры предъявляются различные категории требований (табл. 13.2):

вторая — допускается ограниченное по ширине кратковременное раскрытие трещин a_{crcl} при условии их последующего надежного закрытия;

третья — допускается ограниченное по ширине кратковременное и длительное раскрытие трещин a_{crc2} .

Кратковременным считается раскрытие вертикальных трещин при действии основного и дополнительного давления сыпучего материала и температурных напряжений; длительным — раскрытие трещин при действии только основного давления. Предельная ширина раскрытия трещин, при которой обеспечиваются нормальная эксплуатация и долговечность конструкции силового в зависимости от категории требований по тре-

щинистойкости, не должна превышать 0,05... 0,3 мм.

Стены силосов рассчитывают на продолжительное и непродолжительное раскрытие трещин. Порядок учета нагрузок при расчете по трещиностойкости зависит от категории требований к трещиностойкости стен: для второй и третьей расчет ведут на действие нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке 1. Расчет по образованию трещин с целью выяснения необходимости проверки по кратковременному раскрытию

трещин для второй категории выполняют на действие расчетных нагрузок с коэффициентом надежности более 1; для третьей категории 1. В расчете по трещиностойкости учитывают совместное действие всех нагрузок, кроме особых. Расчет по закрытию трещин при требованиях второй категории производят на действие основного давления.

Прогиб от длительных нормативных нагрузок для стен квадратных и многоугольных силосов не должен превышать $1/200$ пролета в осях стен.

Т а б л и ц а 13.4. Значения коэффициентов α и γ_c (СНиП 2.09.03-85)

Сооружения и конструкции	Коэффициенты		$\frac{a}{\gamma_c}$
	a	γ_c	
<i>Расчет горизонтальной арматуры стен</i>			
Отдельно стоящие круглые железобетонные силосы	2	1	2
Железобетонные силосные корпуса с рядовым расположением круглых силосов:			
наружных	2	1	2
внутренних	2	2	1
Железобетонные силосные корпуса с квадратными силосами со стороной до 4 м:			
наружные	2	1,65	1,2
внутренние	2	2	1
<i>Расчет конструкций плиты и балок днищ и воронок</i>			
Плиты днищ без забутки, балок днищ, железобетонной воронки в силосах	2	1,3	1,5
Плиты днищ с забуткой при наибольшей высоте забутки 1,5 м и более	2	2	1
Стальные воронки и стальные кольцевые балки в железобетонных и стальных силосах для всех сыпучих	2	0,8	2,5
Узлы креплений стальных воронок к кольцевым балкам и стенам железобетонных и стальных силосов для сыпучих материалов	1,5	0,6	2,5

П р и м е ч а н и я: 1. При расчете стен стальных силосов коэффициент γ_c умножается на 0,8. 2. При расчете стен силоса для угла коэффициенты α и γ_c принимаются равными 1. 3. При высоте забутки $h < 1,5$ м $\gamma_c = 1,3 + 0,47h$.

Нормативное горизонтальное давление сыпучего материала на стены силосов принимают равномерно распределенными

$$p_h = \gamma r / f (1 - e^{-\lambda z / r}), \quad (13.1)$$

где γ , f — удельный вес и коэффициент трения сыпучего материала о стену; $r = A/u$ — гидравлический радиус сечения; A и u — площадь и периметр горизонтального сечения силоса; e — основание натуральных логарифмов (табл. 13.3); z — расстояние от верха засыпки материала; $\lambda = \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)$ — коэффициент бокового давления; φ — угол внутреннего трения сыпучего материала.

Основное нормативное вертикальное давление сыпучего материала

$$p_v = p_h / \lambda. \quad (13.2)$$

Полное нормативное (длительное и кратковременное) горизонтальное давление сыпучего материала на стены силосов

$$p_{h0} = \alpha p_h, \quad (13.3)$$

где α — поправочный коэффициент, учитывающий дополнительные давления при заполнении и опорожнении силосов, обрушении сыпучего мате-

риала и при работе систем пневматического выпуска (табл. 13.4).

Кратковременная часть полного горизонтального давления

$$p_{h1} = p_{h0} (\alpha - 1). \quad (13.4)$$

Нормативное вертикальное давление сыпучего материала:

на стены силами трения

$$p_{vf} = f p_h; \quad (13.5)$$

на днище силоса

$$p_{v1} = \alpha p_v, \quad (13.6)$$

но не более $p_{v1} = \gamma h_3$,

где γ — удельный вес засыпки; h_3 — высота засыпки над днищем.

Вертикальное давление сыпучего материала в пределах наклонного днища или воронки силоса принимают постоянным, равным вычисленному для верха наклонного днища или воронки.

Круглые силосы рассчитывают на осевое растяжение силами

$$F = \frac{\gamma_i}{\gamma_c} \alpha p_h \frac{d}{z}, \quad (13.7)$$

где F — расчетная растягивающая сила, кН (тс); γ_f — коэффициент надежности по нагрузке; a , γ_c — поправочный коэффициент и коэффициент условий работ по табл. 13.4; d — внутренний диаметр силоса, м.

При расчете прочности стен круглых силосов на центральное растяжение работа бетона не учитывается. Стены квадратных и многоугольных силосов рассчитывают на внецентренное растяжение. Осовое растягивающее усилие определяют по формуле (13.7), в которой d принимается равным размеру силоса в свету.

Коэффициент условий работы бетона для стен, возводимых в скользящей опалубке, принимают равным $\gamma_b = 0,75$, при этом по СНиП 2.03.01-84 коэффициент γ_{b2} , учитывающий длительность действия нагрузки, равен 1.

Расчет стен по образованию в их нормальных сечениях трещин при центральном растяжении силой F выполняют по условию

$$\gamma_n F \leq F_{crc} \quad (13.8)$$

где F — расчетное значение растягивающей силы, кН; F_{crc} — усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин, кН; γ_n — коэффициент надежности по назначению, равный 0,95.

Расчетное значение растягивающего усилия определяется с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

Усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин,

$$F_{crc} = [R_{bt,ser} (A + 2\alpha A_s) - S_{shr}] + P, \quad (13.9)$$

где $R_{bt,ser}$ — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, МПа; α — отношение модуля упругости арматуры к начальному модулю упругости бетона ($\alpha = E_s/E_b$); A — площадь сечения стены высотой 1 м, см²; A_s — площадь сечения арматуры, см²; $S_{shr} = \sigma_b A_s$ — растягивающее усилие, вызванное стесненной усадкой бетона, кН; σ_b — напряжение в арматуре, вызванное усадкой бетона и принимаемое для бетона класса В30 и ниже равным 30 МПа. P — усилие предварительного обжатия с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре по СНиП 2.03.01-84.

При несоблюдении условий (13.8) стены рассчитывают на раскрытие трещин.

Расчет по раскрытию трещин выполняют на действие расчетных нагрузок при $\gamma_f = 1$ по условию

$$\gamma_n a_{crc} \leq a_{crc1,2} \quad (13.10)$$

где a_{crc} — ширина раскрытия трещин от внешних нагрузок; a_{crc1} , a_{crc2} — предельно допустимая ширина раскрытия трещины (см. табл. 13.2); $\gamma_n = 0,95$.

Ширина раскрытия трещин

$$a_{crc} = \delta \phi_l \eta (\sigma_s/E_s) 20 (3,5 - 100\mu)^{3/4} \sqrt{d}, \quad (13.11)$$

где δ — коэффициент, учитывающий вид напряженного состояния (для растянутых элементов $\delta = 1,2$); ϕ_l — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки (при кратковременной $\phi_l = 1$, при длительной $\phi_l = 1,5$); η — коэф-

фициент, учитывающий вид и профиль арматуры (для стержней периодического профиля $\eta = 1$; для проволоки классов Вр-I, Вр-II, канатов класса К-7 $\eta = 1,2$, для гладких стержней класса А-I $\eta = 1,3$, для проволоки В-II $\eta = 1,4$); μ — коэффициент армирования сечения, принимаемый не более 0,02; d — диаметр растянутой арматуры, мм.

Стальные стены круглых силосов рассчитывают на то же сочетание нагрузок, что и железобетонные. Стены должны быть проверены на устойчивость с коэффициентом условий работы, равным единице. На выносливость стальные стены допускается не рассчитывать.

Для стальных силосов учитывают температурные воздействия от суточного изменения температуры, вводя дополнительное нормативное давление сыпучего материала и считая его равномерно распределенным по периметру и высоте

$$p_{bt} = k_t \frac{\alpha_t T_1 E_m}{\frac{d}{2t} \frac{E_m}{E_c} + (1 - \nu)}, \quad (13.12)$$

где k_t — коэффициент, принимаемый равным 2; α_t — коэффициент линейной температурной деформации материала стен равный для стали $1,2 \times 10^{-5}$; T_1 — суточная амплитуда температуры наружного воздуха; E_m — модуль сжатия сыпучего материала; t — приведенная толщина стенки по вертикальному сечению, м; d — внутренний радиус круглого силоса или сторона квадратного силоса; E_c — модуль упругости материала стен; ν — начальный коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона) материала заполнения силоса.

Места изменения формы стальной оболочки, в частности зоны сопряжения цилиндрической части с конусной или с плоским днищем, а также места резкого изменения нагрузки проверяют на дополнительные местные напряжения с коэффициентом условий работы, равным 1,4.

При симметричной загрузке и разгрузке сыпучего материала стены стальных силосов проверяют на прочность по СНиП II-23-81* с коэффициентом условий работы 0,8.

Колонны подсилованных этажей допускается рассчитывать по схеме стоек, заделанных в фундамент, с учетом фактического защемления в днище силоса на внецентренное сжатие. При действии на силосный корпус значительной горизонтальной нагрузки может возникнуть отрыв подошвы фундамента, при этом в наименее нагруженных колоннах появятся растягивающие усилия, и тогда колонны должны быть рассчитаны на внецентренное растяжение.

При расчете колонн учитывают дополнительные усилия изгиба и сжатия при наклоне корпуса ($i = 0,004$), от неравномерной осадки, а также дополнительный изгибающий момент, вызываемый отклонением верха колонн и смещением сборных плит днища и воронок в пределах допусков,

$$M = Ne, \quad (13.13)$$

где N — продольная сила в колонне, кН; e — эксцентриситет, принимаемый 0,025 м.

При действии изгибающих моментов в двух направлениях (M_x и M_y) необходимо производить

проверку сечения колонны на косое внецентренное сжатие (или растяжение). Гибкость внецентренно сжатых железобетонных колонн принимают $\lambda = l_0/i \leq 120$, или $l_0/b \leq 34$, где l_0 — расчетная длина колонн; i и b — соответственно радиус инерции и размер стороны квадратного поперечного сечения колонны. При $\lambda > 14$, или $l_0/b > 4$, необходимо учитывать влияние прогиба колонны на эксцентриситет, умножая начальное его значение на коэффициент $\eta \geq 1$. Расчетную длину колонн принимают с учетом фактического закрепления концов колонн, но не менее h_1 — высоты колонны от верха подколоники до низа балки дна.

Практически при жесткой заделке низа и шарнирном примыкании верха колонн к дну расчетная длина их принимается: при двухрядном расположении $1,5h_1$, при установке колонн более чем в два ряда $1,2h_1$, при жесткой заделке низа и верха колонн — h_1 .

Фундаментные плиты больших размеров рассчитывают на ЭВМ как конструкции, работающие на упругом основании.

При расчете фундаментных плит учитывают полную загрузку силосов сыпучим материалом и полную разгрузку некоторых силосов, при которой создается наиболее невыгодное сочетание нагрузок. Расчетную нагрузку от веса сыпучего материала определяют с коэффициентом 0,9.

Расчет фундаментных плит силосных корпусов с силосами диаметром до 6 м включительно и квадратных 3×3 м разрешается выполнять упрощенно, принимая распределение реактивного давления по закону плоскости. При этом колонны рассматривают как неподвижные опоры, т. е. учитывается их взаимная несмещаемость в вертикальном направлении, связанная с большой жесткостью силосного корпуса.

Расчет фундаментной плиты производят на реактивное давление от расчетных нагрузок за вычетом собственного веса фундамента, грунтовой засыпки и пола. Значения реактивных давлений, вызванных несимметричной загрузкой силосного корпуса сыпучим материалом, определяют при самых невыгодных, но возможных случаях нагружения. Фундаментную плиту рассчитывают методом вырезания полос, которые рассматривают как неразрезные балки с расчетным пролетом в осях колонн. Площадь сечения нижней и верхней арматуры плиты

$$A_s = 0,7M\gamma_n / (0,9h_0R_s) = 0,8M\gamma_n / (h_0R_s), \quad (13.14)$$

где 0,7 — эмпирический коэффициент; M — расчетный изгибающий момент на опоре или в пролете кН·м; h_0 — рабочая высота плиты, м; R_s — расчетное сопротивление арматуры, МПа; γ_n — коэффициент надежности по назначению, равный 0,95.

Фундаментную плиту силосных корпусов с квадратными силосами рассчитывают по схеме опрокинутой безбалочной плиты на реактивное давление грунта, вычисленное при различных сочетаниях нагрузок. Изгибающие моменты и площадь сечения арматуры плиты можно определить по нормативным материалам.

Толщину фундаментной плиты назначают из расчета на продавливание, а также на восприятие поперечной силы бетоном без учета арматуры в соответствии со СНиП 2.03.01-84. При этом долж-

но быть удовлетворено условие

$$F \leq (\alpha R_{bt} u_m h_0) / \gamma_n, \quad (13.15)$$

где F — расчетная продавливающая сила, кН; α — коэффициент, равный 1 — для тяжелого бетона; 0,85 — для мелкозернистого; 0,8 — для легкого; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению, МПа, $\gamma_n = 0,95$; u_m — среднее арифметическое значение между периметрами верхнего и нижнего основания пирамиды продавливания, образующейся при продавливании в пределах высоты плиты h_0 , см.

Продавливающая сила

$$F = N - pA_0, \quad (13.16)$$

где N — продольная сила в колонне, кН; p — среднее давление грунта в пределах площади A_0 , МПа; A_0 — площадь нижнего основания пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты плиты, см².

Силосные корпуса обладают большой жесткостью в вертикальном направлении, вследствие чего фундаментная плита под действием приложенных к ней нагрузок не может свободно изгибаться. Это обстоятельство вызывает перераспределение усилий в колоннах подсилосного этажа, изменение напряженного и деформированного состояния плиты по сравнению со свободной передачей нагрузки на плиту. Жесткость расположенного на фундаментной плите сооружения оказывает существенное влияние на распределение усилий в плите. Допущение о возможности независимой передачи через колонны нагрузок может привести к значительным погрешностям в результатах расчета. При расчете фундаментной плиты необходимо учитывать жесткости сооружения и определять нагрузки на колонны как неизвестное усилие в системе: основание — фундаментная плита — надфундаментная конструкция; причем предполагается взаимная несмещаемость верха колонн в вертикальном направлении.

Основания силосных корпусов рассчитывают по двум группам предельных состояний:

по первой — с целью проверки прочности основания и устойчивости нескольких оснований, а также недопущения сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания;

по второй — в целях ограничения деформаций или перемещений фундамента и основания для обеспечения нормальной эксплуатации силосного корпуса, если основания сложены несколькими грунтами.

Расчет оснований силосных корпусов производят на основное сочетание нагрузок (постоянные нагрузки от веса конструкций и временные от веса сыпучих материалов и технологического оборудования, а также полезная на перекрытия, снеговая и ветровая). Нагрузку от веса сыпучего материала принимают с коэффициентом 0,9. Расчет по несущей способности выполняют на основное и особое сочетание нагрузок, расчет по деформациям — на основное.

Расчет оснований по несущей способности выполняют, если: на основания передаются значительные горизонтальные нагрузки, в том числе сейсмические; силосный корпус расположен на бровке откоса или вблизи крутопадающего слоя грунта; основание сложено водонасыщенными

глинистыми и заторфованными, а также скальными грунтами.

Расчет оснований по несущей способности производится исходя из условия:

$$F \leq (\gamma_c F_u) / \gamma_n, \quad (13.17)$$

где F — расчетная нагрузка на основание; F_u — сила предельного сопротивления основания; γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый (СНиП 2.09.03-85):

Для песков, кроме пылеватых	1
» » пылеватых, а также пыле- вато-глинистых грунтов в стабилизиро- ванном состоянии	0,9
То же, в нестабилизированном	0,85
Для грунтов скальных:	
невыветрелых и слабовыветрелых	1
выветрелых	0,9
сильновыветрелых	0,8

γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый для силосных корпусов, как для сооружений II класса, равным 1,15.

Сила предельного сопротивления основания, сложенного нескальными грунтами, определяется на основе теории предельного равновесия грунтовой среды при условии, что в грунте образуются поверхности скольжения, охватывающие всю подошву фундамента. При этом могут быть использованы аналитические решения или графо-аналитические методы с построением круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

При расчете оснований по деформациям преследуется цель ограничения абсолютных или относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация силосных корпусов и не снижается их долговечность.

Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия

$$s \leq s_u \quad (13.18)$$

где s — совместная деформация основания и сооружения, определяемая в соответствии с указаниями СНиП 2.02.01-83; s_u — предельное значение совместной деформации основания и сооружения.

Совместные деформации оснований и фундаментов силосных корпусов не должны превышать значений: средняя осадка фундаментов сборных железобетонных силосных корпусов 30, монолитных 40 см, поперечный и продольный крены силосных корпусов монолитной и сборной конструкции 0,004. При определении крена вертикальную несимметричную нагрузку находят при самых невыгодных, но возможных случаях загрузки силосов сыпучим материалом.

13.4. Конструктивные решения

Монолитные стены. Их возводят в скользящей опалубке. Для унификации опалубки, а также подсилосных и надсилосных конструкций силосных корпусов наружный диаметр круглых силосов принимают равным расстоянию между их осями, поэтому в местах сопряжений смежных

силосов стены удвоенной толщины. Этот участок (шириной 1,5...2 м) повышает общую пространственную жесткость силосного корпуса.

Толщина стен силосов независимо от статического расчета назначается из условий производства работ по табл. 13.5.

При возведении силосов в скользящей опалубке минимальная толщина стен определяется из условия, что вес 1 м² стены должен превышать силы трения бетона о стенки опалубки, с тем чтобы свежий бетон не срывала опалубка при ее подъеме.

Таблица 13.5. Минимальная толщина монолитных стен, мм

Форма и размер силоса	Стены	
	наруж- ные	внутрен- ные
Круглые диаметром 6 м	180	160
То же, 12 м	240	—
Квадратные с сеткой 3×3 м	160	150

Горизонтальная арматура стен силосов назначается из горячекатаной стали периодического профиля класса А-III и Ас-III и IОГТ. Применение в стенах горизонтальной арматуры из горячекатаной гладкой стали класса А-I допускается как исключение для верхней зоны силосов при конструктивном армировании. Арматурная сталь класса А-III допускается только в виде сварных сеток.

Для вертикальной арматуры применяется горячекатаная гладкая сталь класса А-I.

Поскольку давление сыпучего материала по периметру горизонтального сечения стены распределяется неравномерно и в стенах круглых силосов возникают изгибающие моменты (как и в местах сопряжения смежных силосов), не учитываемые расчетом, то в них устанавливается двойная горизонтальная арматура (рис. 13.3, а). В круглых силосах диаметром до 6 м в верхней зоне стенок наружных силосов и по всей высоте стенок внутренних силосов многоярных силосных корпусов допускается устанавливать одиночную арматуру (рис. 13.3, в), располагаемую с наружной стороны домкратных стержней.

Стены квадратных силосов также армируют двойной арматурой. Наружные стены вследствие неравномерности давления сыпучего материала и возможного поворота углов могут получить растяжение с внутренней стороны пролета, внутренние стены, являясь общими для смежных силосов, работают на знакопеременную нагрузку.

Для обеспечения проектного положения горизонтальных стержней и связи наружной арматуры с внутренней вертикальные стержни через один выполняют в виде сварных арматурных каркасов (лесенок); концы поперечных стержней (лесенок) после укладки горизонтальной арматуры загибают (рис. 13.3, г). Расстояние между поперечинами каркасов равно шагу стержней горизонтальной арматуры, диаметр которой принимают не более 16 и 20 мм при диаметре силосов соответственно до 12 м включительно и 18 м и более. Шаг стержней горизонтальной арматуры для силосов не более 200 и не менее 100 мм постоянный по всей их высоте.

