

**МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО  
ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН**

**САМАРКАНДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-  
СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ им. М.УЛУГБЕКА**

**На правах рукописи**

**УДК 624.014**

**ХОНОВ ДОНИЁР САФАР УГЛИ**

**Напряжённо-деформированное состояние      внецентренно сжа-  
тых кирпичных конструкций      многоэтажных зданий**

**Специальность**

**5А340201 – Строительство зданий и сооружений**

**Магистерская диссертация**

**на соискание академической степени магистра  
по специальности «Строительство зданий и сооружений»**

Работа рассмотрена и  
допущена к защите.  
Заведующий кафедрой  
«Здания и сооружения»  
к.т.н. доцент А.А.Байзаков

Научный руководитель:  
к.т.н. доц. С.В.Бокиев

**САМАРКАНД – 2016**

## **Аннотация**

Начало массового строительства зданий с монолитным каркасом в начале XXI века потребовало использования более эффективных конструкций с точки зрения теплопередачи. Недостаток необходимой информации по устройству кирпичных стен привел к тому, что в расчетах работы кирпичной кладки в каркасных зданиях не учитывается. Целью данной работы является рассмотрение совместной работы каркаса (рамной конструкции) здания не учитывается в современных нормах. Проведя анализ напряженно-деформированного состояния зданий с каркасной конструктивной схемой при учете каменной кладки между колоннами позволяет существенно сократить арматуры каркаса. Мы определили, сложные расчеты рамы с учетом каменной кладки на комплексе «Лира» возможно при определении модуля деформации кладки. В результате установили, что для расчета комплексных зданий с учетом рамы и кирпичной кладки возможно, при условии корректировки соответствующих норм.

## **Annotation**

The beginning of mass construction of buildings with monolithic frame at the beginning of the twenty-first century required the use of more efficient designs in terms of heat transfer. Lack of the necessary information on the device of brick walls has led to the fact that the work calculations of masonry in frame buildings are not taken into account. The purpose of this paper is to examine the framework of joint work (frame construction) building is not included in the current standards. After analysis of the stress-strain state of the buildings framing constructive scheme taking into account the masonry between columns can significantly reduce the carcass. We found the complex calculations of the frame based on a set of masonry "Lear" is possible with determination module laying strain. As a result,

found that for the calculation of the complex of buildings with light frame and masonry possible, subject to adjustment corresponding growths.

## Содержание

Введение.....	3
Глава 1. Состояние вопроса и задачи исследований .....	
1.1 Напряжённо - деформированное состояние внецентренно сжатых кирпичных конструкции .....	8
1.2 Модуль деформации каменных кладки .....	14
1.3. Модуль деформации конструкции состояный из монолитной железобетонной рамы и каменной кладки .....	32
1.4. Энегоеффективность каменный кладки .....	34
1.5. Выводы по главе и задачи исследований .....	36
<b>Глава 2 Расчет рамно связевой системы (рама-кирпичная кладка) на вычисленной комплекса „Ли́ра” .....</b>	<b>37</b>
2.1 Расчет рамы без учета каменной кладки .....	37
2.2 Расчет расчёт с каменный кладки.....	51
2.3 Сопоставление площади армирования и деформации при различных вариантах расчетов .....	66
2.4 Выводы по главе.....	74
<b>Глава 3. Реконструкция по расчету рамно связевой системы с учетом совместной работы рамы и кирпичный кладки.....</b>	<b>76</b>
3.1. Рекомендации по определении модуль деформировании рама, кирпичная кладка .....	76
3.2. Рекомендации по расчету рамы с учетом работы каменной кладки.....	78
3.3. Основное выводы по главе.....	83
Общие выводы и рекомендации .....	84
С писок использованной литературы.....	85

## Введение

Каменные и армокаменные конструкции проектируют с наиболее полным использованием их несущей способности, одновременно удовлетворяя эксплуатационным, теплотехническим и звукоизоляционным требованиям, а также с максимальным применением местных строительных материалов. Конструктивные решения принимают на основании приведенных затрат с учетом стоимости материалов, трудовых затрат, транспортных и эксплуатационных расходов. Проектирование каменных и армокаменных конструкций осуществляют с учетом способов их изготовления и возведения, обеспечивая расчетом (по предельным состояниям) и конструированием прочность и устойчивость отдельных элементов, а также пространственную неизменяемость всего здания или сооружения в целом. Расчет и соответствующее конструирование каменных и армокаменных конструкций отдельно производят: для законченного здания или сооружения с учетом совместной работы каменных или армокаменных конструкций с другими элементами здания; для незаконченного здания или сооружения (в процессе его возведения); при транспортировании и монтаже каменных и армокаменных конструкций из крупно каменных элементов. В случае недостаточной устойчивости каменных и армокаменных конструкций в процессе возведения здания или сооружения предусматривают временные крепления их до установки других конструкций, обеспечивающих требуемую устойчивость. При проверке прочности и устойчивости каменных и армокаменных конструкций учитывают возможность опирания элементов здания на свежую кладку. В тех случаях, когда условия возведения каменных и армокаменных конструкций требуют особой последовательности работ, выдерживания кладки или специальных конструктивных мероприятий (временных креплений), делают специальные указания на чертежах. Стены проектируют из сплошной кладки, состоящей из одного вида каменного материала, или многослойной, состоящей из двух или более слоев различного каменного материала или из кладки с облицовкой. Наружные несущие, самонесущие или ненесущие стены проектируют из

облегченной кладки: с плитными утеплителями, из пустотных керамических, бетонных или природных камней и блоков, сплошных камней и блоков из ячеистых или легких бетонов, а также из панелей; при малоэтажном строительстве, кроме упомянутых, - из облегченной кладки с местными утеплителями. Внутренние несущие стены выполняют из сплошной кирпичной кладки, кладки из сплошных камней, блоков и панелей. Минимальные толщины этих стен, а также наружных стен не отапливаемых зданий (если обеспечена расчетом их прочность и устойчивость) при сплошной кладке на кирпича, как правило, принимают не более 25 см, из бетонных и природных камней - 19 см. При этом дымовые и вентиляционные каналы проектируют за счет местных утолщений стен или в специальных бетонных блоках. При проектировании стен из ячеистых крупных блоков и камней руководствуются специальными инструкциями и нормативными материалами. При любых видах кладки должна быть обеспечена соответствующая перевязка вертикальных швов. При невозможности увеличения толщины наиболее нагруженных стен и столбов рационально применять для них каменный материал повышенной прочности или усиление простенков и столбов сетчатым армированием или железобетоном. Проектирование зданий высотой более 12 этажей (36 м) допускается только при использовании в нижних этажах каменных материалов повышенной прочности (марок 150 - 300). Для ручной кладки стен, а также для швов и стыков при монтаже стен из панелей и крупных блоков раствор должен иметь марку, соответствующую расчетной прочности раствора, и укладываться до начала его твердения при подвижности не менее 8 см. Применение малоподвижных (непластичных) растворов недопустимо, так как вызывает образование неровностей и пустот в швах, что способствует протеканию стыков крупнопанельных и крупноблочных стен, увлажнению утеплителя в облегченных стенах, а также ухудшает звукоизоляцию стен и уменьшает прочность кладки на 20 - 25%. При проектировании каменных и армокаменных конструкций в необходимых случаях следует предусматривать их защиту от механических воздействий, а также от воздействия влажност-

ной или агрессивной среды и во всех случаях - защиту от коррозии стальных связей, закладных и соединительных деталей. Для защиты стен и столбов от увлажнения со стороны фундаментов, примыкающих тротуаров и отмосток обычно предусматривают устройство гидроизоляционного слоя на высоте 15-50 см от уровня тротуара или отмостки. Выступающие, особо подверженные увлажнению части стен (подоконники, пояски, парапеты и т. п.) выполняют на растворах, удовлетворяющих требованиям морозостойкости. В противных случаях предусматривают защитные покрытия. Для стен из каменных материалов морозостойкостью ниже  $Mp_{315}$  следует предусматривать свес кровли не менее 35 см. В проектах обязательно указывают: вид и марку каменного материала; марку раствора и вид вяжущего; классы и марки арматуры; возможность возведения кладки в зимних условиях и соответствующие требования, относящиеся к каменным и армокаменным конструкциям. Марки растворов для каменных кладок, выполняемых в летних условиях, назначаются с учетом минимальных марок, установленных исходя из требований долговечности конструкций. Для каменной кладки наружных стен зданий марки растворов

**Актуальность** темы диссертации определяется большой потребностью строительной отрасли Узбекистана в Каменных конструкциях и недостаточной изученностью их конструктивных параметров, а также отсутствием рекомендаций по расчету и анализу Напряжённо - деформированное состояние внецентренно сжатых кирпичных конструкции с применением компьютерных программ.