В местах стыков стержни связываются вязальной проволокой двойной вязкой по концам и в середине. Кроме этого, стыки наружной кольцевой арматуры связываются с внутренней арматурой поперечными стяжками из проволоки диаметром 6 мм (рис. 13.3, д). Стыки стержней горизонтальной кольцевой арматуры располагаются вразбежку, причем в одном вертикальном сечении

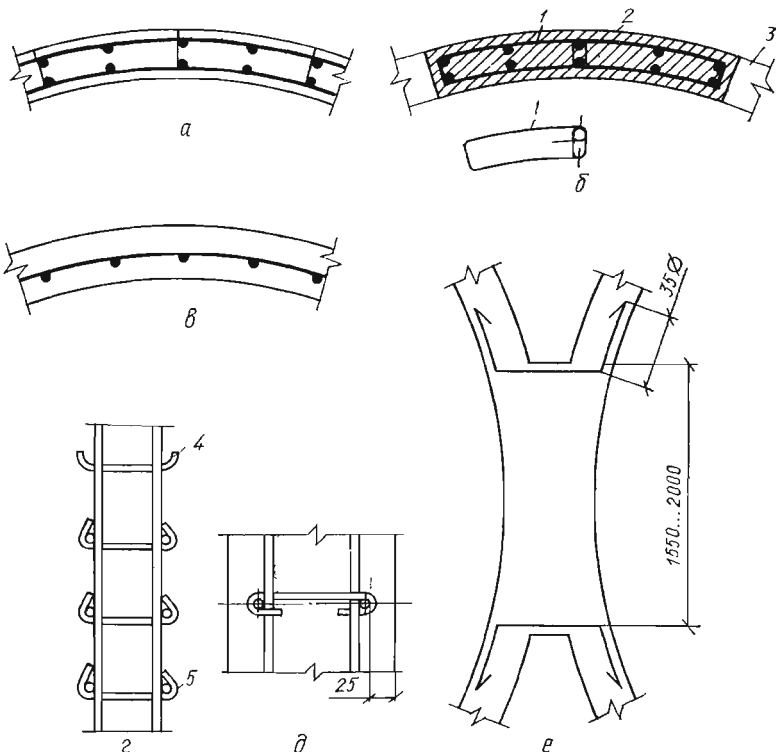


Рис. 13.3. Детали армирования монолитных стен круглых силосов:

а, а — армированное соответственно двойное и одиночное; **б** — армирование стен в подсилованном этаже; **в** — вертикальный каркас; **г** — поперечные стержни; **д** — дополнительная арматура в местах сопряжения силовых (вертикальная арматура не показана); **1** — хомуты; **2** — простенок; **3** — проем; **4** — поперечный стержень до укладки горизонтальной арматуры; **5** — загнутый стержень после укладки арматуры.

Армирование стен силосов, возводимых в скользящей опалубке, простое — из отдельных стержней, так как устанавливать сложную арматуру при непрерывном бетонировании трудно. Длина стержней горизонтальной арматуры не должна быть слишком большой, чтобы не затруднять их протаскивание под поперечинами домыкатных рам. Вместе с тем стремятся к уменьшению количества стыков горизонтальной арматуры, осуществляемых внахлестку и являющихся слабым местом конструкции. Для силосов диаметром 6 м длину стержней горизонтальной арматуры принимают приблизительно 7 м (три стыка).

Силосы диаметром 12 м армируют стержнями товарной длины. Стыки кольцевой арматуры стен следует выполнять на сварке. Однако при возведении стен в скользящей опалубке технологически это осуществить трудно и зачастую стыки выполняют внахлестку (без сварки), что также допускается нормами. Длина перепуска стержней принимается равной 60 диаметрам (+ 200 мм). Стержни гладкой кольцевой арматуры должны заканчиваться крюками. При бетонировании стен в переставной опалубке перелук равен 60 диаметрам.

стены силоса рекомендуется стыковать не более 20 % всех стержней.

Вертикальную арматуру в стенах монолитных железобетонных силосов устанавливают в один ряд при одиночной арматуре и в два при двойной горизонтальной. Диаметр вертикальной арматуры не менее 10 мм, а в стенах силосов диаметром 12 м и более — не менее 12 мм; расстояние между стержнями не более 350 мм в стенах наружных силосов и не более 500 мм в стенах внутренних. В местах сопряжения круглых силосов, если это необходимо по условиям производства работ, расстояние между двумя вертикальными стержнями может быть увеличено до 1000 мм.

Вертикальную арматуру в виде отдельных стержней или каркасов стыкуют вразбежку с перпуском соединяемых круглых стержней с 50 расчетных диаметров, стержней периодического профиля — на 35, причем крюки на концах круглых стержней не делают.

Стены монолитных силосов, опирающиеся на фундаментную плиту, в пределах подсилосного этажа проектируют с двойной вертикальной арматурой, которую заводят выше дна силосов на 1000 мм. Эта арматура и связывающие ее попереч-

ные стержни (рис. 13.3, б) должны отвечать требованиям СНиП 2.03.01-84, предъявляемым к армированию колонн. Проемы в этих стенах обрамляют двойной вертикальной и горизонтальной арматурой диаметром 16 мм, заходящей за контур проемов не менее чем на 50 диаметров.

В местах сопряжения стен круглых силосов укладывают дополнительные сварные сетки или горизонтальные стержни (рис. 13.3, е). Шаг и

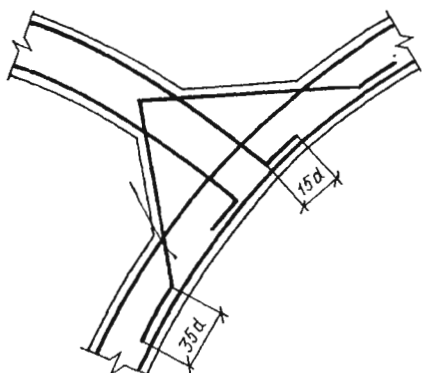


Рис. 13.4. Деталь армирования узла примыкания наружной стены звездочки к стене силоса при шахматном расположении силосов в корпусе.

диаметр дополнительной арматуры такой же, как и для основной. Дополнительные стержни заводят в стены до внутреннего ряда арматуры.

Чтобы несхватившийся бетон в момент начала подъема скользящей опалубки не был сорван ею, рекомендуется в днище закладывать арматурные стержни диаметром 10 мм, запускаемые в стены примерно на 1000 мм. Учитывая концентрацию сжимающих напряжений, особенно в местах расположения контурных колонн, наружные стены монолитных силосов не менее чем на $\frac{1}{6}$ высоты

силоса выше дна армируют вертикальными стержнями в количестве не менее 0,25 % от площади сечения стены силоса.

В наружных стенах звездочек корпусов с шахматным расположением силосов стержни кольцевой арматуры доводятся до внутренних колец арматуры примыкающих стен силосов с устройством крюка для круглой арматуры согласно рис. 13.4.

Отверстия в стенах силосов, воспринимающих горизонтальное давление сыпучих материалов, обрамляют двойной арматурой диаметром не менее 10 мм. Кроме этого, над и под отверстиями устанавливают двойную горизонтальную арматуру общей площадью сечения, равной площади сечения перерезанной отверстием арматуры; дополнительную арматуру заводят за края отверстий не менее чем на 60 диаметров (+200 мм), но не менее чем на $1,5h$, где h — высота отверстия.

При возведении в скользящей опалубке квадратных силосов в местах примыканий стен устраивают вуты, облегчающие производство работ. Снаружи в местах примыканий внутренних стен и в углах рекомендуется делать утолщения в виде пилы.

Сборные стены. Их проектируют из объемных, криволинейных или плоских элементов заводского изготовления. Элементы сборных стен могут быть гладкими или ребристыми. Рекомендуется горизонтальная разрезка стен на сборные элементы высотой, кратной 600 мм.

Минимальная толщина сборных элементов стен силосов, мм

Круглый диаметром 3 м	80
То же 6 м	120
» 12 м	160
Квадратный 3×3 м	100

Сборные стены круглых силосов диаметром 3 м проектируют из объемных кольцевых элементов. Сборные элементы стен силосов диаметром 6 м

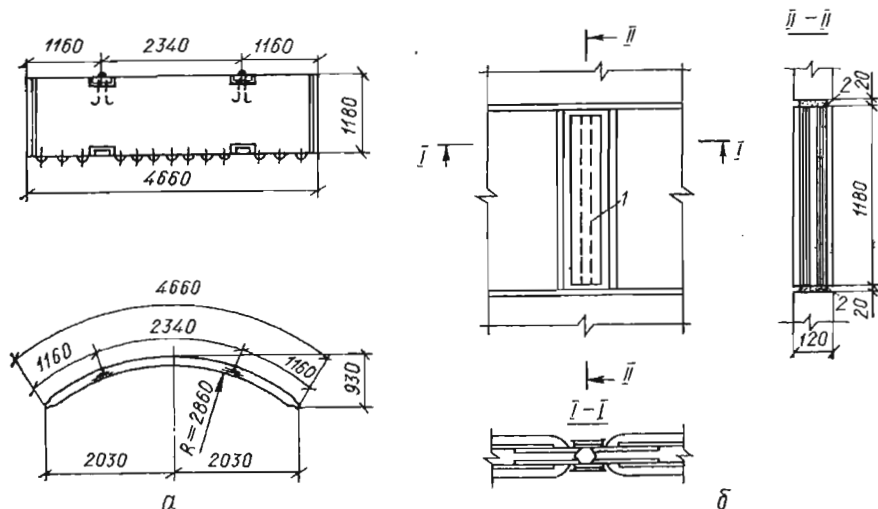


Рис. 13.5. Сборный элемент стены (а) и деталь стыка (б):

1 — стальная накладка; 2 — цементный раствор.

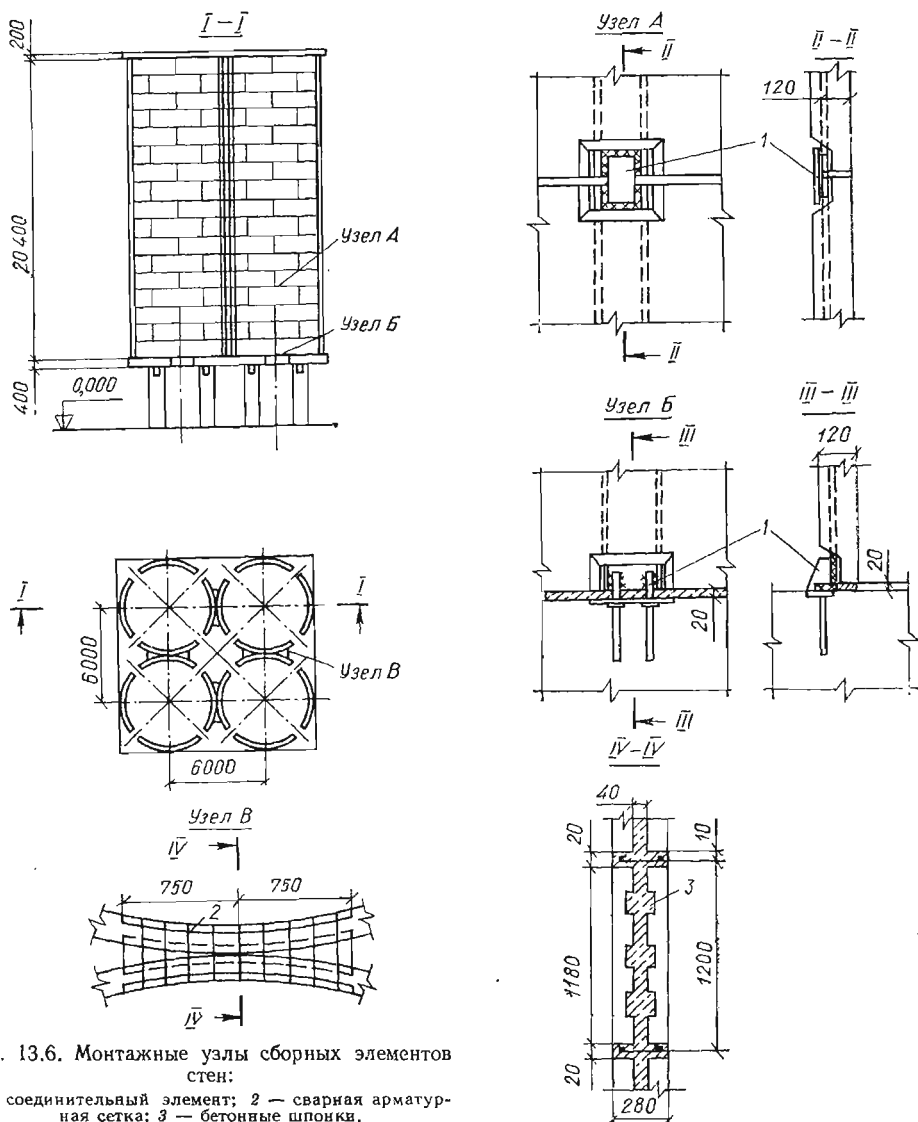


Рис. 13.6. Монтажные узлы сборных элементов стен:

1 — соединительный элемент; 2 — сварная арматурная сетка; 3 — бетонные шпонки.

выполняют длиной в четверть окружности, а диаметром 12 мм — в четверть или $1/6$ окружности. Элементы проектируют с двойной арматурой из сварных сеток. Монтируют элементы после укрупнительной сборки в кольца. Стыкуют их стальными соединительными элементами, привариваемыми к закладным деталям. Швы заделывают жестким цементным раствором (рис. 13.5).

Стыки элементов должны обеспечить восприятие полного усилия в стыкуемой горизонтальной арматуре. Для повышения надежности стыков сборных элементов используют перевязку вертикальных швов. В силосных корпусах между сборными стенами смежных силосов диаметром 3 м предусматривается вертикальный шов 30, диаметром 6 мм и более — 40 мм. В квадратных

силосах шов в стыках углов не менее 30 мм. Для повышения общей жесткости силосного корпуса при работе его на общий изгиб в местах сопряжений стен смежных круглых силосов выполняют шпоночные соединения, для чего в сборных элементах делают местные горизонтальные борозды. В каждый горизонтальный шов в этих местах укладывают сварные арматурные сетки, устанавливают вертикальные стержни и замоноличивают бетоном класса не ниже В15 (марки 200). Такие шпоночные соединения легко осуществляемые, хорошо воспринимают возникающие вертикальные сдвигающие усилия. Для восприятия горизонтальных сдвигающих усилий нижнюю поверхность сборных элементов выполняют со шпонками, а верхнюю — шероховатой (рис. 13.6).

Предварительно напряженные стены. Высокая степень трещиностойкости стен наиболее эффективно достигается предварительным напряжением. Круглые силосы с предварительно напряженной кольцевой арматурой могут выполняться монолитными, возводимыми в скользящей опалубке, или сборными, собираемыми из отдельных элементов.

В монолитных стенах отдельно стоящих силосов с одиночным армированием арматура навивается или натягивается на наружные поверхности стен или пропускается по оси стен в специальных каналах с последующим натяжением на упоры. В стенах предусматривается конструктивная арматура, необходимая при возведении стен.

Предварительно напряженные сборные элементы стен силосов рекомендуется проектировать с симметричной двойной напряженной горизонтальной арматурой, допускается одиночное армирование с расположением арматуры по оси сечения элемента или навитой снаружи.

Предварительное напряжение может осуществляться непосредственно на месте строительства навивкой высокопрочной проволоки на бетонный (сборный или монолитный) сердечник с помощью намоточной машины. Однако технологические условия навивки арматуры не позволяют выполнять такие конструкции стен силосов, облитых в корпусе, поэтому предварительное напряжение армирование такого типа рационально для отдельно стоящих силосов преимущественно большого диаметра. Возможно выполнение предварительно напряженных стен отдельно стоящих силосов также натяжением стержней, прядей или пучков с помощью домкратов либо электротермическим методом. Другой способ предварительно напряженного армирования сборных стен — укрупнительная сборка колец с предварительным обжатием на стенде.

Наиболее рациональный метод возведения предварительно напряженных стен силосов круглых и квадратных состоит в том, что предварительно напряженные сборные элементы заранее изготавливаются на заводе, а на месте строительства осуществляется их монтаж, или соединение отдельных элементов между собой, если элементы необъемные.

Колонны подсилосных этажей. Их проектируют сборными железобетонными из бетона класса В25 и выше, квадратного сечения, с арматурой, равномерно распределенной по каждой стороне сечения. Армирование колонны выполняют пространственными сварными каркасами. Колонны устанавливают в стаканы подколонников с последующим замоноличиванием зазоров бетоном. В местах примыкания колонн к днищу устраивают капители, уменьшающие напряжения смятия в стенах силосов от усилий в колоннах.

Днища. В зависимости от хранимого материала днища силосов принимают: при тяжелых сыпучих материалах — в виде плоской железобетонной плиты с наклонной набетонкой и стальной полуворонкой (см. рис. 13.2, б); при легких — в виде конической стальной воронки на весь диаметр силоса (см. рис. 13.2, в). В силосах диаметром 6 м и менее воронку выполняют из стали на весь диаметр силоса.

Плоские днища проектируют монолитными или сборными; они состоят из балок, плит, наклон-

ных набетонок и, в основном, стальных полуворонок. Толщина плиты назначается из условия, что поперечная сила полностью воспринимается бетоном без постановки поперечных или отогнутых стержней. Обычно плиту принимают толщиной 400 мм. Плиты днищ могут иметь балочную схему или опираться по контуру и быть одно- или многопролетными. В зависимости от схемы балок армируют плиты нижней и верхней арматурой, прямоугольные балки днищ — плоскими сварными каркасами, объединенными горизонтальными стержнями в пространственные, кольцевые — с замкнутыми хомутами как конструкции, работающие на изгиб с кручением. Полуворонки, благодаря опорным кольцам, свободно устанавливаются на плиты. Уклон днища к полуворонке выполняется набетонкой. Угол наклона образующей полуворонки к набетонке должен быть несколько больше угла естественного откоса хранимого в силосе материала.

Конические воронки днищ силосов проектируют стальными. Воронки конструируют с опорными кольцами для свободной установки их на плиту или кольцевую балку днища. Толщину воронки принимают переменной (не менее 6 мм), увеличивая ее к опорному кольцу в соответствии с действующими усилиями. При устройстве днищ в виде железобетонных конических воронок их толщину делают переменной с утолщением к верхнему опорному сечению. Минимальная толщина конической воронки внизу из условия бетонирования 150 мм. В бортовое утолщение верха воронки в виде кольца (вдоль образующей воронки) укладывают арматурные стержни, выполняемые на всю длину без стыков. Кольцо армируют по конструктивным соображениям; площадь сечения арматуры равна 0,8 % площади сечения кольца. Арматуру кольца располагают равномерно по периметру поперечного сечения. Высота кольца равна $\frac{1}{10}$ верхнего диаметра воронки.

Для крепления затвора у выпускного отверстия воронки устраивают утолщение по контуру, в которое заделывают стальную раму с отверстиями для болтов либо болты.

Пирамидальные железобетонные воронки выполняют одинаковой толщины, если она не превышает 150...200 мм. Если толщина верхней части воронки более 200 мм, предусматривают переменную толщину, которая внизу должна быть не менее 150 мм.

Воронки толщиной 150 мм и более армируют двойной сеткой, а толщиной менее 150 мм — одиночной арматурой.

Фундаменты. Фундаменты отдельно стоящих силосов и силосных корпусов проектируют в виде монолитных или сборно-монолитных железобетонных безбалочных плит; их выполняют с небольшими консолями, размер которых определяется конструктивными решениями и расчетом. В целях уменьшения концентрации реактивных давлений фундаментные плиты силосных корпусов, состоящих из силосов диаметром 12 м, проектируют со срезанными в плане углами. Фундаменты круглых отдельно стоящих силосов иногда устраивают в виде круглой плиты или кольца. На скальных и крупнообломочных грунтах они могут быть кольцевыми ленточными или отдельными под каждую колонну.

При слабых и средних грунтах фундаменты от-

дельно стоящих круглых силосов целесообразно выполнять в виде круглых сплошных плит, усиления в которых определяются как в круглых плитах, опертых по контуру. Расчетная схема фундаментной плиты при этом принимается в зависимости от характера опирания силосов на плиту. При опирании стен силосов непосредственно на плиту, а также при кольцевой расстановке колонн подсилосного этажа и наличии консольного выноса фундамента плита рассчитывается как круглая, защемленная по контуру. Устройство консолей в фундаментных плитах круглых отдельно стоящих силосов целесообразно даже в случаях, когда по грунтовым условиям не требуется увеличение площади подошвы фундамента. Это объясняется тем, что момент в консоли уменьшает момент в середине круглого участка фундаментной плиты под силосом, который является определяющим при назначении толщины плиты.