**Цель данной работы состоит в том,** чтобы разработать методику анализа Напряжённо - деформированное состояние внецентренно сжатых кирпичных конструкции с помощью компьютерной программы а также провести анализ различных решений с целью определения Напряжённого состояния Кирпичных кладках. При этом будут выработаны рекомендации по расчету рамы с учетом каменный кладки и оптимизации анализу

Напряжённо - деформированное состояние внецентренно сжатых кирпичных конструкции

**Научная новизна диссертации** заключается в методика расчета и анализа напряженных с применением компьютерной программы «Лира», а также в результатах проведенного анализа различных конструктивных решений

**Практическая значимость** работы состоит в апробированной методике расчета и анализа .Напряжённо - деформированною состояние внецентренно сжатых кирпичных конструкции. применением компьютерных программ, а также полученных результатах по анализу конструктивных решений и рекомендациях по выбору конструктивных схем в зависимости от заданных условий проектирования.

**Диссертация состоит** из введения, 3 глав, общих выводов и рекомендаций и списка литературы. Общий объем диссертации - 90 страниц.

**В 1-ой главе** Рассмотрены- Напряжённо –деформированное состояние внецентренно сжатых кирпичных конструкции. Модуль деформации каменных кладки

Модуль деформации конструкции состояние из монолитной железобетонной рамы и каменной кладки . В конце главы сформулированы основные задачи исследований в настоящей диссертации.

**Во 2-ой главе** с помощью программы «Лира», выполнены примеры расчета. Расчет рамы без учета каменной кладки. Расчет с учетом Каменный кладки. Напряжённо-деформированное состояние кладки Анализ этих результатов позволяет определить рекомендаций Расчету рамно связевой системы (рама -кирпичная кладка) на вычисленной комплексе „Лира”

**В 3-ей главе** Разработка Рекомендации по расчету рамы с учетом работы каменной кладки геометрических и конструктивных параметров таких конструкций.

В общих выводах приведены основные результаты исследований и даны рекомендации по выбору параметров Рекомендации по расчету рамы с учетом работы каменной кладки с помощью программы «Ли́ра»,

## Глава 1

### 1.1 Напряжённо-деформированное состояние внецентренно сжатых кирпичных конструкции

Напряженно-деформированное состояние это: (НДС) конструкции — совокупность внутренних напряжений и деформаций, возникающих при действии на неё внешних нагрузок, температурных полей и других факторов. НДС определяется расчётными и экспериментальными методами в виде распределения напряжений, деформаций и перемещений в

конструкции и является основанием для оценки статической прочности и ресурса авиационных конструкций на всех этапах жизненного цикла летательного аппарата. При расчётах НДС определенным образом идеализируется расчётная схема (см. Строительная механика, [Конструктивно-силовая схема](#)). С может рассматриваться как совокупность простых механических элементов (балок, пластин, стержней и пр.). В одной из возможных схем расчёта НДС крыла малого удлинения стенки лонжеронов (л — л), стенки нервюр (н — н) и [обшивка](#) (о — о) моделируются плоскими четырёхугольными элементами, воспринимающими плоское напряжённое состояние, пояса лонжеронов и нервюр (п — п) моделируются стержнями. Различают общее и местное НДС. Общее НДС определяется в силовых элементах конструкции

без учёта концентрации напряжений, вызванных местными конструктивно-технологическими особенностями (отверстиями, выточками и пр.). Местное НДС определяется вблизи концентратора напряжений с учётом вида концентратора и приложенной нагрузки. При расчётном методе исследования местного НДС вид нагрузки может быть определён из предшествующего расчёта общего НДС. Например, в расчётной схеме плоского кольцевого

шпангоута к общему НДС относятся прогиб упругой линии шпангоута  $f$  и нормальное

напряжение в наружном волокне верхнего пояса лонжерона ( $\sigma$ ); к местному НДС — распределение напряжений ( $\sigma$ ) и по сечению  $S$  —  $S$  отверстия, расположенного в элементе шпангоута  $A$  —  $A$ ,  $B$  —  $B$ .