Свайные фундаменты силосных корпусов рекомендуются в случаях, если: расчетные деформации основания превышают их предельные значения; расчет устойчивости естественного основания дает неудовлетворительные результаты; в основании залегают просадочные слои грунта, которые могут быть прорезаны сваями, опертыми концами на непросадочные грунты. Применяют их также в других случаях при надлежащем технико-экономическом обосновании.

Фундаменты проектируют в виде свайного поля, лент или кустов; при этом ростерки выполняют соответственно в виде железобетонной плиты, ленты или отдельных ростерков под каждую колонну или группу колонн. Для установки сборных колонн предусматривают подколоники стаканного типа. Фундаменты проектируют с учетом работ нулевого цикла с отметкой верха подколоники при сборных колоннах — 0,150.

Надсилосные перекрытия. Их выполняют из сборных железобетонных плит по сборным железобетонным или стальным балкам. Балки надсилосного перекрытия при диаметре силосов до 6 м могут быть сборными железобетонными и стальными; при диаметре 12 м и более они стальные. Главные балки надсилосного перекрытия располагают поперек оси транспортных устройств. Главные и второстепенные балки укладывают с шагом 3 м, образуя балочную клетку размером 3 × 3 м; при этом технологические отверстия могут быть устроены в любом месте и направлении.

По балкам укладывают плоские сборные железобетонные плиты размером 3 × 3 м толщиной 100 мм с заранее предусмотренными в них отверстиями. Плиты по четырем углам прикрепляют к балкам сваркой закладных деталей. Поверх плит укладывают слой армированного бетона толщиной 40 мм, создающего жесткий диск в уровне надсилосного перекрытия. Покрывают отдельно стоящих круглых силосов при отсутствии надсилосного помещения, а также силосов диаметром более 12 м могут выполняться в виде оболочек.

Надсилосные помещения. Надсилосные помещения проектируют со стальным каркасом. Стены и кровлю принимают из асбестоцементных волнистых листов унифицированного профиля, ограждающие конструкции отапливаемых помещений — из легких панелей, каркас и пролетное строение верхних соединительных галерей между

отдельно стоящими силосами или силосными корпусами — стальными. При проектировании галерей учитывают относительное смещение силосов и силосных корпусов в горизонтальной плоскости вдоль оси корпуса, перпендикулярно оси и по вертикали, вызываемое неравномерными осадками и кренами. Смещение по вертикали учитывают по результатам расчета осадок, но не менее 150 мм. Изменение расстояния между сооружениями на размер, определяемый их расчетными кренами, принимается не менее $0,005H$ в обе стороны, где H — расстояние от низа фундаментной плиты до верха надсилосного перекрытия.

13.5. Типовые решения силосных корпусов

В серии 3.012-3 помещены рабочие чертежи конструкций железобетонных силосных корпусов для хранения сыпучих материалов, предназначенные для использования при разработке типовых и индивидуальных проектов силосных складов для хранения сыпучих материалов любых отраслей промышленности.

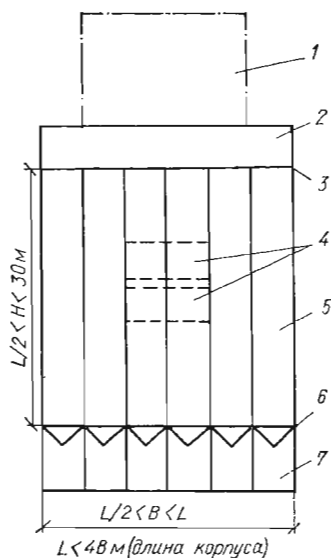
Т а б л и ц а 13.6. Классификация нагрузок основных сыпучих материалов, хранимых в силосах

Сыпучий материал	Класс нагрузок	Плотность, кН/м^3 (тс/м^3)	Угол внутреннего трения, град	Коэффициент трения сыпучих о стену силоса
Сажа гранулированная	I	4 (0,4)	15	0,3
Варочная щепа	II	6 (0,6)	45	0,25
Керамзит, аглопорит, известь обожженная мелкая	III	8 (0,8)	35	0,6
Уголь	IV	10 (1)	35	0,5
Глинозем, сода тяжелая, известь обожженная крупная	V	12,5 (1,25)	30	0,5
Цемент, песок, нефелин, гипс	VI	16 (1,6)	30	0,6
Гравий, щебень	VII	20 (2)	30	0,6

лей промышленности. Серия содержит чертежи основных строительных конструкций железобетонных силосных корпусов с круглыми в плане силосами диаметром 6 и 12 м, кроме фундаментов, которые должны проектироваться в каждом конкретном случае с учетом геологических данных площадки строительства. Рабочие чертежи разработаны для строительства в сейсмических районах.

Унифицированные строительные параметры, м

Расстояние между осями смежных силосов в корпусе	6; 12
Высота подсилосных этажей для силосов диаметром, м:	
6	4,8; 6
12	6; 10,8; 14,4



Высота стен силосов диаметром, м:

6	9,6; 14,4; 19,2
12	18; 26,4; 30

Силосные корпуса различаются также конструкциями днищ и расположением колонн подсилосного этажа, зависящими от способа разгрузки и плотности хранимого материала.

Колонны подсилосных этажей запроектированы сборными железобетонными из бетона класса В40 (марки 500).

Конструкция днищ: для всех силосов диаметром 6 и 12 м для материалов с удельным весом 10 кН/м^3 (1 т/м^3) и менее — в виде конической стальной воронки на полный диаметр силоса, устанавливаемой на монолитные кольцевые же-

Рис. 13.7. Схематический разрез силосного сооружения предприятий по хранению и переработке зерна из унифицированных сборных железобетонных конструкций по серии 3.702-1/79:

1 — надстройка; 2 — надсилосный этаж; 3 — надсилосное перекрытие; 4 — производственные помещения пролетом 6 м; 5 — стены силосов; 6 — днище; 7 — подсилосная часть.

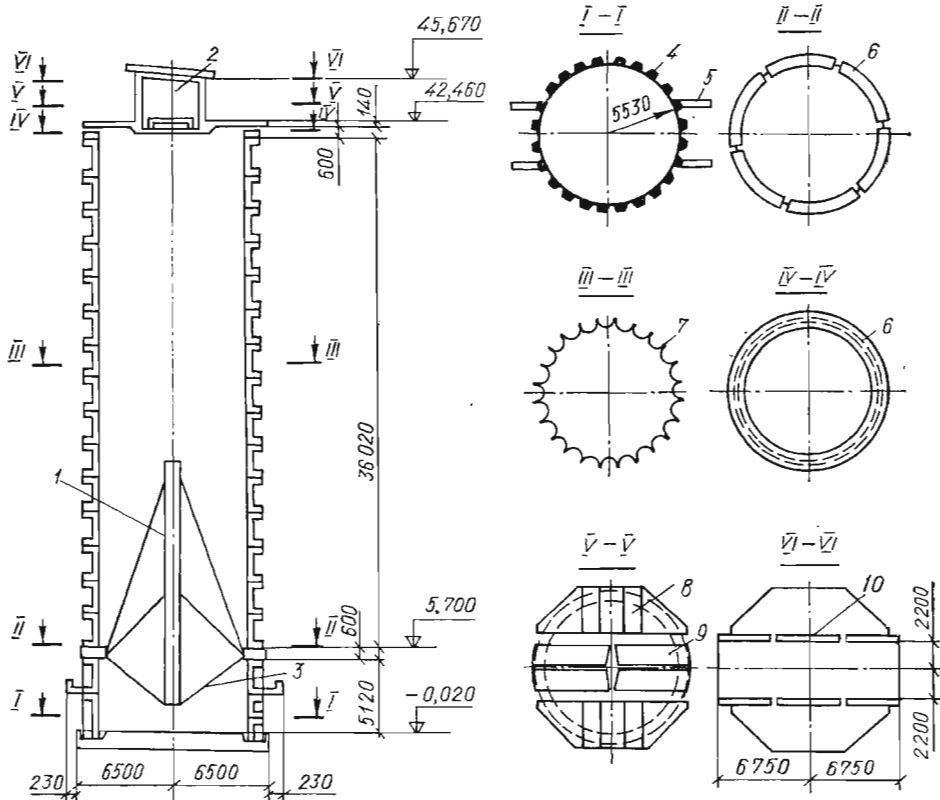


Рис. 13.8. Схема сборного железобетонного силоса каннелюрного типа для хранения зерна по серии 3.702-2/84:

1 — разгрузочная труба; 2 — секция надсилосной галереи; 3 — воронка; 4 — подсилосные панели; 5, 8, 9 — плиты соответственно П4, перекрытия и по серии 1.465-7; 6 — блоки обвязочного кольца; 7 — панели-оболочки; 10 — стеновые панели ограждения.

лестобетонные балки; для силосов диаметром 12 м для тяжелых материалов с удельным весом более 10 кН/м^3 — монолитная железобетонная плита по монолитным железобетонным балкам с наклонной набетонкой и стальной воронкой.

Стены силосов монолитные железобетонные, возводимые в скользящей опалубке.

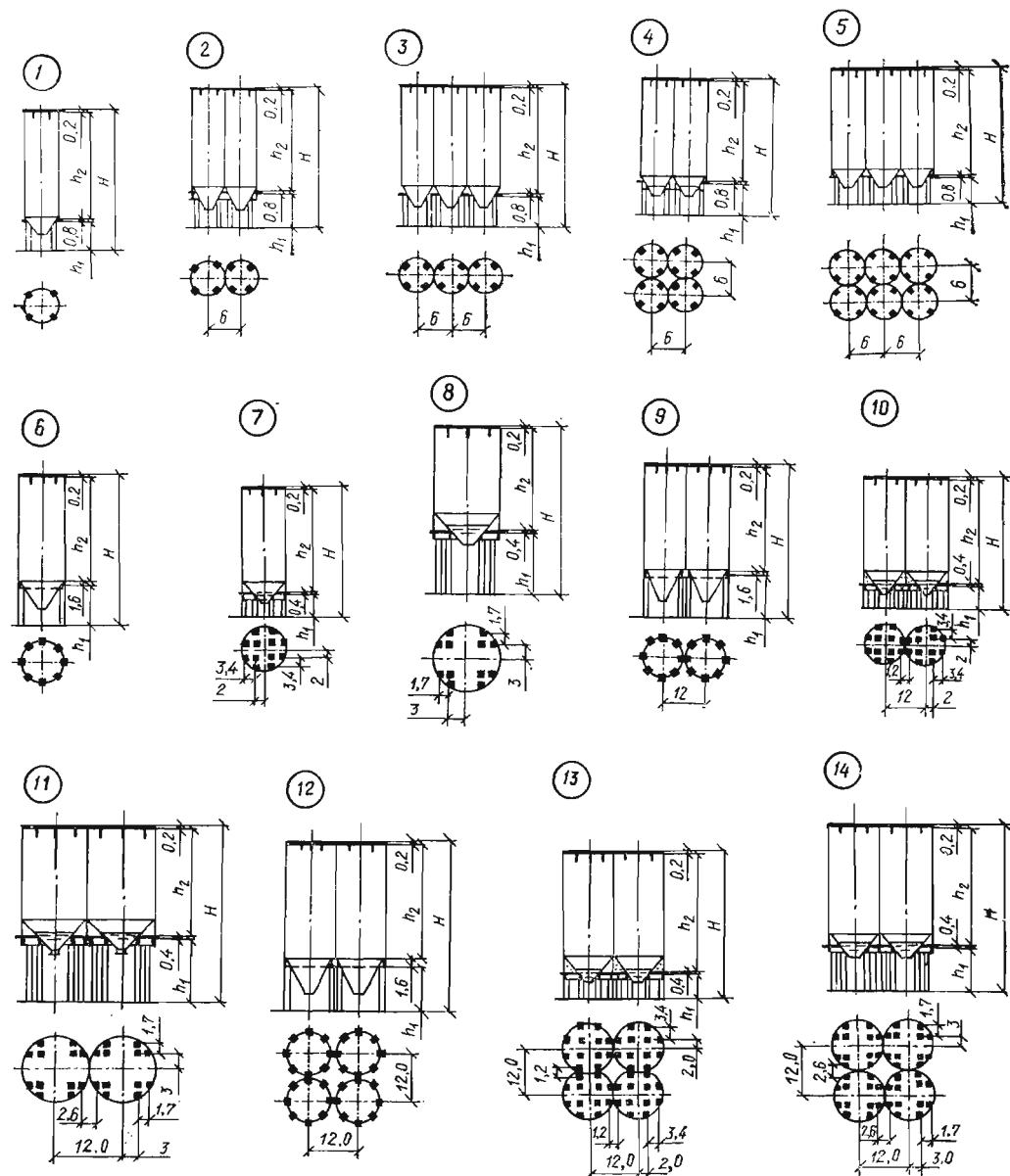
Характеристики сыпучих материалов унифицированы и объединены для наиболее распространенных сыпучих материалов согласно табл. 13.6.

Габаритные схемы силосных корпусов по серии 3.012-3 и расход материалов приведен в табл. 13.7.

В серию 3.702-1/79 включены унифицированные сборные железобетонные конструкции силосных сооружений предприятий по хранению и переработке зерна (рис. 13.7).

Силосные сооружения предусмотрены с ячейками 3×3 и диаметром 6 м. Высота силосов до 30, длина корпусов до 48 м. Силосные корпуса состоят из фундаментной плиты, подсилосного этажа, стен силосов, надсилосного перекрытия и надсилосного этажа. Рабочие здания, блокированные с силосными корпусами, имеют производственные помещения с пролетом 6 м, встроенные

Эскизы к табл. 13.7



Т а б л и ц а 13.7. Унифицированные габаритные схемы и основные технические характеристики силосных корпусов по серии 3.012-3

Шифр силосного корпуса	Габаритная схема (см. эскизы на с. 325)	Вместимость, м³	Полная высота Н, м	Класс нагрузки	Расчетное давление в силосе		Расход на корпус	
					P_r кПа (тс/м²)	P_v кПа (тс/м²)	бетона, м³	стали, т
1-6-48-96	Эскиз 1	265	15,4	I	20 (2)	40 (4)	44,7	3,56
				III	20 (2)	75 (7,5)	44,7	3,64
				V	30 (3)	100 (10)	44,7	4,41
				VI	40 (4)	125 (12,5)	44,7	4,65
				VII	50 (5)	150 (15)	46,6	5,05
1-6-48-144	Эскиз 1	375	20,2	III	20 (2)	75 (7,5)	58,8	4,79
				V	40 (4)	125 (12,5)	60,7	5,61
				VI	50 (5)	150 (15)	60,7	6,08
1-6-48-192	Эскиз 1	505	25	V	40 (4)	125 (12,5)	74,80	7,30
				VI	50 (5)	150 (15)	74,80	8,05
1-6-60-96	Эскиз 1	265	16,6	I	20 (2)	40 (4)	47,8	3,89
				III	20 (2)	75 (7,5)		3,89
				V	30 (3)	100 (10)		4,43
				VI	40 (4)	125 (12,5)		4,67
				VII	50 (5)	150 (15)		5,13
1-6-60-144	Эскиз 1	375	21,4	III	20 (2)	75 (7,5)	61,9	4,75
				V	40 (4)	125 (12,5)		6,17
				VI	50 (5)	150 (15,5)		6,64
1-6-60-192	Эскиз 1	505	26,4	V	40 (4)	125 (12,5)	78,9	7,56
				VI	50 (5)	150 (15)		8,11
2-6-48-96	Эскиз 2	530	15,4	I	20 (2)	40 (4)	90,8	7,85
				III	20 (2)	75 (7,5)	90,8	7,85
				V	30 (3)	100 (10)	94,6	8,81
				VI	40 (4)	125 (12,5)	94,6	9,28
				VII	50 (5)	150 (15)	94,6	10,22
2-6-48-144	Эскиз 2	750	20,2	III	20 (2)	75 (7,5)	123,5	9,50
				V	40 (4)	125 (12,5)		11,69
				VI	50 (5)	150 (15)		13,54
2-6-48-192	Эскиз 2	1010	25	V	40 (4)	125 (12,5)	152,5	15,25
				VI	50 (5)	150 (15)	157,2	15,53
2-6-60-96	Эскиз 2	530	16,6	I	20 (2)	40 (4)	97	7,89
				III	20 (2)	75 (7,5)		7,89
				V	30 (3)	100 (10)		9,93
				VI	40 (4)	125 (12,5)		10,41
				VII	50 (5)	150 (15)		11,86
2-6-60-144	Эскиз 2	750	21,4	III	20 (2)	75 (7,5)	125,9	10,63
				V	40 (4)	125 (12,5)		13,66
				VI	50 (5)	150 (15)		14,80
2-6-60-192	Эскиз 2	1010	26,2	V	40 (4)	125 (12,5)	160,8	15,36
				VI	50 (5)	150 (15)		16,99
3-6-48-96	Эскиз 3	795	16,6	I	20 (2)	40 (4)	137,1	12,22
				III	20 (2)	75 (7,5)	137,1	12,22
				V	30 (3)	100 (10)	142,9	13,27
				VI	40 (4)	125 (12,5)	142,9	13,98
				VII	50 (5)	150 (15)	142,9	16,57
3-6-48-144	Эскиз 3	1125	21,4	III	20 (2)	75 (7,5)	186,6	14,80
				V	40 (4)	125 (12,5)		18,34
				VI	50 (5)	150 (15)		20,40

Шифр силосного корпуса	Габаритная схема (см. эскизы на с. 325)	Вместимость, м³	Полная высота Н, м	Класс нагрузки	Расчетное давление в сыпсе		Расход на корпус		
					P _г кПа (тс/м²)	P _в кПа (тс/м²)	бетона, м³	стали, т	
3-6-48-192	Эскиз 3	1515	26,2	V VI	40 (4) 50 (5)	125 (12,5) 150 (15)	230,9 237,6	23,77 23,56	
3-6-60-96		795	16,6	I III V VI VII	20 (2) 20 (2) 30 (3) 40 (4) 50 (5)	40 (4) 75 (7,5) 100 (10) 125 (12,5) 150 (15)	146,5	11,89 11,89 14,96 16,45 17,85	
3-6-60-144		1125	21,4	III V VI	20 (2) 40 (4) 50 (5)	75 (7,5) 125 (12,5) 150 (15)	190,2 190,2 198,9	16,81 20,58 20,57	
3-6-60-192		1515	26,2	V VI	40 (4) 50 (5)	125 (12,5) 150 (15)	242,8	23,16 26,54	
4-6-48-96		1060	15,4	I III V VI VII	20 (2) 20 (2) 30 (3) 40 (4) 50 (5)	40 (4) 75 (7,5) 100 (10) 125 (12,5) 150 (15)	185,5 185,5 193,2 193,2 199,2	15,03 15,94 17,86 18,81 21,30	
4-6-48-144	Эскиз 4	1500	20,2	III V VII	20 (2) 40 (4) 50 (5)	75 (7,5) 125 (12,5) 150 (15)	252,4	19,37 24,72 27,46	
				V VI	40 (4) 50 (5)	125 (12,5) 150 (15)		30,99 31,53	
				4-6-60-96	1060	16,6	I III V VI VII	20 (2) 20 (2) 30 (3) 40 (4) 50 (5)	40 (4) 75 (7,5) 100 (10) 125 (12,5) 150 (15)
4-6-60-144		1500	21,4	III V VI	20 (2) 40 (4) 50 (5)	75 (7,5) 125 (12,5) 150 (15)	257,2	21,62 26,43 29,57	
4-6-60-192		2010	26,2	V VI	40 (4) 50 (5)	125 (12,5) 150 (15)	328,5	31,20 34,45	
4-6-48-96		Эскиз 5	1590	15,4	I III V VI VII	20 (2) 20 (2) 30 (3) 40 (4) 50 (5)	40 (4) 75 (7,5) 100 (10) 125 (12,5) 150 (15)	279,2 279,2 290,8 290,8 290,8	22,67 24,04 26,92 28,34 32,07
6-6-48-144	2250		20,2	III V VI	20 (2) 40 (4) 50 (5)	75 (7,5) 125 (12,5) 150 (15)	381,3	29,23 35,81 41,39	
6-6-48-192	3030		25	V VI	40 (4) 50 (5)	125 (12,5) 150 (15)	471,5 485,6	46,71 47,53	
6-6-60-96	1590		16,6	I III V VI VII	20 (2) 20 (2) 30 (3) 40 (4) 50 (5)	40 (4) 75 (7,5) 100 (10) 125 (12,5) 150 (15)	298	24,16 24,16 27,40 31,72 36,09	

Шифр силосного корпуса	Габаритная схема (см. эскизы на с. 325)	Вместимость, м³	Полная высота H , м	Класс на грузки	Расчетное давление в силосе		Расход на корпус	
					P_r кПа (тс/м²)	P_v кПа (тс/м²)	бетона, м³	стали, т
6-6-60-144		2250	21,4	III	20 (2)	75 (7,5)	388,5	32,61
				V	40 (4)	125 (12,5)		39,83
				VI	50 (5)	150 (15)		44,56
6-6-60-192	Эскиз 5	3030	26,2	V	40 (4)	125 (12,5)	496,2	47,03
				VI	50 (5)	150 (15)		51,91
1-12-108-180В	Эскиз 6	1700	30,6	II	20 (2)	120 (12)	237,4	21,36
1-12-108-300В		3000	42,6	II	30 (3)	200 (20)	355,4	33,01
1-12-60-180	Эскиз 7	1700	24,6	V	60 (6)	180 (18)	463,4	26,98
				VI	70 (7)	220 (22)		31,93
1-12-60-300	Эскиз 8	3000	36,6	V	80 (8)	240 (24)	569,7	46,83
1-12-108-300		3000	41,4	V	80 (8)	240 (24)	647,1	59,36
2-12-108-300В	Эскиз 9	6000	42,6	II	30 (3)	200 (20)	682,2	70,60
2-12-60-180	Эскиз 10	3400	24,6	V	60 (6)	180 (18)	935,3	54,56
				VI	70 (7)	220 (22)		68,93
2-12-60-300	Эскиз 11	6000	36,6	V	80 (8)	240 (24)	1196	95,63
2-12-108-180		3400	29,4	V	60 (6)	180 (18)	1091,7	72,92
2-12-108-300		6000	41,4	V	80 (8)	240 (24)	1315,2	113,02
				VI	90 (9)	270 (27)	1315,2	140,47
				VIa	80 (8)	370 (37)	1341,6	150,14
4-12-108-300В	Эскиз 12	12 000	42,6	II	30 (3)	200 (20)	1389,0	135,23
4-12-144-264В				IV	50 (5)	200 (20)	1505,7	161,44
4-12-60-300	Эскиз 13	12 000	36,6	VI	90 (9)	270 (27)	2420,2	217,8
4-12-108-300	Эскиз 14	12 000	41,4	V	80 (8)	240 (24)	2667,1	230,82
				VI	90 (9)	270 (27)		289,26

Примечания: 1. Маркировка силосных корпусов: первая цифра обозначает количество силосов в корпусе; вторая — наружный диаметр силоса в метрах; третья — высоту подсилосного этажа от уровня пола до низа плиты или опорной кольцевой балки H_1 в дециметрах; четвертая — высоту стены силоса H_2 в дециметрах. Шифры а индексом В приняты для силосных корпусов с воронкой на полный диаметр силоса.

2. Класс нагрузок соответствует данным табл. 13.6.

3. Вес металлических конструкций в таблицу не включен.

между силосами, и надстройку выше силосной части.

В серии 3.702-2/84 помещены сборные железобетонные предварительно напряженные силосы диаметром 12 м каннелюрного типа для хранения

зерна в составе элеваторов (рис. 13.8). Силосы предназначены для хранения всех видов продовольственного зерна. Силосный корпус необходимой вместимости komponуется из отдельно стоящих силосов по 2700 т каждый.

14. ВОДОНАПОРНЫЕ БАШНИ

14.1. Общие сведения

Водонапорные башни — сооружения в системах водоснабжения, предназначенные для регулирования расхода и напора воды в водопроводной сети, создания ее запаса и выравнивания графика работы насосных станций. Их исполь-

зуют в системах производственного, хозяйственно-питьевого и противопожарного водоснабжения промышленных объектов, сельскохозяйственных комплексов и населенных мест. Запас воды определяется вместимостью бака, интенсивность напора — высотой башни (расстоянием по вертикали от уровня поверхности земли до низа бака или

его цилиндрической части). Указанные два параметра и положены в основу габаритных схем водонапорных башен; СНиП 2.09.03-85 предусмотрены следующие параметры водонапорных башен:

емкость баков — 15, 25, 50, 100, 150, 200, 300, 500 и 800 м³;

высота до низа баков кратна 3 и 6 м для баков вместимостью соответственно до 50, 100 м³ и более.

Башни с баками вместимостью до 25 м³ включительно применяют в основном в сельскохозяйственном строительстве; 50...300 м³ — в промышленном, гражданском и сельскохозяйственном; 500 и 800 м³ в массовом строительстве не используют, так как типовые проекты их не разработаны.

При описании типовых проектов водонапорных башен приведена область применения башен в зависимости от климатических условий района строительства и характеристик источников водоснабжения.

Водонапорные башни оборудуют:

центральным подводяще-разводящим стояком диаметром 300...400 мм, используемым для наполнения и опорожнения бака;

переливным стояком диаметром 150...200 мм, предназначенным для предотвращения переполнения бака;

запорной арматурой (ручные или электрифицированные задвижки, тип которых определяется в зависимости от назначения башни и местных условий); устанавливаемой в утепленной подземной камере или в специальном колодце;

датчиками уровня воды в баке, передающими информацию на диспетчерский пункт. В качестве молниеприемника используют стальной бак, соответствующим образом заземленный.

Водонапорные башни легко поддаются типизации. В практике проектирования применяют типовые или одобренные Госстроем СССР прогрессивные экспериментальные проекты; разработка комплексных индивидуальных проектов связана с рядом трудностей.

Задание на проектирование водонапорных башен должно содержать: данные о назначении башни; требуемую емкость бака и высоту башни; данные о климатических условиях района строительства; характеристику гидрогеологических условий. По ним подбирают типовой проект (с такими или ближайшими большими параметрами) и, при необходимости, корректируют основания и фундаменты башни.

Водонапорные башни, будучи высотными сооружениями, играют важную роль в создании архитектурного облика промышленного предприятия, промышленного узла или населенного пункта. При удачном решении башня может быть архитектурным акцентом, улучшающим облик всей окружающей застройки.

В случаях, когда архитектурное решение играет первостепенную роль, водонапорные башни, по согласованию с Госстроем СССР, можно осуществлять по индивидуальным проектам. Кроме того, иногда требуется возведение башни с двумя или тремя баками различной емкости, располагаемыми на разных отметках по высоте, например, в текстильной промышленности, где наличие нескольких баков обусловлено технологи-

ей. Индивидуальные проекты разрабатывают также в тех случаях, когда параметры башни превосходят параметры башен по типовым проектам, и замена одной башни двумя или тремя экономически нецелесообразна или невозможна по требованиям технологии или решению генерального плана.

14.2. Конструктивные решения

Основные конструктивные элементы водонапорных башен — бак, ствол и фундамент. До недавнего времени башни проектировали с шатрами — надстройкой, внутри которой размещали бак. Практика эксплуатации водонапорных башен показала, что устройство шатра необязательно: при наличии обмена воды в баке она не промерзает; если начинает замерзать, то на внутренней поверхности бака образуется слой льда, служащий теплоизоляцией и препятствующий даль-

Т а б л и ц а 14.1. Требуемая толщина изоляции, мм (ТП 901.38.87...901.44.87)

Температура воды источника водоснабжения. °С	При диаметре стояка, мм					
	400			300		
	Расчетная температура наружного воздуха, °С					
	—10	—20	—30	—10	—20	—30
0,5	80	140	—	—	—	—
2	40	60	80	50	100	200
4	20	40	40	40	60	80
7	20	20	40	40	40	60
10	20	20	20	20	40	40

нейшему замерзанию ее. В последние годы водонапорные башни проектируют бесшатровыми. При водоснабжении из открытых источников, а также в сложных климатических условиях (в северных районах) башни можно применять с утепленными с наружной стороны баками.

Наиболее опасные для промерзания места — центральный подводяще-разводящий стояк и узел его соединения с баком. Вследствие этого стояк проектируют утепленным, а в узле присоединения стояка к баку при сложных климатических условиях предусматривают электроподогрев.

Теплоизоляцию стояков выполняют из минераловатных плит.

Данные о требуемой толщине теплоизоляции из минераловатных плит с удельным весом $\gamma = 1,25 \text{ кН/м}^3$ (125 кгс/м^3) и теплопроводностью $0,006 \text{ ккал/(м} \cdot \text{ч} \cdot \text{°С)}$ в зависимости от температуры воды источника водоснабжения и расчетной наружной зимней температуры воздуха приведены в табл. 14.1.

Баки. Баки применяют стальные сварные, для башен массового строительства при малой вместимости баков — цилиндрические с плоским дном, в остальных случаях — с коническим. Баки

с плоским днищем устанавливаются на сплошное основание с уклоном дна не менее 5 % к отводящей или сливной трубе. При необходимости создания улучшенного архитектурного решения баки могут быть сферические, конические, каплевидные и др.

В составе проекта баков предусматривают: наружную лестницу (с ограждением из дуг) для подъема на покрытие бака, люк и стремянку для спуска в бак, перильное ограждение по периметру покрытия бака; в баках — трубы для вентиляции.

Наружную и внутреннюю поверхность бака защищают от коррозии в соответствии с требованиями СНиП 2.03.11-85. В баках, предназначенных для хранения питьевой воды, внутреннюю поверхность покрывают противокоррозионными составами, разрешенными Минздравом СССР.

Баки изготавливают из стали марок ВСтЗпс2 по ГОСТ 380—71* и ВСтЗпсб-1 по ТУ 14-1-3023-80*, принимая для них листовую сталь толщиной 4...10 мм (в зависимости от расчета). Сварка автоматическая или полуавтоматическая в среде углекислого газа и ручная. Для автоматической и полуавтоматической применяют сварочную проволоку СВ-08А, СВ-08ГА, СВ-08ГАС либо СВ-08Г2СЦ по ГОСТ 2246—70*, для ручной — электроды типа Э-42 по ГОСТ 9467—75, для монтажных швов — типа Э-42А. На заводе-изготовителе стенка цилиндрической части бака может выполняться в виде цельного плоского полотно, свариваемого в рулон, который на месте монтажа разворачивается в цилиндр и сваривается одним вертикальным стыковым швом. Коническое днище изготавливается методом поузловой сборки.

При этом должна обеспечиваться плотность и герметичность всех сварных швов, которые до сдачи в эксплуатацию проверяют на соответствие требованиям СНиП III-18-75.

Во избежание внезапного обрушения льда при его таянии с внутренней стороны баков предусматривают льдоудержатели — вертикальные кронштейны из арматурной стали диаметром 12...14 мм (вертикальные стержни отстоят на 150 мм от внутренней поверхности цилиндрической части бака).

Стволы. Их выполняют из кирпича, стали, монолитного или сборного железобетона. Традиционная форма ствола — вертикальная цилиндрическая оболочка. Типовые проекты в основном предусматривают устройство кирпичных стволов, надежных в эксплуатации, не требующих для возведения специальных монтажных механизмов и относительно недорогих.

Вместе с тем они обладают существенными недостатками, основной из них — трудоемкость возведения — обуславливает удлинение сроков строительства. Кроме того, для кладки кирпичных стволов водонапорных башен требуются каменщики высокой квалификации. Большая масса кирпичных стволов предопределяет большие транспортные и энергетические расходы.

Стальные стволы водонапорных башен применяют для башен с баками небольшой вместимости. Они представляют собой сварную цилиндрическую оболочку, которая также заполняется водой и служит дополнительной емкостью (башни системы Рожновского). Основной недостаток — боль-

шая металлоемкость и дефицит листовой стали. Кроме того, при использовании ствола в качестве дополнительной емкости, напор в сети при опорожнении башни будет уменьшаться до нуля, вследствие чего необходима дополнительная насосная станция.

Башни с монолитным железобетонным стволом представляют собой вертикальную цилиндрическую оболочку, возводимую в подвижной или переставной опалубке. Из-за отсутствия необходимого оборудования и приспособлений их почти не применяют.

Наиболее прогрессивны и экономичны по всем показателям башни со стволами из сборного железобетона. Несмотря на широкое распространение водонапорных башен в целом по стране, количество водонапорных башен строящихся в каждом отдельном районе невелико. Поэтому создание номенклатуры сборных железобетонных элементов для водонапорных башен целесообразно и для сборных железобетонных стволов желательно использовать элементы, применяемые для других сооружений или зданий, либо соответствующие им по опалубочным размерам. Такие решения разработаны Латгипросельстроем для башен с баками средней вместимости (50...100 м³) и Киевским Промстройпроектом — для башен с баками средней и большой вместимости (50...300 м³).

Стволы водонапорных башен оборудуют стальными лестницами для подъема к баку и на его покрытие, а также площадками для осмотра и обслуживания строительных конструкций и трубопроводов. Лестницы выполняют вертикальными типа стремянок с ограждениями из дуг, при этом расстояние между площадками по высоте не более 8 м.

Фундаменты. Их выполняют из монолитного бетона или железобетона, состоят они из полый цилиндрической части, в объеме которой размещается камера для запорной арматуры и круглой или кольцевой (для малых башен) фундаментной плиты. Для башен с баками небольшой вместимости камеру для запорной арматуры в отдельных случаях располагают в специальной колоде рядом с башней.

Подземная камера не отапливается, но перекрытие над ней проектируют утепленным. В камере предусматривают две трубы для вентиляции — приточной и вытяжной, с заслонками, закрываемыми в зимнее время.

14.3. Расчет

Расчет башен производится на следующие нагрузки:

постоянную, включающую в себя вес конструкции бака, ствола, фундамента и грунтовой засыпки над консольной частью фундаментной плиты; длительную от воздействия воды, заполняющей бак;

кратковременные от воздействия ветра и снега. Интенсивность ветровой и снеговой нагрузок, а также коэффициенты надежности по нагрузке принимают в соответствии с указаниями СНиП 2.01.07-85.

Ветровую нагрузку находят как для высотных сооружений с учетом динамической составляющей, вызываемой пульсацией скоростного напора

ветра. Расчет на нагрузку от ветра производят в соответствии с указаниями «Руководства по расчету зданий и сооружений на действие ветров».

Рассчитывают отдельно баки, стволы и фундаменты. При расчете бака одним из основных факторов является горизонтальное (гидростатическое) давление воды на стенки и на коническое днище бака, на которое воздействует также вертикальная нагрузка ее веса. Покрытие бака, кроме собственного веса, рассчитывают на снеговую нагрузку, выполняют также проверку на отрывающее воздействие (отсос) ветра при отсутствии снеговой нагрузки. Ветровую нагрузку на бак учитывают при проверке незаполненного водой бака на отрыв от ствола башни и при расчете крепления бака к опорному кольцу. Расчет цилиндрической и конической частей бака производится по безмоментной теории оболочек.

Напряжения в стенках бака:

для цилиндрической части

$$\text{в меридиальном направлении } \sigma_1 = pr/2t; \quad (14.1)$$

в кольцевом направлении $\sigma_2 = pr/t, \quad (14.2)$

где p — удельное давление на единицу поверхности; r — радиус кривизны оболочки; t — толщина листов оболочки;

для конической части бака

в меридиальном направлении $\sigma_1 = pr/2t \cos \alpha; \quad (14.3)$

в кольцевом направлении $\sigma_2 = pr/t \cos \alpha, \quad (14.4)$

где α — угол наклона образующей конической части к вертикали.

Приведенные формулы справедливы для всей поверхности оболочек, кроме тех участков, где возникает краевой эффект — в местах пересечения оболочек различных форм, на участках постановки колец жесткости, перепадов толщин, сосредоточения или резкого перепада нагрузок. В этих участках помимо осевых усилий N , определенных по безмоментной теории, возникают изгибающие моменты M и поперечные силы Q , которые быстро затухают и распространяются на сравнительно небольшую зону. Тем не менее учет их обязателен в расчетах и в конструкции баков. Усилия M и Q — неизвестные, определяемые методами строительной механики (сил либо перемещений).

Расчет стволов и фундаментов башен производят на две комбинации нагрузок — с заполненным и незаполненным водой баком: с заполненным водой баком и при облегченной конструкции ствола (например, при рамных стволах) допускается выполнять расчет как для сооружений с сосредоточенной массой, расположенной в уровне центра тяжести бака; с незаполненным баком динамическую составляющую ветровой нагрузки определяют, как для сооружений с распределенной по высоте ствола массой. Кроме этого выполняют проверку на резонанс колебаний в соответствии с требованиями «Руководства по расчету зданий и сооружений на воздействие ветров», а также удельных краевых давлений на грунт, крена и осадки.

Эпюра давлений под подошвой фундамента на грунт принимается при баке:

заполненным водой — трапециевидная с отношением

$$\sigma_{\min}/\sigma_{\max} \geq 0,25;$$

незаполненным — треугольная

$$(\sigma_{\min} = 0).$$

Двухзначная эпюра давлений под подошвой не допускается.

Крен башни в пределах $\tan \alpha \leq 0,004$. Если в результате расчета получить крен башни в указанных пределах невозможно, следует переходить к искусственным (например, свайным) основаниям. Сечения элементов башни подбирают по соответствующим нормативам в зависимости от материала конструкции. Крен и осадку фундамента определяют по СНиП 2.02.01-83.

14.4. Типовые проекты башен

Типовые проекты башен с кирпичными стволами (рис. 14.1, табл. 14.2...14.6). Башни с баками вместимостью 15 и 25 м³ предназначены для систем сельскохозяйственного водоснабжения и в водопроводах небольших предприятий; вместимостью 50...300 м³ — для систем хозяйственно-питьевого и производственного водоснабжения при расчетной зимней температуре —20, —30 и —40 °С (типовые проекты 901-5-14/70 и 901-5-20/70 только для районов с температурой —20 и —30 °С), с обычными геологическими условиями (при отсутствии грунтовых вод), с нормативным давлением снегового покрова 1,00 кПа (100 кгс/м²) для типовых проектов 901-5-14/70, 901-5-20/70 и 901-5-21/70 и 1,5 кПа (150 кгс/м²) для остальных типовых проектов, с нормативным напором ветра 0,450 кПа (45 кгс/м²) и сейсмичностью не выше 6 баллов.

Башни состоят из стального бака, кирпичного ствола и железобетонного фундамента.