В случае линейной упругости материала и малости перемещений (при линейном НДС) расчёт конструкции можно производить на единичные случаи нагружения. Например, НДС фюзеляжа рассчитывается отдельно

при действии единичных значений силы  $P$  и изгибающего момента  $M$ , приложенных к оперению самолёта. НДС различных случаев совместного нагружения определяется сложением результатов расчётов НДС на

единичные случаи нагружения с коэффициентами  $K_P$  и  $K_M$  (суперпозиция результатов расчётов):  $P = K_P P$ ,  $M = K_M M$ . При нелинейном НДС суперпозиция недопустима. Например, при расчёте несущей способности поперечного сечения фюзеляжа самолёта учитываются нелинейные эффекты — пластичность материала и потери устойчивости элементов конструкции. Результаты расчёта НДС должны подтверждаться экспериментально (см. Тензометрия).

В практике экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния широкое распространение получили измерения с помощью механических тензометров. Рост производства габаритных и

сложных конструкций выдвигает повышенные требования к надёжности и достоверности результатов измерений. В зависимости от сложности исследуемой конструкции, требуемой точности измерений, диапазона измеряемых

величин разработаны различные типы тензометров, которые отличаются как внешним оформлением, так и конструктивно. В основе их лежит один принцип — определение изменения базы, ограниченной ножками тензометра,

при деформации объекта. В конструкции таких тензометров используется принцип рычага или системы рычагов. Масштаб увеличения и требуемая чувствительность определяют базу прибора. Тензометры применяются при

статических и динамических измерениях. Они могут укрепляться на исследуемом объекте на все время измерений или же только для отсчета показаний с последующим снятием с объекта. В первом случае тензометр должен достаточно надежно закрепляться на объекте. Однако сильное прижатие может вызвать в исследуемом объекте дополнительные напряжения и привести к повреждению призм тензометра. Поэтому при изготовлении стремятся уменьшить массу тензометра и усилие, необходимое для перемещения его механизма. Тензометр Гугенбергера является одним из наиболее известных и широко используемых средств измерений. Корпус его имеет в нижней части поперечину с неподвижной призмой, которая вместе с подвижной призмой

определяет базу  $l$  измерений. Изменение длины базы при деформации детали приводит к повороту подвижной призмы и связанного с ней рычага. Отклонение вершины рычага передается через траверсу на стрелку, которая поворачивается в шарнире и перемещается перед зеркальной шкалой. Траверса опирается на штифты, к которым она прижимается натяжением пружины. Пружина выбирает зазоры в соединениях для устранения мертвого хода. Винтоси стрелки позволяет поставить ее в закрепленном тензометре на любое место шкалы, а также переставлять стрелку при измерениях деформаций, больших, чем деформация, соответствующая данной шкале. Высокую точность измерений тензометра обеспечивают призмы, которые входят во все его сочленения. Увеличение тензометра изменяется в диапазоне 300-2000, диапазон измерения без перестановки указателя - 4 мкм, масса - 0,028 кг. Устанавливается прибор с помощью трубки. Шкала тензометра с базой 20 мм имеет 40 делений. Простота схемы, высокая точность, небольшая масса обусловили широкое использование прибора. Однако тензометр Гугенбергера непригоден для измерения быстроменяющихся деформаций и при значительной вибрации. Затруднена и работа с тензометром на открытом воздухе.

Тензомер Аистова также использует принцип системы рычагов и винтовой пары. Деформация исследуемого объекта приводит к перемещению ножа, вызывающего отклонение второго плеча рычага. Это приводит к

размыканию электрической цепи и прекращению сигнала индикатора. Повторное замыкание цепи происходит при вращении винта, перемещение которого фиксируется. Точность отсчета при этом зависит от шага резьбы винта и при соотношении плеч рычагов, равном 5:1, составляет от 1 мкм для шага резьбы 0,5 мм, до 0,1 мкм при шаге резьбы 0,25 мм. Прибор изготавливается с базой измерений 20 мм и 50 мм, которая при использовании приспособлений может быть увеличена до 200 мм. Широкое распространение также получили тензометры с индикаторами. При этом деформация исследуемого

объекта воспринимается подвижным рычагом и передается на измерительный шток индикатора. Точность измерений определяется точностью используемого индикатора и может быть повышена изменением соотношения плеч рычагов. Приборы могут применяться для измерения как временных, так и статических деформаций, вызванных либо приложением к конструкции внешней силы, либо температурным градиентом. Тензометры имеют подвижные и неподвижные ножки, которые выполняются в виде конуса и устанавливаются в отверстия, нанесенные в исследуемой детали и равные до деформации базе прибора, либо они имеют углубления соответствующей формы, которыми тензомер прижимают при измерении к шарикам, запрессованным в деталь. Для учета удлинений детали, обусловленных изменениями температуры, применяют контрольную пластинку из того же материала, что и исследуемая деталь, с нанесенной базой, равной базе тензомера. Контрольную пластинку располагают при измерениях так, чтобы температура ее была равна температуре детали, а механические напряжения отсутствовали.

Она служит также для проверки тензомера и устранения погрешностей, связанных с износом ножек. В качестве измерительного механизма в тензомерах используются индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм и

0,002 мм., регистрация показаний визуальная. Приборы просты в обращении и надежны в работе.

Виды деформаций. В каменных кладках различают деформации двух основных видов: продольные, развивающиеся, главным образом, вдоль направления действующих сил, и объемные, развивающиеся во всех направлениях под влиянием изменения температуры и усадки. Каменная кладка представляет собою упругопластическое тело, поэтому, начиная с малых напряжений, в кладках помимо упругих обратимых деформаций развиваются не упругие остаточные и частично обратимые деформации. При сжатии кладки продольными силами, кроме продольных, развиваются соответствующие им поперечные деформации. Силовые деформации в зависимости от характера приложения нагрузки и длительности ее действия подразделяются на следующие виды:

1. Кратковременные упругие, или мгновенные. К этим деформациям приближаются деформации, протекающие при очень быстром загрузении – в течение нескольких секунд от начала загрузения до разрушения образца. При этом зависимость между напряжениями и деформациями приближается к линейной.
2. кратковременные деформации, полученные в лабораторных условиях в течение 1 ч при поэтапном загрузении равными ступенями нагрузки до разрушения образца.
3. Деформации длительного действия нагрузки (даже в течение нескольких лет) .
4. Деформации от многократно повторяющегося действия нагрузки.

Деформации большинства каменных материалов незначительны. Основную долю деформаций кладки составляют деформации раствора в швах кладки. В кладках из кирпича и стеновых камней, имеющих большое количество горизонтальных швов, деформации больше, чем в крупноблочных кладках.

Деформации кладки на слабых растворах увеличиваются, особенно с ростом толщины горизонтальных швов. Деформативность кладок на прочных рас-

творях зависит в основном от количества контактных прослоек между камнем и раствором шва, в которых не обеспечивается равномерное распределение напряжений. Деформациям кладки вдоль действия продольных сил способствуют усадочные деформации раствора, быстро нарастающие в начальный период его твердения, длительное действие нагрузки, а также постепенное разрушение материалов, составляющих кладку.

Для определения деформативных свойств кладки в лабораторных условиях испытывают на центральное сжатие образцы столбы по методике,. По результатам этих испытаний устанавливают для данного вида кладки зависимость между напряжениями и деформациями, на основании которой определяют основные деформативные характеристики кладки (начальный модуль деформации, модуль деформации, упругую характеристику кладки и др.). Деформации при однократном загрузении кратковременной нагрузкой и модуль деформации. Экспериментально установлено, что при однократном загрузении кратковременной нагрузкой относительная деформация кладки  $\varepsilon$  состоит из упругой  $\varepsilon_{\gamma}$  и не упругой деформации  $\varepsilon_{\text{н}}$   $\varepsilon = \varepsilon_{\gamma} + \varepsilon_{\text{н}}$

$$\varepsilon = \varepsilon_{\gamma} + \varepsilon_{\text{н}}$$

Неупругие деформации в течение некоторого периода времени после разгрузки частично восстанавливаются. Эта восстановленная часть деформаций называется деформацией упругого последствия. Если испытываемый образец загружать по этапам нагрузками, составляющими некоторую часть от предварительно определенной разрушающей нагрузки, и замерять деформации на каждом этапе сразу после приложения нагрузки и после выдержки, зависимость  $\sigma = f(\varepsilon)$  имеет вид, показанный на рис. 1. Деформации, измеренные непосредственно после приложения нагрузки- упругие, связанные с напряжениями линейным законом, а деформации, развивающиеся в период выдержки под нагрузкой, - неупругие, увеличивающиеся с ростом напряжений и представленные на диаграмме в виде горизонтальных площадок.