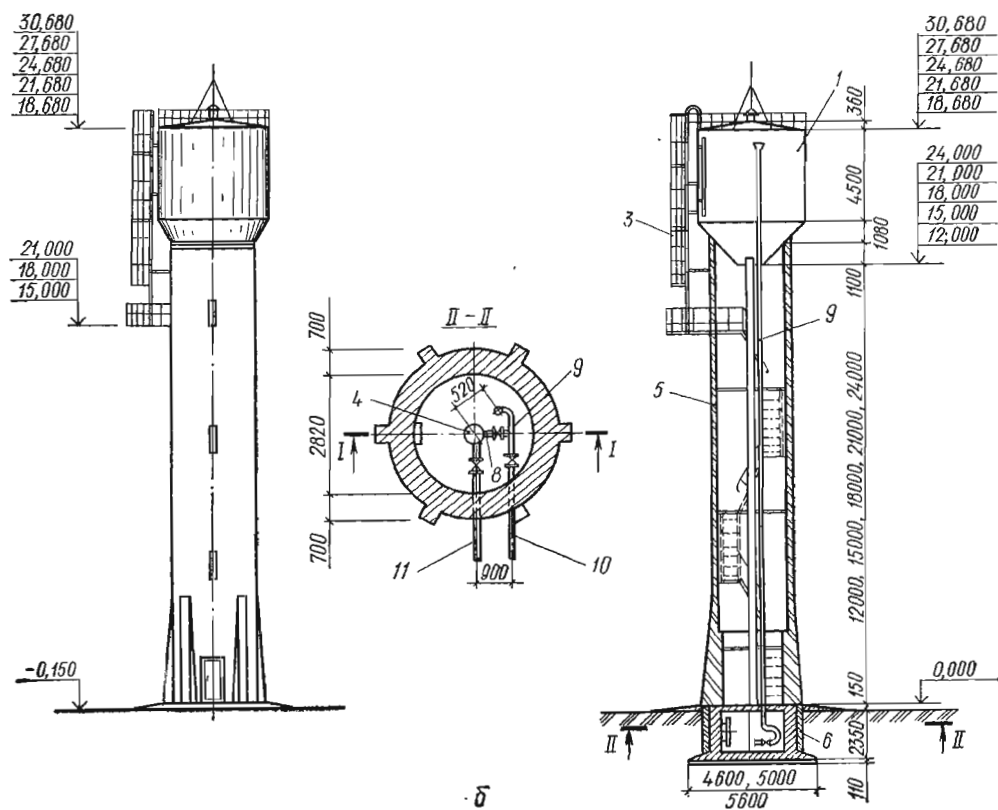
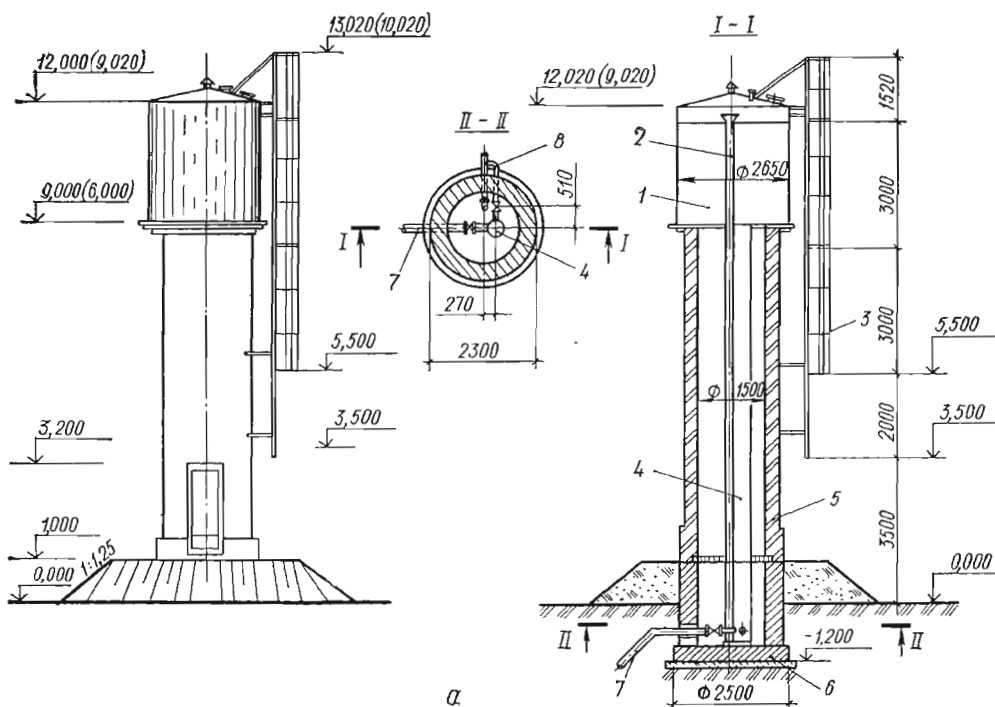
Баки с плоским дном при их вместимости 15...50 м³ и коническим для всех остальных объемов из стали ВК СтЗкп при расчетной зимней температуре воздуха —20...—30 °С и из стали марки ВК СтЗпс при —40 °С.

Вариант с неутепленным баком рекомендуется к применению при водоснабжении из подземных источников с температурой воды не ниже +4 °С и обмене ее в баке не реже двух раз в сутки. При расчетной зимней температуре воздуха до —30 °С, а также при водоснабжении из открытых источников при расчетной зимней температуре воздуха до —20 °С бак утепляют минераловатными плитами на синтетическом связующем ($\gamma = 1 \text{ кН/м}^3$ (100 кгс/м³); $\lambda = 0,04 \text{ ккал/(м} \cdot \text{ч} \cdot \text{°C)}$) и предусматривают электроподогрев верхней части напорно-разводящего стояка. Бак служит молниеприемником, для чего его соединяют токоотводом с заземляющим устройством. Лестницы на бак стальные, для малых башен с вместимостью баков 15...25 м³ — наружные; при большей вместимости и высоте лестницы и площадки располагают внутри ствола и предусматривают наружную вертикальную лестницу только в пределах высоты бака.

Стволы башен приняты цилиндрической формы из кирпича марки 75 и 100 на растворе марки 50.

Фундаменты из монолитного железобетона состоят из цилиндрической части, в объеме которой расположена запорная арматура, и круглой фундаментной плиты с консолями.

Типовой проект стальных башен 901-5-29 (рис. 14.2, табл. 14.7). В его составе башни с баками вместимостью 15, 25 и 50 м³ при высоте опор высотой 12, 15 и 18 м, используемые в сельскохозяйственном строительстве.



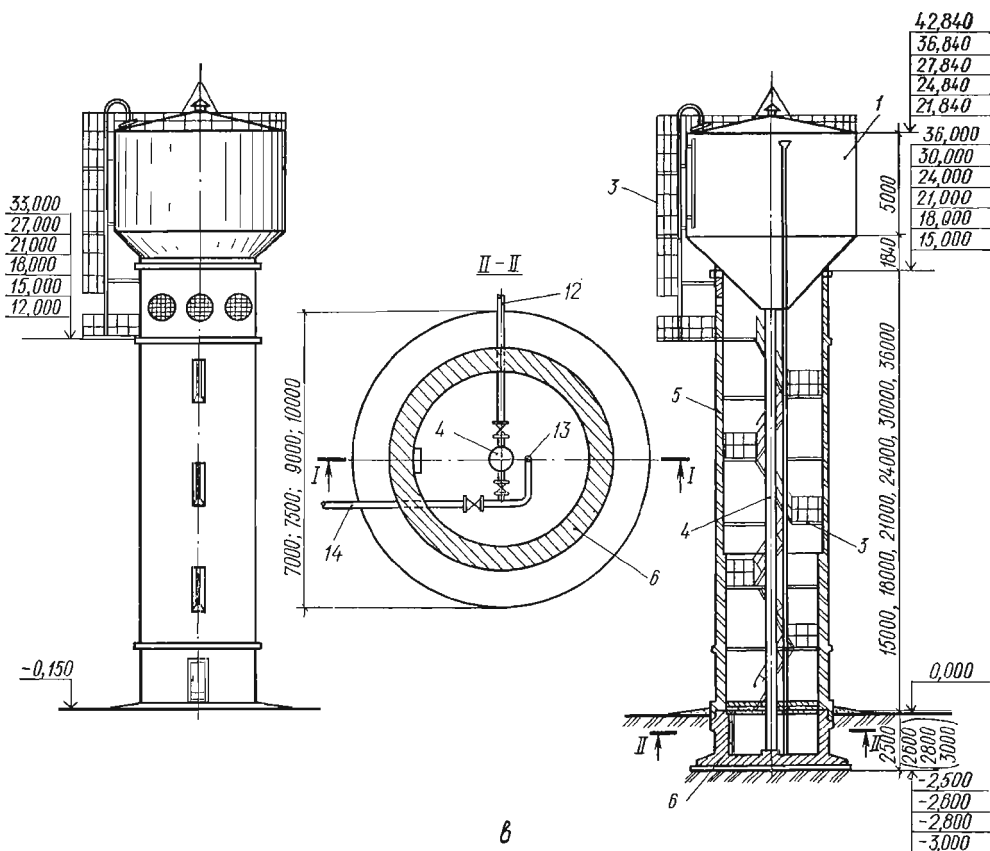


Рис. 14.1. Башни с кирпичным стволом:

a — высота 6 и 9 м, бак вместимостью 15, 25 и 50 м³; *б* — высота 12, 15, 18, 21 и 24 м, бак вместимостью 100 м³; *в* — высота 15, 18, 21, 24, 30 и 36 м, бак вместимостью 300 м³; *1* — стальной бак; *2, 9, 13* — переливная труба диаметром соответственно 80, 150, 200 мм; *3* — стальные лестницы; *4* — напорно-разводящий стояк; *5* — кирпичный ствол; *6* — железобетонный фундамент; *7, 11, 12* — напорный трубопровод диаметром соответственно 100, 150, 200 мм; *8* — сливная труба диаметром 80 мм; *10, 14* — переливная и сливная труба диаметром соответственно 150 и 200 мм.

Башня состоит из цилиндрического бака диаметром 3 м и цилиндрической опоры диаметром 1,20 и 2 м, которая также заполняется водой и служит дополнительной емкостью. Фундамент башни — монолитный, бетонный, массивный. Для размещения запорной арматуры рядом с башней предусматривается устройство колодца. Лестница на бак — стальная, расположенная с наружной стороны ствола.

Разработан также вариант башни-колонны, которая состоит из стального цилиндрического ствола диаметром 3,02 м, заполняемого водой. Вместимость такой башни 160 м³. Башни предназначены для районов с расчетной зимней температурой наружного воздуха —20, —30 и —40 °С, с обычными геологическими условиями, нормативной снеговой нагрузкой 1 кПа (100 кгс/м²) и нормативным скоростным напором ветра 0,45 кПа (45 кгс/м²).

Основной вариант башни — неутепленный, рекомендуется к применению в тех же условиях, которые указаны для башен с кирпичными стволами.

Типовой проект башен с монолитным железобетонным стволом 901-5-26/70 (рис. 14.3, табл. 14.8). Конструкция стального бака такая же, как и в башнях с кирпичными стволами и отличается от них только узлом опирания бака на ствол. Ствол башни представляет собой вертикальную цилиндрическую оболочку из монолитного железобетона, возводимую в передвижной или переставной опалубке.

Толщина стенок ствола 150 мм, бетон класса В15 (марки 200). Фундамент башни монолитный, железобетонный. Камера для запорной арматуры размещается в объеме фундамента. Лестница на бак стальная, размещается внутри ствола.

Область применения и условия эксплуатации такие же, как для башен с кирпичными стволами.

Типовые проекты водонапорных башен со стволами из сборных железобетонных колец. 901-5-33.85, 901-5-34.85, 901-5-35.85 и 901-5-36.85 (рис. 14.4, 14.5, табл. 14.9, 14.10). Башни отличаются между собой конфигурацией стальных баков. В типовых проектах 901-5-33.85 и 901-5-

Т а б л и ц а 14.2. Параметры типовых проектов башен с кирпичными стволами

№ типового проекта	Вместимость бака, м³	Высота до низа бака, м	№ типового проекта	Вместимость бака, м³	Высота до низа бака, м
901-5-14/70	15	6; 9	901-5-9/70	150	18; 24
901-5-20/70	25	9; 12; 15; 18; 21;	901-5-23/70	200	12; 15; 18; 21; 24
901-5-21/70	50	9; 12; 15; 18; 21; 24	901-5-24/70	300	12; 15; 18; 21; 24; 30; 36
901-5-22/70	100	12; 15; 18; 21; 24			

Т а б л и ц а 14.3. Техничко-экономические показатели башен с кирпичными стволами и баками малой вместимости (типовой проект 901-5-14/70, 901-5-20/70)

Наименование показателей	Вместимость бака, м³						
	15			25			
Высота ствола, м	6	9	9	12	15	18	21
Площадь застройки, м²	5	5	6	6	6	6	7,2
Строительный объем, м³	43,1	52,5	84,2	106	113,7	128,5	170,6
В том числе подземной части, м³	9,6	9,6	12,6	12,6	12,6	12,6	15,3
Расход материалов:							
стали, т	1,78	1,84	2,38	2,44	2,49	2,81	2,98
цемента, т	2,07	2,38	3,02	3,20	3,36	3,50	4,21
кирпича, тыс. шт.	2,4	4,5	7,9	10,55	13,23	15,89	27,0
железобетона, м³	5,07	5,07	10,06	10,06	10,06	10,06	14,04
лесоматериалов, м³	0,60	0,77	0,35	0,38	0,40	0,43	0,53
стали на детали утепления, т	0,383	0,383	0,488	0,488	0,488	0,488	0,488
плит минераловатных, м³	3,3	4,1	4,8	5,3	5,9	6,4	7,0
Стоимость, тыс. р.:							
общая (без утепления)	3,86	4,25	5,26	5,63	6,17	6,71	8,68
в том числе:							
строительно-монтажных работ	3,25	3,64	4,65	5,02	5,56	6,10	8,07
утепления	0,63	0,74	0,64	0,69	0,72	0,77	0,81
Трудозатраты на сооружение, чел.-дни	69,8	72,7	207,9	228,5	248,2	272,2	377,7

Пр и м е ч а н и я. 1. Здесь и далее технико-экономические показатели приведены для вариантов с неутепленным баком, стоимость — в ценах, введенных с 1984 г. (при переводе цен пользовались $K = 1,25$). 2. Стоимость оборудования 0,61 тыс. р.

Т а б л и ц а 14.4. Техничко-экономические показатели башен с кирпичными стволами и баками средней вместимости (типовые проекты 901-5-21/70 и 901-5-22/70)

Наименование показателей	Вместимость бака, м³										
	50					100					
Высота до дна бака, м	9	12	15	18	21	24	12	15	18	21	24
Площадь застройки, м²	12,6	12,6	19,6	19,6	28,4	28,4	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2
Строительный объем, м³	135,15	156,15	177,15	208,21	251,5	276,45	190	224	248	282	316
В том числе подземной части, м³	23	23	25,81	25,81	39,4	39,4	31	31	31	31	31
Расход материалов:											
стали, т	4,30	4,35	4,52	6,05	6,79	7,09	7,59	7,70	8,62	9,66	9,87
цемента, т	7,75	8,05	9,31	11,45	15,20	16,87	9,77	10,16	11,16	11,84	13,74
железобетона, м³	5,6	12,8	16,0	26,7	36,45	44,42	18,35	18,35	19,69	19,63	21,9
кирпича, тыс. шт.	18,72	18,72	21,94	25,76	34,68	38,29	22,8	24,9	28,4	31,7	34,7
лесоматериалов, м³	3,45	3,81	4,34	6,07	7,81	8,30	2,77	3,10	3,63	4,17	4,42
стали на детали утепления, т	0,933	0,933	0,933	0,933	0,933	0,933	1,287	1,287	1,287	1,287	1,287
плит минераловатных, м³	6,2	6,75	7,3	7,8	8,4	8,9	9,3	9,7	10,3	10,9	11,5
Сметная стоимость, тыс. руб.											
общая (без утепления)	6,36	6,87	7,65	10,50	12,29	13,69	10,78	11,62	13,36	14,37	15,36

Наименование показателей	Вместимость бака, м³									
	50					100				
В том числе:										
строительно-монтажных работ	5,75	6,26	7,04	9,89	11,68	13,08	9,88	10,72	12,46	13,47
оборудования	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,90	0,90	0,90	0,90
утепления	0,81	0,86	0,90	0,96	1,02	1,06	1,30	1,34	1,39	1,44
Трудовые затраты на сооружение, чел.-дни	307,4	337,7	379,3	482,4	584,6	647,6	342,8	373,7	421,7	470,2
										521,1

Таблица 14.5. Техничко-экономические показатели башен с кирпичными стволами и баками вместимостью 200 м³ (типовой проект 905-5-23/70)

Наименование показателей	Высота до дна бака, м				
	12	15	18	21	24
Строительный объем, м³	227,2	270,2	313,2	356,2	399,2
В том числе подземной части, м³	36,2	36,2	36,2	36,2	36,2
Расход материалов:					
стали, т	11,98	12,04	13,06	13,54	13,78
цемента, т	12,53	12,77	15,23	18,03	18,44
железобетона, м³	25,18	25,18	29,88	36,41	36,41
кирпича, тыс. шт.	26,6	27,9	33,5	38,04	40,17
лесоматериалов, м³	3,4	3,57	4,29	4,87	5,14
минеральных плит, м³	12,2	12,8	13,5	14,1	14,7
Сметная стоимость, тыс. р.:					
общая (без утепления)	12,95	13,82	16,03	18,0	19
в том числе:					
строительно-монтажных работ	11,86	12,73	14,94	16,91	17,91
утепления	1,86	1,97	1,96	2,05	2,06
Трудовые затраты на сооружение, чел.-дни	480,4	455,2	552,6	620	654,7

Примечание. Расход на детали утепления 2,064 т, сметная стоимость оборудования 1,09 тыс. р., площадь застройки 14,2 м².

Таблица 14.6. Техничко-экономические показатели башен с кирпичными стволами и баками вместимостью 300 м³ (типовой проект 901-5-24/70)

Наименование показателей	Высота ствола, м					
	15	18	21	24	30	36
Строительный объем, м³	693	758	829,2	894,2	1042,7	1207
В том числе подземной части, м³	60	60	66,2	66,2	84,7	117
Расход материала:						
стали, т	20,47	20,81	21,41	21,76	23,43	24,07
цемента, т	17,83	19,0	22,74	23,88	34,66	36,90
кирпича, тыс. шт.	43,07	51,78	64,01	72,45	97,6	108,96
железобетона, м³	37,78	40,01	47	47	72	89,2
в том числе сборного, м³	1,19	1,19	1,19	1,19	2,08	2,08
стали на детали утепления, т	2,631	2,631	2,631	2,631	2,631	2,631
плит минераловатных, м³	19,5	20,1	20,7	21,4	22,6	23,2
лесоматериалов, м³	14,54	14,6	16,23	16,33	17,11	17,27
Сметная стоимость, тыс. р.:						
общая (без утепления)	18,71	19,22	21,64	23,37	28,26	34,1
в том числе:						
строительно-монтажных работ	17,81	18,32	20,74	22,47	27,36	33,2
утепления	2,65	2,7	2,74	2,79	2,89	2,94
Трудовые затраты на сооружение, чел.-дни	798	852	924	974	1153	1132

Примечание. Площадь застройки 22 м²; расход стали на детали утепления 2,631 т; сметная стоимость оборудования 0,9 тыс. р.

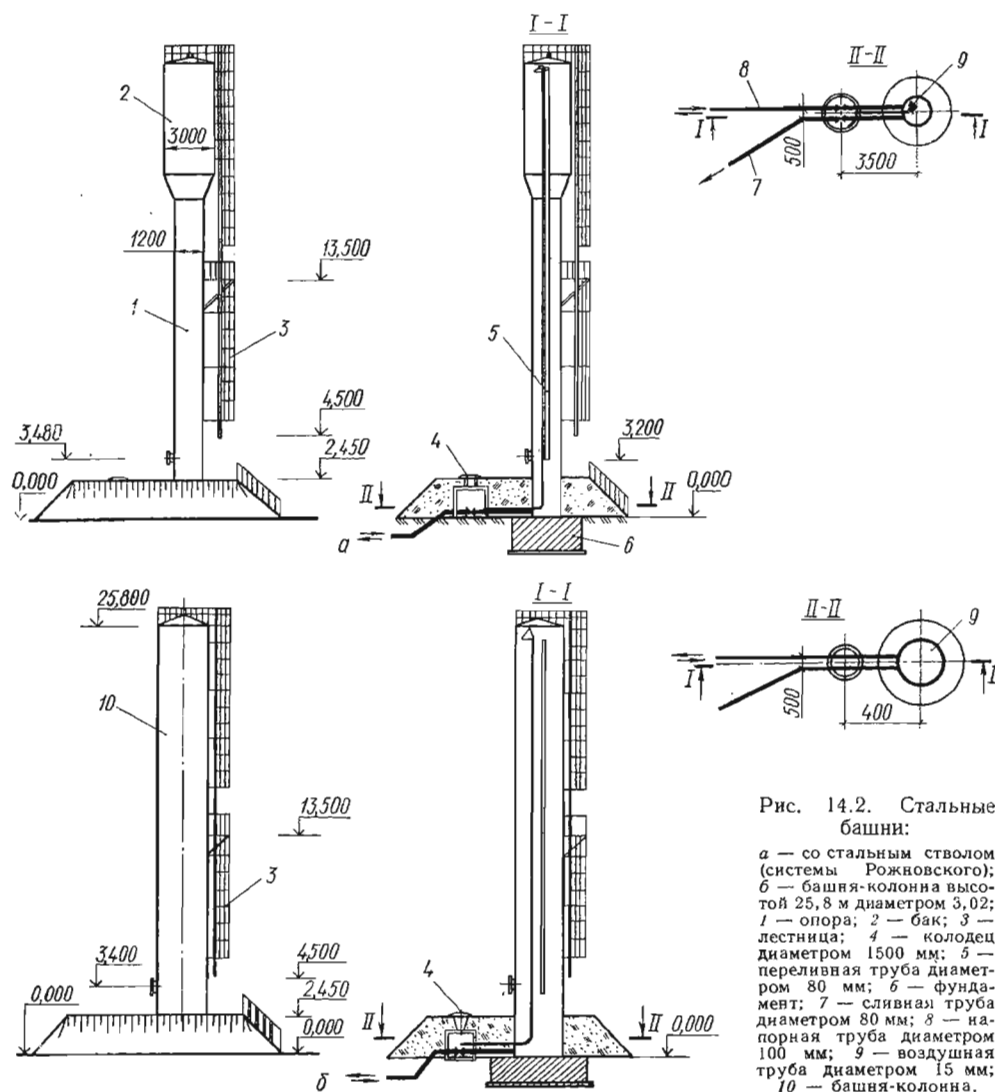


Рис. 14.2. Стальные башни:

а — со стальным стволom (системы Рожновского); б — башня-колонна высотой 25,8 м диаметром 3,02; 1 — опора; 2 — бак; 3 — лестница; 4 — колодец диаметром 1500 мм; 5 — переливная труба диаметром 80 мм; 6 — фундамент; 7 — сливная труба диаметром 80 мм; 8 — напорная труба диаметром 100 мм; 9 — воздушная труба диаметром 15 мм; 10 — башня-колонна.