При большом числе ступеней загрузки зависимость между напряжениями и деформациями может иметь вид плавной кривой.

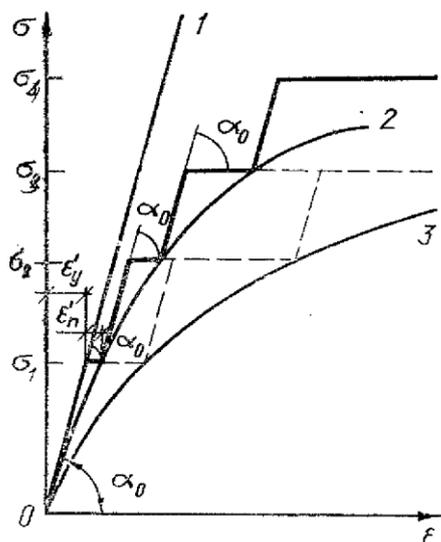


Рис. 1. Диаграмма зависимости продольных относительных деформаций кладки при ступенчатом (с различными скоростями  $u_1$  и  $u_2$  загрузки): 1- упругие деформации; 2 - полные деформации при  $u_1$ . 3- то же, при  $u_2$  ( $u_1 < u_2$ ).

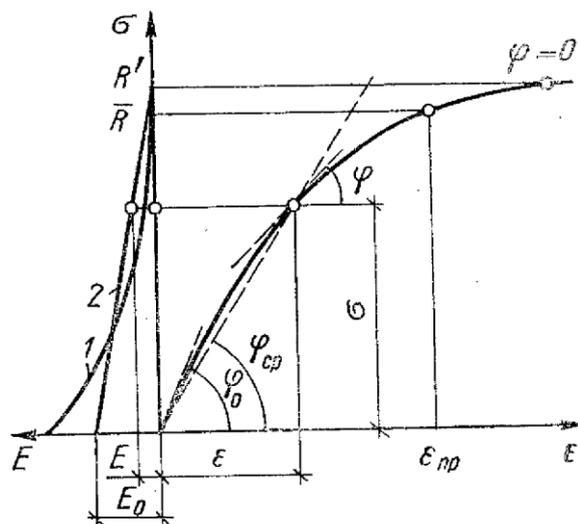
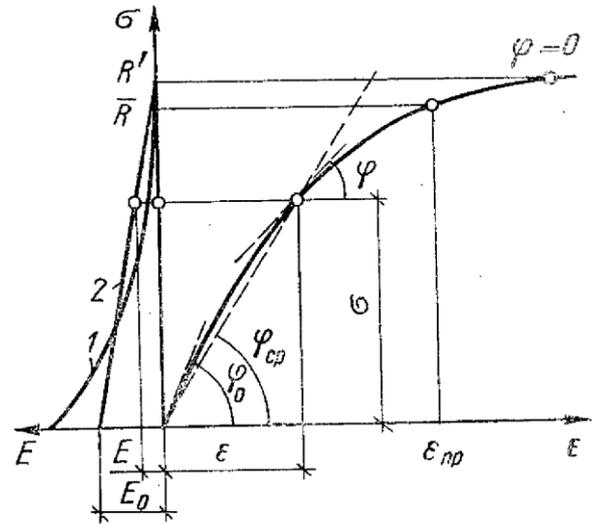
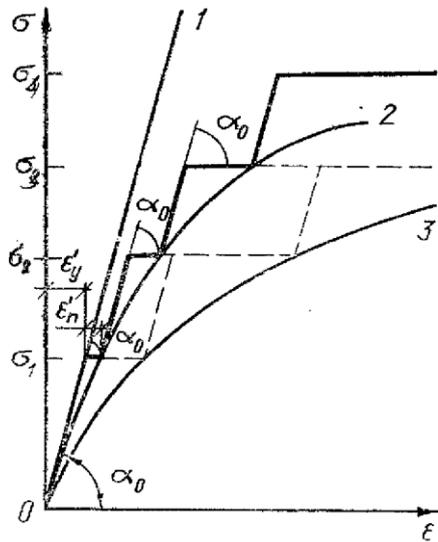


Рис. 2. Зависимость продольных относительных деформаций кладки и модуля деформаций от напряжения 1 - по формуле (4); 2 - по формуле (5)