Т а б л и ц а 14.7. Техничo-экономические показатели башен со стальными стволами (типовой проект 901-5-29)

Наименование показателей	Вместимость бака, м³						
	15	25	15	15	18	18	18
Высота опоры, м	12	12	15	15	18	18	18
Высота бака, м	2,8	4,4	4,4	7,6	7,6	7,6	7,6
Диаметр опоры, м	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	2,0	3,02
Площадь застройки, м²	166	166	166	166	166	170	170
Строительный объем, м³	45,1	63,4	66,9	95,4	99,8	139,8	204,3
Расход материалов:							
стали, т	3,16	4,01	4,81	6,36	6,86	7,96	13,4
цемента, т	2,5	4,65	4,65	5,82	5,82	7,15	8,6
железобетона монолитного, м³	9,31	17,71	17,71	22,21	22,21	27,31	32,91

Наименование показателей	Вместимость бака, м³						
	15	25	35	45	55	65	75
лесоматериалов, м³	0,79	1,27	1,37	1,85	1,91	2,2	3,19
стали на детали утепления, т	0,94	1,18	1,35	1,74	1,91	2,43	3,37
плит минераловатных, м³	4,1	5,1	5,9	7,7	8,5	10,8	13,8
Сметная стоимость, тыс. р.:							
общая (без утепления)	3,01	3,75	4,05	4,95	5,31	6,51	8,05
в том числе:							
строительно-монтажных работ	2,91	3,65	3,95	4,85	5,21	6,41	7,95
утепления	0,62	0,78	0,90	1,16	1,27	1,87	2,16
Трудовые затраты на сооружение, чел.-дни	104,9	122,6	130,6	150	154,6	171,2	219,6

Примечание. Стоимость оборудования 0,1 тыс. р.

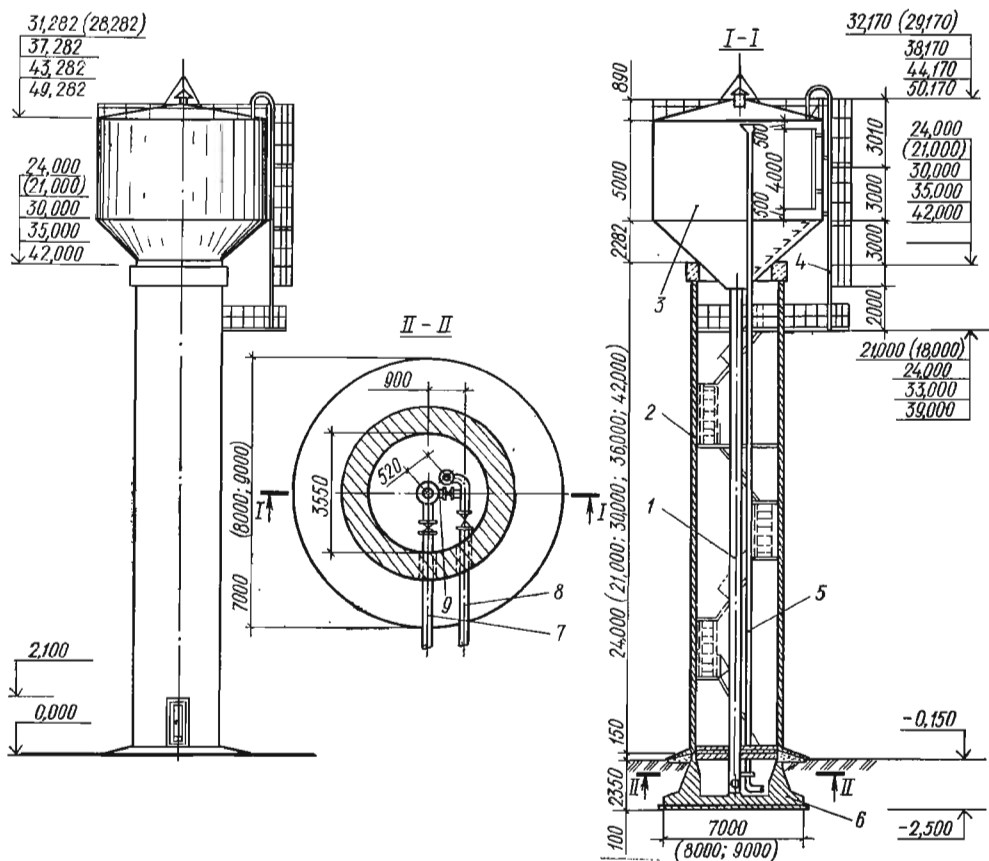


Рис. 14.3. Общий вид башни с монолитным железобетонным стволом высотой 21, 24, 30, 36 и 42 м с баком вместимостью 300 м³:

1 — напорно-разводящий стояк диаметром 400 мм; 2 — железобетонный ствол; 3 — стальной бак; 4 — стальные лестницы; 5 — переливная труба диаметром 200 мм; 6 — фундамент; 7 — напорный трубопровод диаметром 100 мм; 8, 9 — переливная и сливная труба диаметром соответственно 200 и 100 мм.

Т а б л и ц а 14.8. Техничко-экономические показатели башен с монолитными железобетонными стволами и баками вместимостью 300 м³ (типовой проект 901-5-26/70)

Наименование показателей	Высота ствола, м				
	21	24	30	36	42
Строительный объем, м³	660,1	700,8	793,3	874,8	975,6
В том числе подземной части, м³	50,1	50,1	61,1	61,1	80,4
Расход материалов:					
стали, т	21,87	22,40	23,24	25,40	29,30
цемента, т	25,1	26,91	34,29	37,71	49,35
железобетона, м³	79	85	109	120	158
лесоматериалов, м³	11,66	11,87	12,68	14,29	16,59
стали на детали утепления, т	2,764	2,764	2,764	2,764	2,764
минераловатных плит, м³	23	24,4	26,6	28,8	31,2
Сметная стоимость, тыс. р:					
общая (без утепления)	20,24	21,05	23,66	25,27	29,17
в том числе					
строительно-монтажных работ	19,18	19,99	22,60	24,21	28,11
утепления	2,4	2,4	2,4	2,55	2,74
Трудовые затраты на сооружение, чел.-дни	679	693	781	835	964

Примечание. Площадь застройки 13,5 м², стоимость оборудования 1,06 тыс. р.

Т а б л и ц а 14.9. Техничко-экономические показатели башен со стволами из сборных железобетонных колец и баками вместимостью 50 м³

Наименование показателей	Высота ствола, м													
	ТП 901-5-33-85							ТП 901-5-34-85						
	12	15	18	21	24	27	30	12	15	18	21	24	27	30
Строительный объем, м³	75,16	90,46	105,76	121,06	136,36	151,66	166,36	67,57	82,81	98,11	113,41	128,71	144,01	159,31
Расход материалов:														
цемента, приведенного к М400, т	7,52	9,35	10,37	12,38	13,40	16,16	17,17	6,99	8,84	9,85	11,87	12,88	14,64	16,65
стали, т	5,53	5,82	6,02	6,61	6,82	7,19	7,39	8,34	8,62	8,83	9,43	9,63	9,97	10,16
», приведенной к А-I и С38/23, т	5,80	6,28	6,52	7,25	7,52	8,04	8,36	8,68	9,04	9,30	10,04	10,29	10,87	11,09
бетона и железобетона, м³	24,74	30,46	33,59	39,78	43,01	52,15	55,28	23,13	28,85	31,98	38,17	41,40	50,54	53,67
В том числе														
монолитного	15,35	17,94	17,94	21,10	21,20	27,11	27,11	15,35	17,94	17,94	21,10	21,20	27,11	27,11
сборного	9,39	12,52	15,65	18,68	21,81	25,04	28,17	7,78	10,91	14,04	17,07	20,2	23,43	26,56
лесоматериалов, м³	2,86	2,95	2,95	3,05	3,05	3,18	3,18	2,86	2,95	2,95	3,05	3,05	3,18	3,18
», приведенных к круглому лесу, м³	4,35	4,49	4,49	4,64	4,64	4,83	4,83	4,35	4,49	4,49	4,64	4,64	4,83	4,83
Общая сметная стоимость, тыс. р.	7,58	8,49	9,26	10,35	11,07	12,23	13,05	8,56	9,43	10,20	11,28	12,11	13,18	13,98
В том числе строительно-монтажных работ	7,36	8,27	9,04	10,13	10,85	12,01	12,83	8,34	9,21	9,98	11,06	11,89	12,96	13,76
Стоимость строительно-монтажных работ на 1 м³ строительного объема, р.	97,92	91,42	85,48	83,68	79,57	79,19	77,12	123,43	111,22	101,72	97,52	92,38	89,99	86,37
Построечные трудовые затраты, чел.-дни	140,2	149,1	156,5	166,7	171,9	184,0	194,1	146,5	155,2	162,8	175,5	180,5	192,11	200,8
То же, на 1 м³ строительно-монтажных работ оборудования	1,87	1,65	1,48	1,38	1,26	1,21	1,17	2,17	1,87	1,66	1,55	1,40	1,33	1,26

Примечание. Площадь застройки 6,36 м²; объем подземной части 13,36 м³, стоимость строительно-монтажных работ оборудования 0,22 тыс. р.

35.85 они приняты из двух усеченных конусов (рис. 14.4), 901-5-34.85 и 901-5-36.85 — в виде развитого вверх усеченного конуса с цилиндрической частью (рис. 14.5) и поддерживающими его кронштейнами. Обе конструкции не оптимальны по расходу материала и трудоемкости изготовления, но значительно улучшают архитектурное решение башни (особенно по рис. 14.5).

Столб башни собирается из соединенных между собой сборных железобетонных колец с наружным диаметром 3000 мм. Фундамент и покаяльная часть ствола — из монолитного железобетона.

Камера для запорной арматуры находится в объеме фундамента, винтового типа стальная лестница на бак — внутри ствола. Особенности решения лестницы — для выхода на крышу бака ис-

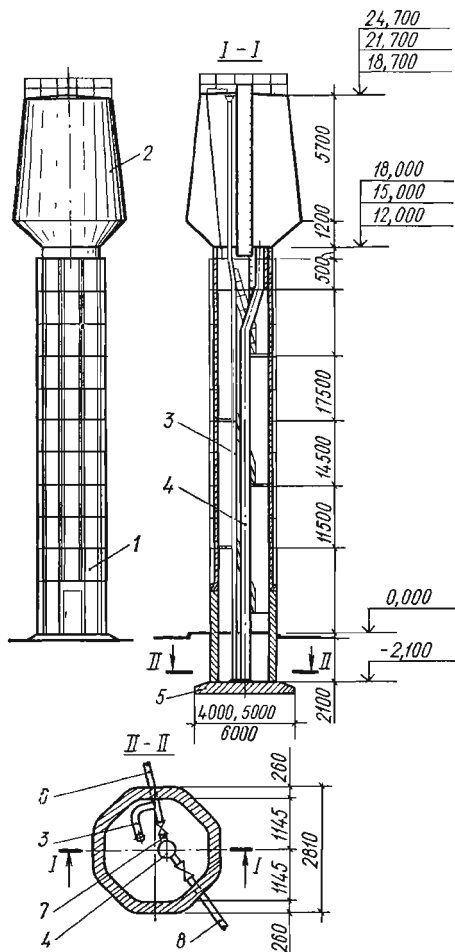


Рис. 14.4 Общий вид башен со стволами из сборных железобетонных колец и стальными баками в форме двух усеченных конусов:

1 — ствол из сборных железобетонных колец; 2 — стальной бак; 3 — переливной трубопровод диаметром 150 мм; 4 — напорно-разводящий стояк диаметром 400 мм; 5 — монолитный фундамент; 6 — переливная спускная труба диаметром 150 мм; 7 — сливная труба диаметром 150 мм; 8 — напорно-разводящий трубопровод диаметром 150 мм.

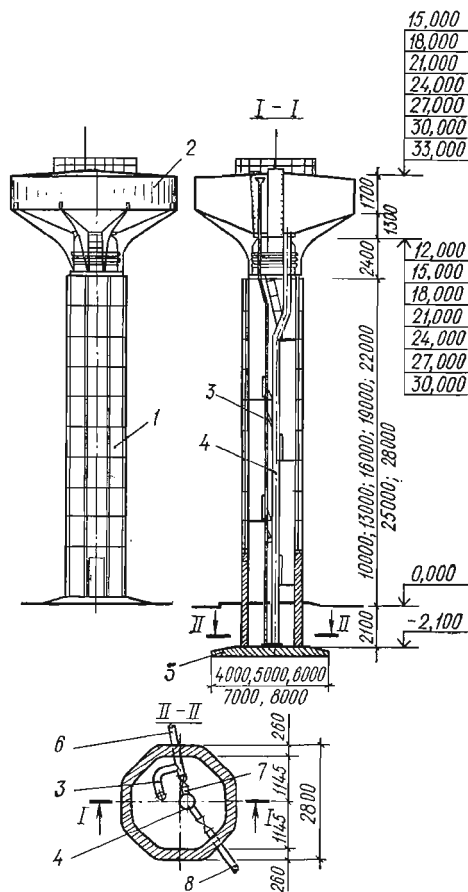


Рис. 14.5. Башни со стволами из сборных железобетонных колец и стальными баками в форме усеченного конуса с цилиндрической частью:

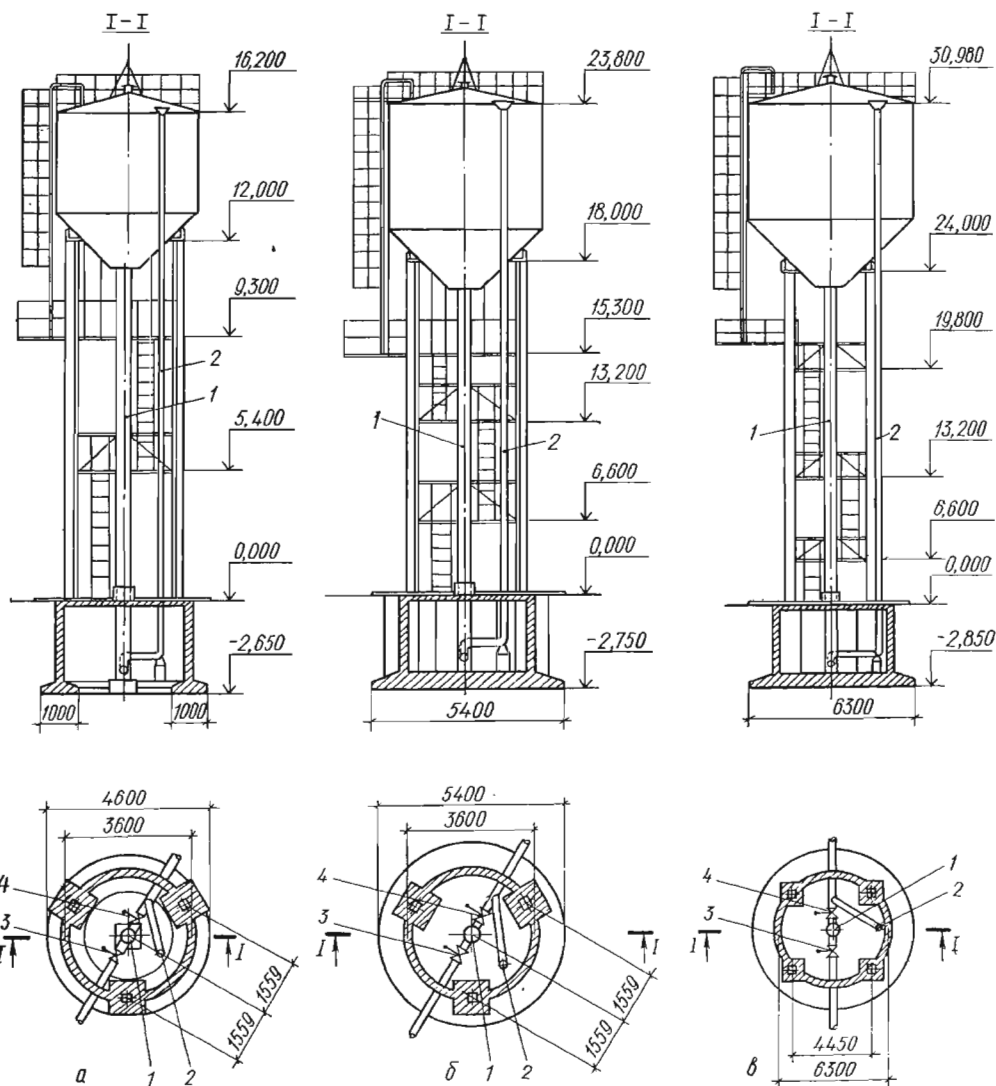
1 — ствол из сборных железобетонных колец; 2 — стальной бак; 3 — переливной трубопровод диаметром 150 мм; 4 — напорно-разводящий стояк диаметром 400 мм; 5 — монолитный фундамент; 6 — переливная спускная труба диаметром 150 мм; 7 — сливная труба диаметром 150 мм; 8 — напорно-разводящий трубопровод.

пользуют стремянку внутри расположенной по оси башни трубы — улучшает архитектурное решение башен.

Наибольшая масса монтажного элемента 6,9 т.

Башни разработаны применительно к природным условиям Латвийской ССР. Типовые проекты 901-5-33.85, 901-5-34.85, 901-5-35.85 и 901-5-36.85 рассчитаны для применения в районах с температурой -20°C , весом снегового покрова 0,7 кПа (70 кгс/м²), при нормативном скоростном напоре ветра 0,27 кПа (27 кгс/м²), при отсутствии сейсмических воздействий.

Типовые проекты водонапорных башен с рамными стволами из унифицированных сборных железобетонных элементов 901-5-37.87...901.5-44.87 (рис. 14.6, табл. 411). Эти башни по расходу материалов и стоимости наиболее экономич-



ны. По сравнению с башнями с кирпичными стволами трудоемкость возведения и масса сооружения сокращаются в 2...4 раза (в зависимости от параметров башни).

Типовые проекты разработаны для применения в сейсмических районах и в районах с расчетной сейсмичностью 7 баллов, температурой -20 и -30°C , ветровой нагрузкой для II и III районов и снеговой для III по СНиП 2.01.07-85. Грунты основания и засыпки — непучинистые, непросадочные с нормативным углом внутреннего трения $\varphi = 28^{\circ}$, с удельным весом 18 кН/м^3 ($1,8 \text{ тс/м}^3$), коэффициентом сцепления $0,2 \text{ Па}$ ($0,02 \text{ кгс/см}^2$), грунтовые воды отсутствуют.

Для районов с расчетной зимней температурой -20 и -30°C температура воды источника водоснабжения должна быть не ниже соответственно $+0,5$ и $+4^{\circ}\text{C}$; кратность обмена воды в баке не реже одного раза в сутки.

В случаях, когда указанные условия не выдерживаются, требуется утепление бака и электроподогрев подающе-разводящего стояка.

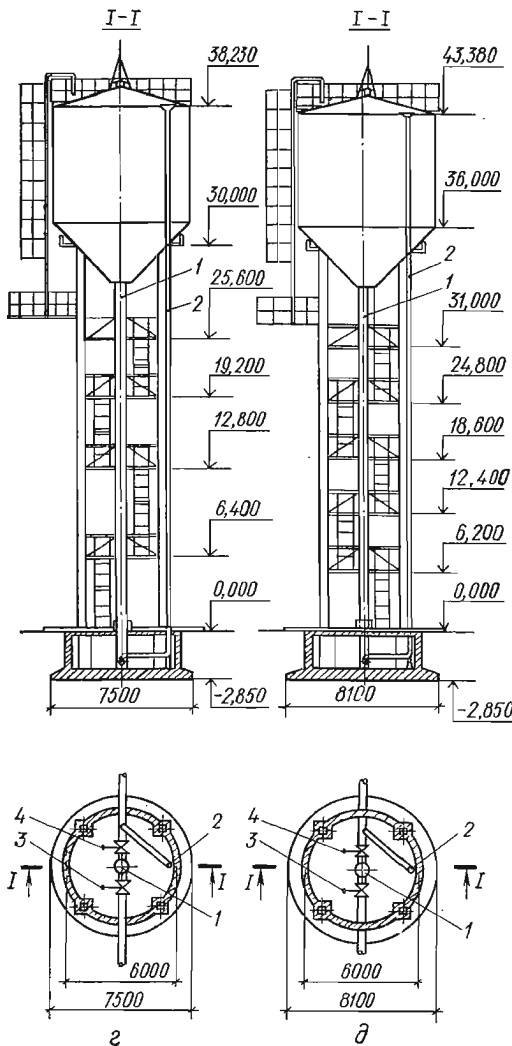
Технологическая часть проектов разработана институтом Укрводоканалпроект в четырех исполнениях, из которых три с электрифицированной задвижкой и один — с ручной. Конструкции баков и стальные конструкции ствола разработаны институтом Укрниипроектстальконструкция на стадии КМ, конструкции башен — Киевским Промстройпроектком.