Из рис. 1 следует, что упругие деформации кладки соответствуют мгновенной скорости загрузки образца, а неупругие деформации развиваются во времени и зависят от скорости загрузки образца, причем с увеличением скорости загрузки при одном и том же напряжении неупругие деформации уменьшаются

## 1.2 Модуль деформации кладок.

Являющихся упруго пластическом телом, определяется криволинейной зависимостью между напряжениями  $\sigma$  и относительными деформациями  $\epsilon$ , и равен тангенсу угла наклона касательной к кривой в точке, соответствующей напряжениям  $\sigma$  (рис. 2):



$$E = \operatorname{tg} \varphi = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (1)$$

где  $d\sigma$  бесконечно малое приращение напряжения;  $d\varepsilon$  бесконечно малое приращение относительной деформации кладки, соответствующее приращению напряжения. При относительных напряжениях, не превышающих  $0,2\dot{R}$  начальный модуль деформации  $E$ , практически равен модулю упругости кладки  $E_y$  который геометрически выражается тангенсом угла наклона касательной к началу кривой деформаций:

$$E_0 = E_y = \operatorname{tg} \varphi_0 \quad (2)$$

Начальный модуль деформаций пропорционален временному сопротивлению кладки сжатию  $\dot{R}$ :

$$E_0 = a \dot{R},$$

где  $a$  - упругая характеристика кладки, определяемая опытным путем для различных видов кладок и групп растворов (табл. 1).

(табл. 1).

Упругая характеристика  $\alpha$ 

Вид кладки	Упругая характеристика $\alpha$				
	при марках раствора			при прочности раствора	
	200—25	10	4	2 кгс/см <sup>2</sup>	нуле- вой
1. Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях, и тяжелого природного камня ( $\gamma_0 \geq 1800$ кг/м <sup>3</sup> )	1500	1000	750	750	500
2. Из тяжелых природных и цементных бетонных камней и бута	1500	1000	750	500	350
3. Из крупных блоков, изготовленных из легкого, силикатного, автоклавного ячеистого бетона, крупнопористого бетона на легких заполнителях и из легкого природного камня	750	750	500	500	350
4. Из крупных блоков, изготовленных из безавтоклавных ячеистых золобетон	500	500	350	350	350
5. Из керамических камней, а также из кирпича глиняного пластического прессования обыкновенного и пустотелого, легкобетонных камней и легких природных камней	1000	750	500	350	200
6. Из силикатного кирпича	750	500	350	350	200
7. Из глиняного кирпича полусухого прессования обыкновенного и пустотелого	500	500	350	350	200

Примечания: 1. При определении коэффициентов продольного изгиба для элементов с гибкостью  $l_0/r \leq 28$  или  $l_0/h \leq 8$  (см. параграф 23) допускается принимать упругую характеристику кладки из кирпича всех видов как из кирпича пластического прессования.

2. Приведенные в пп. 5—7 значения упругой характеристики для кирпичной кладки распространяются на виброкирпичные панели и блоки.

3. Упругая характеристика бутобетона  $\alpha = 2000$ .

4. Для кладки на легких растворах упругую характеристику следует принимать по табл. 7 с коэффициентом 0,7.

Зависимость между напряжениями  $\varepsilon$  при сжатии кратковременной нагрузкой и соответствующими им относительными деформациями  $\epsilon$  наиболее точно может быть описана эмпирической формулой, предложенной профессором Л. И. Онищиком:

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_0[1 - (\sigma/R')^k],$$

где  $R'$  - условное напряжение (предел текучести), при котором

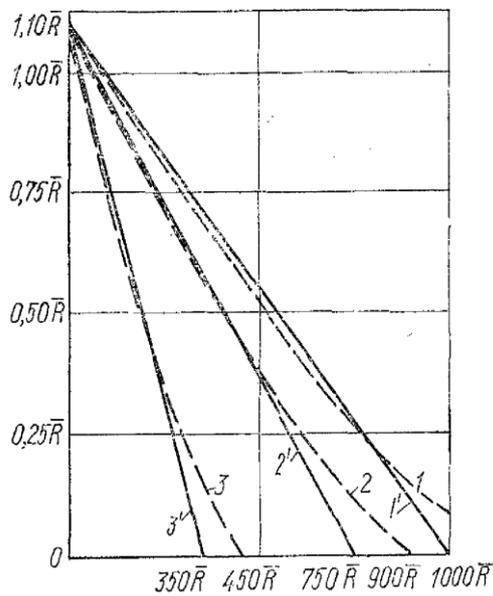


Рис. 3. Кривые изменения модулей деформации кладки: 1, 1' - на цементном растворе; 2, 2' - на сложном растворе; 3, 3' - на известковом растворе, Штриховыми линиями показаны кривые, построенные по формуле (4), сплошными - их спрямление при вычислении по