Конструкции баков принципиально решены так же, как баки кирпичных башен, но отличаются от них наличием опорного кольца, с помощью которого бак опирается на колонны рамного ствола.

Стволы представляют собой трехстоечную (баки вместимостью $50...100 \text{ м}^3$) или четырехстоечную (баки вместимостью $200...300 \text{ м}^3$) пространствен-

Рис. 14.6. Башни с рамным стволом:

а — высота ствола 12 м; бак вместимостью 50 м³;
б — высота ствола 18 м; бак вместимостью 100 м³;
в — высота ствола 24 м; бак вместимостью 200 м³;
г — высота ствола 30 м; бак вместимостью 300 м³;
д — высота ствола 36 м; бак вместимостью 300 м³;
1 — подающе-отводящий трубопровод; 2 — переливной трубопровод; 3, 4 — параллельная задвижка соответственно с электроприводом и ручная.



стволов отличаются от колонн каркасов многоэтажных зданий армированием и закладными изделиями-элементами для крепления фермы перильного ограждения. Однако количество рабочих стержней в стойках сохранено такое же, как в колоннах и стык их по высоте выполнен по серии 1.020.-1/83 — четыре стержня соединенные между собой ванной сваркой. Площадки решены со стальными балочными клетками и деревянным разрезанным настилом.

Фундаментные конструкции монолитные и представляют собой вертикальную цилиндрическую оболочку, в объеме которой расположена камера для задвижек с круглой в плане фундаментной плитой. Отличие фундаментных конструкций заключается в том, что в местах опирания колонн предусмотрены пилястры-подколонники со стаканом, в который устанавливаются при монтаже колонну нижнего яруса. Подземная камера

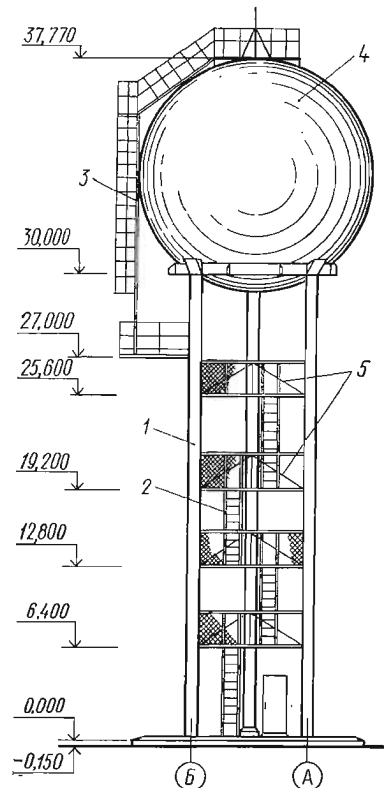


Рис. 14.7. Общий вид экспериментальной башни с баком шаровой формы вместимостью 300 м³:

1 — стойка рамного ствола; 2 — лестница на площадки; 3 — лестница на бак; 4 — бак шаровой формы; б — перильное ограждение площадок — ригели пространственной рамы ствола.

ную раму, стойками которой служат сборные железобетонные элементы, изготавливаемые в бортонастке колонн каркасов многоэтажных зданий по серии 1.020.-1/83, ригелями — перильное ограждение площадок в виде легких стальных геометрически неизменяемых ферм.

Лестница на башню и на бак решена в виде вертикальной стремянки с дугами, площадки через каждые 6...8 м по высоте башни, используемые для периодического осмотра и ремонта трубопроводов. Разрезка ствола башни на ярусы определяется расположением этих площадок и стыков унифицированных колонн. Стойки стволов сечением 300 × 300 мм для башен высотой 12 и 18 м и 400 × 400 мм для башен высотой 24, 30 и 36 м. Класс бетона стволов, армирование и разнос ветвей определяются расчетом.

На ЭВМ «Минск-22» выполнены расчеты рамных стволов на нагрузки как многократно статически неопределимых пространственных систем с количеством неизвестных от 160 до 450. Стойки

Т а б л и ц а 14.10. Техничко-экономические показатели башен со стволами из сборных железобетонных колец и баками вместимостью 100 м³

Наименование показателей	Высота ствола, м									
	ТП 901-5-35.85			ТП 901-5-36.85						
	12	15	18	12	15	18	21	24	27	30
Объем строительный, м³	75,16	90,46	105,76	67,51	82,81	98,11	113,41	128,71	144,07	159,31
Расход материалов:										
цемента, приведенного к М400, т	7,517	9,354	10,368	6,99	8,84	9,85	11,87	12,88	14,64	16,05
стали, т	7,25	7,55	7,75	9,59	9,88	10,09	10,68	10,89	11,23	11,42
* приведенной к А-1 и С38/23, т	7,63	8	8,25	9,96	10,33	10,59	11,32	11,59	12,15	12,38
бетона и железобетона, м³	24,74	30,46	33,59	23,13	28,85	31,98	38,17	41,40	50,54	53,67
в том числе:										
монолитного, м³	15,35	17,94	17,94	15,35	17,94	17,94	21,10	21,20	27,11	27,11
сборного, м³	9,39	12,52	15,65	7,78	10,91	14,04	17,07	20,20	23,43	26,56
лесоматериалов, м³	2,86	2,95	2,95	2,86	2,95	2,95	3,05	3,05	3,18	3,18
* приведенных к круглому лесу, м³	4,35	4,49	4,49	4,35	4,49	4,49	4,64	4,64	4,83	4,83
Общая сметная стоимость, тыс. р.	8,38	9,37	10,75	9,10	9,99	10,75	11,86	12,70	13,70	14,54
в том числе строительно-монтажных работ	8,16	9,15	10,53	8,88	9,77	10,53	11,64	12,48	13,48	14,32
Стоимость строительно-монтажных работ на 1 м³ строительного объема, р.	108,56	103,58	101,65	131,54	117,98	107,33	102,64	96,96	93,57	89,89
Построенные трудовые затраты, чел.-дни	144,6	154,4	162,2	150,6	160	167,6	184	187,8	200,7	208,2
То же, на 1 м³ строительного объема, чел.-дни	1,92	1,71	1,53	2,23	1,93	1,71	1,62	1,46	1,39	1,31

Примечание. Площадь застройки 6,36 м²; строительный объем подземной части 13,36 м³; стоимость оборудования 0,22 тыс. р.

Т а б л и ц а 14.11. Техничко-экономические показатели башен с рамными стволами из унифицированных сборных железобетонных элементов

Показатели	Вместимость бака, м³, при высоте ствола, м							
	50		100		200		300	
	12	18	18	24	24	30	30	36
Расход основных материалов:								
стали, т	8,35	9,44	12,35	13,99	19,53	21,92	28,97	31,16
цемента, приведенного к М400, т	8,44	10,49	12,63	14,78	20,91	24,06	27,74	32,83
железобетона, м³	20,38	26,28	32,40	38,1	52,82	59,42	70,62	75,46
кирпича, тыс. шт.	—	—	—	—	—	—	—	—
лесоматериалов, м³	3,05	3,20	3,81	4,4	7,16	7,56	10,86	12,10
Стоимость, тыс. р.								
общая	8,21	9,80	11,73	13,13	17,00	19,35	23,36	25,3
в том числе								
строительно-монтажных работ	7,58	9,17	11,09	12,50	16,32	18,67	22,68	24,62
оборудования	0,63	0,63	0,64	0,63	0,68	0,68	0,68	0,68
Трудозатраты на сооружение, чел.-дни	132,03	151,83	177,47	196,0	254,5	273,9	345,5	355,7

перекрыта монолитной железобетонной плитой, утепленной слоем пенобетона, поверх которого предусмотрена укладка трех слоев гидроизола и асфальтобетонного покрытия.

Экспериментальные проекты башен со сферическими баками (рис. 14.7). Они представляют собой дальнейшее совершенствование типовых проектов 901-5-43.87 и 901-5-44.87. Основные преимущества — улучшение архитектурного решения и внешнего вида башни. Сферическая фор-

ма бака обуславливает уменьшение ветровой нагрузки на него на 40 %. Так как ветровая нагрузка на него составляет до 60 % всей ветровой на башню и определяет сечение и армирование элементов и размеры фундамента, то применение таких баков позволяет получить и экономические преимущества. Недостаток — сложность их изготовления.

В экспериментальных проектах шифров 3197-Э-84.7 и 3197-3-84.8 разработаны водонапор-

ные башни с баками вместимостью 300 м³ при высоте ствола 30 и 36 м.

Конструкции стволов и фундаментов принципиально решены так же, как в типовых проектах водонапорных башен с рамными стволами из унифицированных сборных железобетонных элементов. Отличие — облегченное армирование колонн и уменьшенные размеры фундаментов. Сварные баки запроектированы из листовой стали толщиной 4 мм исходя из конструктивных и технологических соображений.

Изготовление баков предусмотрено в двух вариантах:

- из сегментов одинарной кривизны, образующих после сварки многогранную поверхность, приближающуюся к шару;

- из спаренных плоских лепестков, в пространстве между которыми под давлением накачивается вода, под воздействием которой конструкция приобретает форму шара.

Общий расход стали на башню с шаровым резервуаром по сравнению с аналогичным расходом на башню с цилиндрическим снижен на 9...12 %, стоимость уменьшена на 4...8 %. Чертежи шифров 3197-Э-84.7 и 3197-Э-84.8 рекомендованы Госстроем СССР для применения на объектах экспериментального строительства (разработаны Киевским Промстройпроектом).

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

Байцур А. И., Молчанов Л. Г. Проектирование фундаментов под оборудование промышленных предприятий.— К. : Будівельник, 1973.— с. 270.

Беленький С. Б., Дикман Л. Г. Проектирование и устройство свайных фундаментов.— М. : Выш. шк., 1983.— 328 с.

Латышев Б. В. Практические методы расчета железобетонных силосных корпусов.— Л. : Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1985.— 192 с.

Людковский И. Г., Гарстул В. И. Прогрессивные методы крепления оборудования к фундаментам.— М. : Стройиздат, 1978.— 116 с.

Марчук Л. Б. Снижение материалоемкости крановых эстакад // Пром. стр-во.— 1980.— № 2.— С. 22—23.

Мельников М. П. и др. Справочник проектиров-

щика металлических конструкций зданий и сооружений / Под ред. М. П. Мельникова.— М. : Стройиздат, 1980.— 776 с.

Сычев В. И., Спиридонов В. М., Приходько И. С. Унификация железобетонных инженерных сооружений.— М. : Стройиздат, 1971.— 215 с.

Тетиор А. Н., Феклин В. И., Сургуев В. Г. Проектирование фундаментов.— К. : Будівельник, 1981.— 326 с.

Троицкий П. Н. Промышленные этажерки.— М. : Стройиздат, 1965.— 212 с.

Цытович Н. А. Механика грунтов.— М. : Выш. шк., 1979.— 269 с.

Ягофиров Х. Т. Гибкие бункера.— М. : Стройиздат, 1986.— 168 с.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМЫХ НОРМАТИВНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ТИПОВЫХ ПРОЕКТОВ И СЕРИЙ

Государственные стандарты СССР

ГОСТ 380—71*. Сталь углеродистая общего назначения. Методы и технические требования.— Введ. 01.01.72.

ГОСТ 4121—76*. Рельсы крановые. Технические условия.— Введ. 01.01.78.

ГОСТ 5264—80. Ручная дуговая сварка. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.— Введ. 01.07.81.

ГОСТ 5781—82. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.— Введ. 01.07.83.

ГОСТ 6727—80. Проволока из низкоуглеродистой стали и холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.— Введ. 01.01.83.

ГОСТ 8706—78*. Листы стальные просечновытяжные. Технические условия.— Введ. 01.01.80.

ГОСТ 9238—83*. Габариты приближения строений и подвижного состава железных дорог колеи 1520 (1524) мм.— Введ. 01.01.84.

ГОСТ 10884—81. Сталь стержневая арматурная термомеханически и термически упрочненная периодического профиля. Технические условия.— Введ. 01.01.83.

ГОСТ 11533—75. Автоматическая и полуавто-

матическая дуговая сварка под флюсом. Соединения сварные под острыми и тупыми углами. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.— Введ. 01.01.77.

ГОСТ 13579—78*. Блоки бетонные для стен подвалов. Технические условия.— Введ. 01.01.79.

ГОСТ 15878—79. Контактная сварка. Соединения сварные. Конструктивные элементы и размеры.— Введ. 01.07.80.

ГОСТ 22951—78. Материалы каменные стеновые. Классификация и общие технические требования.— Введ. 01.07.78.

ГОСТ 23126—78. Лестницы маршевые, площадки и ограждения стальные. Технические условия.— Введ. 01.01.79.

ГОСТ 23235—78. Эстакады одноярусные под технологические трубопроводы. Типы и основные параметры.— Введ. 01.07.79.

ГОСТ 23236—78. Эстакады двухъярусные под технологические трубопроводы. Типы и основные параметры.— Введ. 01.07.79.

ГОСТ 23237—78. Опоры отдельностоящие под технологические трубопроводы. Типы и основные параметры.— Введ. 01.07.79.

ГОСТ 23279—85. Сетки сварные из стержневой арматуры диаметром до 40 мм. Общие технические условия.— Введ. 01.01.86.

ГОСТ 23444—79. Стойки железобетонные центрифугированные кольцевого сечения для производственных зданий и инженерных сооружений. Технические условия.— Введ. 01.01.80.

ГОСТ 23837—79. Здания промышленных предприятий одноэтажные. Габаритные схемы.— Введ. 01.07.80.

ГОСТ 24379.0—80. ГОСТ 24379.1—80. Болты фундаментные. Общие технические условия, конструкции и размеры.— Введ. 01.01.82.

ГОСТ 25546—82. Краны грузоподъемные. Режимы работы.— Введ. 01.01.86.

ГОСТ 25627—83. Изделия железобетонные для силосных сооружений элеваторов и зерноперерабатывающих предприятий. Общие технические условия.— Введ. 01.01.84.

Строительные нормы и правила

Инструкция о составе, порядке разработки, согласования и утверждения проектно-сметной документации на строительство предприятий, зданий и сооружений: СНиП 1.02.01-85.— М., 1986.— 11 с.

Строительная климатология и геофизика: СНиП 2.01.01-82.— М., 1983.— 11 с.

Противопожарные нормы: СНиП 2.01.02-85.— М., 1986.— 11 с.

Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07—85.— М., 1986.— 26 с.

Основания зданий и сооружений: СНиП 2.02.01-83.— М., 1984.— 11 с.

Свайные фундаменты. СНиП 2.02.03-85.— М., 1986.— 11 с.

Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84.— М., 1985.— 11 с.

Защита строительных конструкций от коррозии: СНиП 2.03.11-85.— М., 1986.— 11 с.

Внутренний водопровод и канализация: СНиП 2.04.01-85.— М., 1986.— 11 с.

Водоснабжение. Наружные сети и сооружения: СНиП 2.04.02-84.— М., 1985.— 11 с.

Канализация. Наружные сети и сооружения: СНиП 2.04.03-84.— М., 1985.— 11 с.

Тепловые сети. Нормы проектирования: СНиП 2.04.07-86.— М., 1987.— 11 с.

Мосты и трубы: СНиП 2.05.03-84.— М., 1985.— 11 с.

Автомобильные дороги: СНиП 2.05.02-85.— М., 1986.— 12 с.

Производственные издания: СНиП 2.09.02-85.— М., 1986.— 11 с.

Сооружения промышленных предприятий: СНиП 2.09—03-85.— М., 1986.— 11 с.

Полы: СНиП II-В.8-71.— М., 1971.— 11 с.

Инженерные изыскания для строительства. Основные положения: СНиП II-9-78.

Фундаменты машин с динамическими нагрузками: СНиП II-19-79.— М., 1980.— 11 с.

Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22-81.— М., 1982.— 11 с.

Стальные конструкции: СНиП II-23-81.— М., 1982.— 11 с.

Кровли: СНиП II-26-76.— М., 1977.— 11 с.

Генеральные планы промышленных предприятий: СНиП II-89-80.— М., 1981.— 11 с.

Вспомогательные здания и помещения промышленных предприятий: СНиП II-92-76.— М., 1976.— 11 с.

Техника безопасности в строительстве: СНиП III-4-80.— М., 1980.— 256 с.

Инструкции, указания, руководства, пособия

Инструкция по инженерным изысканиям для промышленного строительства: СН 225-79.— М., 1980.

Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов: ТП 101-81*.: Утв. Госстроем СССР в 1981 г.— М., 1983.

Временная инструкция по проектированию стен сооружений и противодиффузионных завес, устраиваемых способом «стена в грунте»: СН 477-75.— М., 1976.

Указания по проектированию гидроизоляции подземных частей зданий и сооружений: СН 301-65*.— М., 1967.

Руководство по проектированию подпорных стен и стен подвалов для промышленного и гражданского строительства / ЦНИИпромзданий.— М., 1979.

Руководство по проектированию коммуникационных тоннелей и каналов / ЦНИИпромзданий.— М., 1979.

Руководство по проектированию фундаментов оборудования и сооружений подземного хозяйства прокатных и трубных цехов / НИИпроект.— М., 1985.

Руководство по расчету и проектированию железобетонных, стальных и комбинированных бункеров / ЦНИИпромзданий, Харьк. Промстрой-НИИпроект, Минчермет СССР. Гипромет.— М., 1983.

Пособие по проектированию отдельно стоящих опор и эстакад под технологические трубопроводы (к СНиП 2.09.03-85) / ЦНИИпромзданий.— М., 1983.

Пособие по проектированию открытых крановых эстакад (к СНиП 2.09.03-85) / ЦНИИпромзданий, НИИСК, Киев. Промстройпроект, Украинпроектстальконструкция.— М., 1987.

Нормы технологического проектирования

НТП-2-13

аэродромов гражданской авиации: МГА

Министерство гражданской авиации.— М., 1973.

Руководство по расчету зданий и сооружений на воздействие ветра / ЦНИИСК.— М., 1978.

Руководство по проектированию фундаментов машин с динамическими нагрузками / Госстрой СССР.— М., 1982.

Руководство по подбору радиальных вентиляторов общего назначения для санитарно-технических систем: 173-907 / Сантехпроект.— М., 1984.

Руководство по проектированию транспортных галерей / Госстрой СССР.— М., 1979.

Руководство по определению характеристик материала заполнения и геометрических параметров бункеров / ЦНИИпромзданий.— М., 1978.

Рекомендации по проектированию износостойкой защиты строительных конструкций / Госстрой СССР. Харьк. ПромстройНИИпроект и Донец. ПромстройНИИпроект.— Харьков, 1985.

Указания по установке технологического оборудования на открытых площадках в химической промышленности: ВСН-3-80

Минхимпром.— М., 1981.

Правила безопасности во взрывоопасных и

взрыво-пожароопасных химических и нефтехимических производствах: ПБВХП 74.— М., 1976.

Правила устройства электроустановок / Минэнерго.— М., 1976.

Инструкция по расчету несущих конструкций зданий и сооружений на динамическую нагрузку / ЦНИИСК.— М., 1965.

Рекомендации по проектированию и устройству фундаментов из буронабивных свай и опор-колонн / НИИСП Госстроя УССР.— К., 1983.

Методические рекомендации по проектированию и расчету подпорных стен из буронабивных свай / ВНИИГС.— М., 1984.

Инструкция по проектированию и устройству молниезащиты зданий и сооружений: СН 305-77.— М., 1977.

Типовые серии и типовые проекты

Сборные железобетонные подпорные стены междоузельного применения с высотой подпора грунта 1,2...4,8 м: Типовая серия 3.002.1-1: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 07.07.83 / Разраб. Киев. Промстройпроект.— М.: ЦИТП, 1983.— Вып. 0-2.

Железобетонные конструкции подземных помещений производственного назначения: Типовая серия ИС-01-19: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 10.07.67 / Разраб. Приднепр. Промстройпроект.— М.: ЦИТП, 1967.— Вып. 1, 2.

Сборные железобетонные каналы и тоннели из лотковых элементов: Типовая серия 3.006.1-2/82: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 05.09.84 / Разраб. Харьковский Промстройинипроект.— М.: ЦИТП, 1984.— Вып. 0, 1-1, 1-2, 1-3, 1-4, 2-1, 2-2, 2-3.

Сборные железобетонные конструкции тоннелей: Типовая серия 3.005.1-3/83: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 19.12.85. / Разраб. Мосинжпроект.— М.: ЦИТП, 1986.— Вып. 0, 1-1, 1-2, 1-3, 1-4, 1-5, 2-1, 2-2.

Сборные железобетонные конструкции емкостных сооружений для водоснабжения и канализации: Типовая серия 3.900-3: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 15.07.83 / Разраб. Союзводоканалпроект.— М.: ЦИТП, 1983.— Вып. 1/82, 2/82, 3/82, ч. 1 и 2; Вып. 4/82 ч. 1 и 2; Вып. 5-9, 10 ч. 1, 2; Вып. 12 ч. 1, 2; 13 ч. 1, 2, Вып. 14, 15.

Фундаменты под молоты (пневматические и паровоздушные ковочные и паровоздушные штамповочные): Типовая серия ОФ-01-10: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 01.05.67 / Разраб. Лен. отд. Фундаментпроекта.— М.: ЦИТП, 1967.— Вып. 17, 18.

Виброизолированные фундаменты под кузнечные молоты: Типовая серия ОФ-01-14: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 01.10.63 / Разраб. Гипротис.— М.: ЦИТП, 1963.— Вып. 14-17.

Монолитные железобетонные фундаменты под кузнечные молоты: Типовая серия 3.004-2: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 13.06.80 / Разраб. Лен. отд. Фундаментпроекта.— М.: ЦИТП, 1981.— Вып. 1, 3, 4, 8, 10-14.

Виброизолированные фундаменты под кузнечные молоты: Типовая серия 3.004-3: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 30.12.85 / Разраб. ЦНИИпромзданий.— М.: ЦИТП, 1986.— Вып. 1, 3-18.

Фундаменты под компрессоры: Типовая серия ОФ-01-11: Утв. и введ. в действие Госстроем

СССР 01.05.67 / Разраб. Лен. отд. Фундаментпроекта.— М.: ЦИТП, 1967.— Вып. 56а, 58-70, 72-74, 76-78.

Виброизолированные фундаменты под поршневые вертикальные компрессоры: Типовая серия 3.004-7: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 5.04.68 / Разраб. ЦНИИпромзданий, ЦНИИСК.— М.: ЦИТП, 1968.— Вып. 1.

Монолитные железобетонные фундаменты под компрессоры: Типовая серия 3.004-8: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 16.05.69 / Разраб. Лен. отд. Фундаментпроекта.— М.: ЦИТП, 1987.— Вып. 10, 14, 16, 17, 21, 22, 25-27, 31-37, 41, 42, 44-47, 50-56, 58-87. (Утв. и введ. в действие Госстроем СССР: вып. 10, 14—16.05, 69: вып. 16, 17, 21, 22—30.03.79: вып. 25—29.01.71; вып. 41, 42, 44-47—04.09.74; вып. 50-52—29.08.75; вып. 53-56—01.11.76; вып. 67-87—01.06.79).

Виброизолирующие устройства фундаментов и оснований под машины с динамическими нагрузками: Типовая серия 3.001-1: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 12.10.70 / Разраб. ЦНИИпромзданий.— М.: ЦИТП, 1970.— Вып. 2.

Каталог пружин и рессор для виброизоляторов и пружинных виброизоляторов: Типовая серия 3.001-2: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 10.05.78 / Разраб. ЦНИИпромзданий.— М.: ЦИТП, 1978.— Вып. 1, 2.

Фундаменты под горячештамповочные кривошипные прессы. Типовая серия 3.004.1-10: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 02.04.85 / Разраб. Лен. Промстройпроект.— М.: ЦИТП, 1985.— Вып. 1, 2.

Виброизолированные постаменты под тягущие машины: Типовая серия 3.904-19: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 15.05.79 / Разраб. ЦНИИпромзданий.— М.: ЦИТП, 1979.

Виброизолированные основания центробежно-вихревых самовсасывающих насосов: Типовая серия 3.904-17: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 16.03.78 / Разраб. Харьков. сантехпроект.— М.: ЦИТП, 1978.

Открытые крановые эстакады под электрические мостовые краны общего назначения грузоподъемностью до 50 т, грейферные и магнитогрейферные грузоподъемностью до 20 т: Типовая серия 3.013.1 / Разраб. Киев. Промстройпроект.— М.: ЦИТП, 1987.

Конструкции железобетонных монолитных закров для хранения сыпучих и штучных материалов: Монолитные железобетонные конструкции. Рабочие чертежи: Типовая серия 3.400.1-9: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 17.09.82 / Разраб. Харьков. Промстройпроект.— М.: ЦИТП, 1983.— Вып. 1.

Рабочие чертежи сборно-монолитных закров высотой 3,6; 4,8 и 6 м с размерами ячеек в плане 6 × 6, 6 × 9, 9 × 9 м для хранения различных видов сыпучих и металлических шихтовых материалов: Типовая серия 3.400-2: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 08.12.67 / Разраб. Харьков. Промстройпроект.— М.: ЦИТП, 1968.— Вып. 1.

Разгрузочные железобетонные эстакады для складов минеральных удобрений высотой 3,0; 4,5; 6,0 и 7,5 м: Типовая серия 3.014.1-2: Утв. и введ. в действие Министерством сельского хозяйства СССР 13.08.84 / Разраб. Киев. фил.

Гипротранспуть.— Киев : Киев. фил. ЦИТП, 1985.— Альбом I, II.

Открытый цех по переработке сыпучих навалочных грузов. Типовые проектные решения 709-09-2984: Утв. и введ. в действие МПС 29.06.82 / Разраб. Гипропромтрансстрой.— Новосибирск: Новосибирск. фил. ЦИТП, 1984.— Альбом 1-4.

Отпливаемые транспортные галереи пролетами 18, 24 и 30 м. Типовая серия ИС-01-15: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 03.10.68 / Разраб. Лен. Промстройпроект.— М.: ЦИТП, 1969.— Вып. 1-5.

Транспортные галереи комплектной поставки с пролетными строениями прямоугольного сечения пролетами 24, 36 и 48 м для одного транспортера с шириной ленты до 1200 мм: Типовая серия 3.016.3-7: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 29.12.81 / Разраб. Лен. Промстройпроект и Лен. Проектстальконструкция.— М.: ЦИТП, 1982.— Вып. 0, 1.

Отпливаемые транспортные галереи пролетами 18, 24 и 30 м с облегченными ограждающими конструкциями: Типовая серия 3.016-3: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 26.07.79 / Разраб. Лен. Промстройпроект и Лен. Проектстальконструкция.— М.: ЦИТП, 1979.— Вып. 0-3.

Неотпливаемые транспортные галереи пролетами 18, 24 и 30 м с ограждающими конструкциями из волнистых асбестоцементных листов: Типовая серия 3.016-1: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 30.05.73 / Разраб. Лен. Промстройпроект и Лен. отд. ЦНИИПСК.— М.: ЦИТП, 1973.— Вып. 1-4.

Неотпливаемые транспортные галереи с самонесущими асбестоцементными оболочками: Типовая серия 3.016-2: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 19.05.77 / Разраб. Харьк. Промстройпроект.— М.: ЦИТП, 1973.— Вып. 1-4.

Галереи, соединяющие административно-бытовые и производственные здания промышленных предприятий: Типовая серия 416-7: Одобр. Госстроем СССР 29.12.77 / Разраб. Волжск. отд. Госхимпроект.— М.: Минск. фил. ЦИТП, 1978. Альбом I, II.

Унифицированные отдельно стоящие опоры под технологические трубопроводы: Типовая серия 3.015-1/82: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 10.06.85 / Разраб. Харьк. ПромстройНИИпроект.— М.: ЦИТП, 1985.— Вып. I, II-1, II-2, II-3, III (Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 15.10.82 / Разраб. ЦНИИПСК — М.: ЦИТП, 1983.— Вып. 4).

Унифицированные одноярусные эстакады под технологические трубопроводы. Типовая серия 3.015-2/82: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 10.06.85 / Разраб. Харьк. ПромстройНИИпроект.— М.: ЦИТП, 1985.— Вып. I, II-1—II-7, III (Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 01.02.83 / Разраб. ЦНИИПСК.— М.: ЦИТП, 1983.— Вып. 4).

Унифицированные двухъярусные эстакады под технологические трубопроводы: Типовая серия 3.015-3/82: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 10.06.85 / Разраб. Харьк. ПромстройНИИпроект.— М.: ЦИТП, 1985.— вып. I, II-1—II-3 (Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 31.03.83 / Разраб. ЦНИИПСК — М.: ЦИТП, 1983.— Вып. III. 4).

Сборные железобетонные конструкции отдельно стоящих опор и эстакад для компенсаторных узлов технологических трубопроводов: Типовая серия 3.015-1.9: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 27.03.84 / Разраб. Харьк. ПромстройНИИпроект.— М.: ЦИТП, 1984.— Вып. 1-3.

Свайные опоры и фундаменты отдельно стоящих опор и одноярусных эстакад под технологические трубопроводы: Типовая серия 3.015-5: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 28.04.77 / Разраб. Харьк. Промстройпроект.— М.: ЦИТП, 1977.— Вып. 1, 2.

Стальные эстакады газопроводов и паропроводов предприятий черной металлургии: Типовая серия 3.403-2: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 04.07.69 / Разраб. Днепр. фил. ЦНИИПСК.— М.: ЦИТП, 1970.— Вып. 0-3.

Материалы для проектирования этажерок с сеткой колонн 6 × 6 м, с перекрытиями типа 2 из плит, опирающихся на ригели прямоугольного сечения: Типовая серия ИИЭ-20-1/73: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 08.04.74 / Разраб. ЦНИИпромзданий.— М.: ЦИТП, 1974.

Материалы для проектирования этажерок с сеткой колонн 6 × 6 м, с перекрытиями типа I из плит, опирающихся на полки ригелей: Типовая серия ИИЭ-20-4/73: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 08.04.74 / Разраб. ЦНИИпромзданий.— М.: ЦИТП, 1974.

Материалы для проектирования этажерок с сеткой колонн 9 × 6 м, с перекрытиями типа I из плит, опирающихся на полки ригелей: Типовая серия ИИЭ-20-5/73: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 08.04.74 / Разраб. ЦНИИпромзданий.— М.: ЦИТП, 1974.

Конструкция железобетонных силосов диаметром 6 и 12 м для хранения сыпучих материалов: Типовая серия 3.012-3: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 14.06.82 / Разраб. Лен. Промстройпроект.— М.: ЦИТП, 1983.— Вып. 1, ч. 1-4; Вып. 2, ч. 1-4.

Унифицированные сборные железобетонные конструкции силосных сооружений предприятий по хранению и переработке зерна: Типовая серия 3.702-1/79: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 18.03.81 / Разраб. ЦНИИпромзернопроект, ЦНИИсельстрой.— М.: ЦИТП, 1981.— Вып. 1-8.

Сборные железобетонные предварительно напряженные силосы диаметром 12 м каннелюрного типа для хранения зерна: Типовая серия 3.702-2/84: Утв. и введ. в действие Госстроем СССР 05.03.86 / Разраб. Харьк. ПромстройНИИпроект, Харьк. Промзернопроект.— М.: ЦИТП, 1986.— Вып. 0-1, 1-1, 1-2, 2-1, 2-2, 3.

Водонапорные башни: Типовые проекты 901-5-9/70, 901-5-14/70, 901-5-20/70, 901-5-21/70, 901-5-22/70, 901-5-23/70, 901-5-24/70: Утв. и введ. в действие Госгражданстроем 30.12.70 / Разраб. ЦНИИЭП инженерного оборудования — М.: ЦИТП, 1971.— Альбом 1,2. [901-5-29: Утв. и введ. в действие Минсельхозом СССР и Минводхозом СССР 27.11.72 / Разраб. ГипроНИИсельхозом СССР.— М.: ЦИТП, 1972.— Альбом 1, 2, 3. 901-5-33.85, 901-5-34.85, 901-5-35.85, 901-5-36.85: Утв. и введ. в действие Госстроем Латвийской ССР 13.08.84 / Разраб. Латгипросельстрой.— Рига : Латгипросельстрой, 1985].

Водонапорная бесшатровая кирпичная башня со

стальным баком емкостью 150 м³, высотой до дна бака 18 и 24 м: Типовой проект 901-5-9/70; то же емкостью 15 м³, высотой до дна бака 6 и 9 м, 901-5-14/70; то же, емкостью 25 м³, высотой ствола 9, 12, 15, 18 и 21 м, 901-5-20/70; то же, емкостью 50 м³, высотой ствола 9, 12, 15, 18, 21 и 25 м, 901-5-21/70; то же, емкостью 100 м³, высотой до дна бака 12, 15, 18, 21 и 24 м, 901-5-22/70; то же, емкостью 200 м³, высотой до дна бака 12, 15, 18, 21 и 24 м, 901-5-23/70; то же, емкостью 300 м³, высотой до дна бака 15, 18, 21, 24, 30 и 36 м, 901-5-24/70: Утв. и введ. в действие Госгражданстроем 30.12.70 / Разраб. ЦНИИЭП инж. оборудования.— М.: ЦИТП, 1971.— Альбом 1, 2.

Унифицированные водонапорные стальные башни заводского изготовления емкостью 15, 25, 50 м³ с опорами высотой 12, 15, 18 м 901-5-29: Утв. и введ. в действие Минсельхозом СССР и Минводхозом СССР 27.11.72 / Разраб. Гипропи-сельхозом СССР.— М.: ЦИТП, 1973.— Альбом 1, 2, 3.

Водонапорные башни со сборным железобетонным стволом и стальным баком цилиндрической формы емкостью 50 м³, высотой до дна бака 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 м, 901-5-33.85; то же, емкостью 100 м³, высотой до дна бака 12, 15, 18 м 901-5-33.85; то же, стальным баком конической формы емкостью 50 м³, высотой до дна бака 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 м 901-5-34.85; то же емкостью 100 м³, высотой до дна бака 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 м, 901-5-36.85: Утв. и введ. в действие Госстроем Латвийской ССР 13.08.84 / Разраб. Латгипросельстрой.— Рига.: Латгипросельстрой, 1985.— Альбом 1-6.

Неопубликованные материалы, рекомендованные Госстроем СССР.

Подпорные стены межотраслевого применения с высотой подпора грунта 5,4-6,0 м с анкерными тягами: 2876-Э-77 / Разраб. Киев. Промстройпроект, 1977.

Сборные железобетонные конструкции подвальных помещений под временную нагрузку от 5 до 10 тс/м²: 112-80 / Разраб. ЦНИИпромзданий, Гипромеэ. 1983.

Конструкции каналов и тоннелей из лотковых элементов. Обобщение опыта проектирования и строительства. Отчет и рекомендации: ХТ2-34 / Разраб. Харьк. ПромстройНИИпроект, 1984.

Бесшатровые водонапорные башни со стволами из унифицированных сборных элементов и стальными баками сферической формы: 3197-Э-84.7; 3197-Э-84.8 / Разраб. Киев. Промстройпроект; УкрНИИпроектстальконструкция, 1984.

Унифицированные панели стен подземных сооружений (УПС). Технические решения: 2173-82/85 / Разраб. ЦНИИпромзданий, 1984.

Габаритные схемы сооружений промышленных предприятий: 11-81/86 / Разраб. ЦНИИпромзданий, 1986.

Оглавление

Предисловие	3	6.7. Мельничные установки	143
1. Общие сведения	5	6.8. Металлорежущие станки	144
1.1. Требования к инженерным сооружениям	5	6.9. Фундаментные болты для крепления технологического оборудования	145
1.2. Общие положения проектирования	5	6.10. Машины с динамическими нагрузками и оборудование, чувствительное к сотрясениям	150
1.3. Характеристики грунтов и сыпучих материалов	7	6.11. Типовые конструкции	152
1.4. Нагрузки на подземные сооружения	8	7. Открытые крановые эстакады	163
1.5. Коэффициенты надежности	18	7.1. Общие сведения	163
1.6. Гидроизоляция подземных сооружений	18	7.2. Проектные решения	164
2. Подпорные стены	20	7.3. Расчет	169
2.1. Общие сведения	20	7.4. Конструкции открытых крановых эстакад	173
2.2. Проектные решения	20	7.5. Типовые конструкции	183
2.3. Расчет	24	8. Разгрузочные железнодорожные эстакады	188
2.4. Унифицированные конструкции	31	8.1. Общие сведения	188
3. Подвалы	35	8.2. Конструктивные решения	189
3.1. Общие сведения	35	8.3. Расчет	191
3.2. Конструктивные решения	37	8.4. Типовые решения	191
3.3. Расчет	38	9. Транспортные и пешеходные галереи	194
3.4. Унифицированные конструкции	40	9.1. Общие сведения	194
4. Каналы и тоннели	47	9.2. Проектные решения	195
4.1. Общие сведения	47	9.3. Расчет	204
4.2. Параметры и размеры	51	9.4. Типовые решения	207
4.3. Конструкции каналов и тоннелей	53	10. Отдельно стоящие опоры и эстакады под технологические трубопроводы	212
4.4. Расчет	55	10.1. Общие сведения	212
4.5. Типовые решения	60	10.2. Конструктивные решения	214
5. Емкостные сооружения водоснабжения и канализации	100	10.3. Расчет	215
5.1. Общие сведения	100	10.4. Типовые конструкции	221
5.2. Конструктивные решения	100	11. Этажерки и площадки под технологическое оборудование	245
5.3. Нагрузки и воздействия, особенности режима	104	11.1. Общие сведения	245
5.4. Резервуары для воды	105	11.2. Конструктивные решения	247
5.5. Типовые решения некоторых очистных сооружений	111	11.3. Расчет	249
5.6. Сборные железобетонные конструкции	118	11.4. Типовые конструкции железобетонных этажерок	253
6. Фундаменты под технологическое оборудование	125	12. Бункера, закрома	256
6.1. Общие положения	125	12.1. Общие сведения	256
6.2. Машины с вращающимися частями	129	12.2. Конструктивные решения	259
6.3. Машины с кривошипно-шатунными механизмами	132	12.3. Расчет	260
6.4. Кузнечные молоты	135	12.4. Конструирование элементов железобетонных бункеров	277
6.5. Оборудование прокатных и трубных цехов	137	12.5. Особенности расчета и конструирования стальных бункеров	282
6.6. Дробилки	142		

12.6. Защита внутренних поверхностей бункеров	290
12.7. Закрома	303
13. Силосы и силосные корпуса	309
13.1. Общие сведения	309
13.2. Проектные решения	312
13.3. Расчет	313
13.4. Конструктивные решения	318
13.5. Типовые решения силосных корпусов	323
14. Водонапорные башни	328
14.1. Общие сведения	328
14.2. Конструктивные решения	329
14.3. Расчет	330
14.4. Типовые проекты башен	331
Список рекомендуемой литературы	344
Список рекомендуемых нормативных материалов, типовых проектов и серий	344

Справочное издание

Библиотека проектировщика

*Козлов Владимир Шалевич,
Альшиц Владимир Давидович,
Аптекман Арон Иосифович и др.*

**СПРАВОЧНИК ПРОЕКТИРОВЩИКА
ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

Редактор *В. А. Кочан*

Обложка художника *М. М. Суханкина*

Художественный редактор *Б. В. Сушко*

Технические редакторы

З. П. Золотарева, А. М. Короб

Корректоры *Н. М. Мирошниченко, Л. И. Римаренко*

ИБ № 2671

Сдано в набор 18.02.88. Подписано в печать 30.08.88.
БФ 05644. Формат 70×100¹/₁₆. Бумага типографская № 2.
Гарнитура литературная. Печать высокая Усл.
печ. л. 28,6. Усл. кр.-отт. 28,6. Уч.-изд. л. 40,9. Тираж
20000 экз. Заказ № 8—704. Цена 2 р. 40 к..

Издательство «Будивэльнык». 252053 Киев, ул. Обсерва-
торная. 25.

Головное предприятие республиканского производствен-
ного объединения «Полиграфкинг», 252057 Киев,
ул. Довженко, 3.

2 p. 40 s.