$E=0$ , т. е. напряжение, когда материал приобретает свойства идеально пластического тела, при этом касательная к кривой параллельна оси абсцисс ( $\varphi=0$ ). Показатель степени  $k$  выражает особенности отдельных видов растворов и изменяется в широких пределах – от 0,3 до 1,3. Кривые, выражающие изменение модулей деформаций в зависимости от степени  $k$  и  $t$ , могут быть (для практических целей) спрямлены при  $k=1$  и на рис. 3, что значительно упрощает расчет по формуле (4), которая принимает вид

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_0(1 - \sigma/R'). \quad (4)$$

В каменной кладке состояние идеально пластического тела при обычных условиях нагружения не может быть достигнуто вплоть до разрушения кладки, так как  $\dot{R} < R'$ . Поэтому предел текучести кладки определяют экстраполяцией участка диаграммы  $\sigma$ - $\varepsilon$ , построенного по опытным данным, до точки, в которой  $\varphi=0$ . При расчетах  $R'$  выражается через  $\dot{R}$  следующим образом:

$$R' = \mu \dot{R}, \quad (5)$$

где  $\mu = 1,1 \div 3$  - коэффициент пластичности, зависящий от вида кладки. В практических расчетах для всех видов кладок принимают  $\mu = 1,1$ . Для определения  $\varepsilon$  полной относительной деформации кладки от кратковременной нагрузки при любом напряжении  $\sigma$  -используем формулу (4), из которой

$$d\varepsilon = \frac{d\sigma}{E_0(1 - \sigma/R')} ; \quad (6)$$

следовательно,

$$\varepsilon = \frac{1}{E_0} \int_0^{\sigma} \frac{d\sigma}{1 - \sigma/R'} . \quad (7)$$

Интеграл решаем методом подстановки.Приняв

$$1 - \sigma/R' = L, dL = -\frac{1}{R'} d\sigma, \text{ откуда } d\sigma = -R' dL, \text{ получаем}$$

$$\varepsilon = -\frac{R'}{E_0} \int_0^L \frac{dL}{L} = -\frac{R'}{E_0} \ln(1 - \sigma/R') . \quad (8)$$

Помня, что  $E_0 = \alpha \dot{R}$ , и  $R' = \mu \dot{R}$  преобразуем формулу (8)

$$\varepsilon = -\frac{\mu}{\alpha} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{\mu \bar{R}}\right) . \quad (9)$$

По принятым нормам проектирования  $\mu = 1,1$ ; тогда

$$\varepsilon = \frac{1,1}{\alpha} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{1,1 \bar{R}}\right) = A \frac{1000}{\alpha} , \quad (10)$$

$$A = - \frac{1,1}{1000} \ln \left( 1 - \frac{\sigma}{1,1\bar{R}} \right)$$

Где

коэффициент, значения которого приведены ниже:

$\sigma/\bar{R}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$A \cdot 10^3$	0,11	0,22	0,35	0,50	0,67	0,86	1,11	1,43	1,87	2,64

При расчете некоторых конструкций, например бетонных и железобетонных, пользуются средним модулем - модулем упругопластичности, представляющим собой тангенс угла наклона секущей к кривой  $\sigma$ - $\epsilon$ , в точке с заданным напряжением  $\sigma$

$$E_{cp} = \operatorname{tg} \varphi_{cp}. \quad (11)$$

Модуль упруго пластичности  $E_0$  меньше модуля упругости  $E_y$  и является переменной величиной, так как угол  $\varphi_{cp}$  меняется с зависимости от напряжений  $\sigma$  (рис. 2). Величины, вычисляемые по формулам (4) и (1), полученным на основе экспериментальных данных при определенном режиме исследования, могут давать отклонения в реальных условиях загрузки конструкций, так как неупругие деформации зависят не только от напряжений, но и от режима загрузки. При этом следует отметить, что начальный модуль деформаций (модуль упругости)  $E_0 = E_y$  кладки не зависит или мало зависит от режима загрузки. В связи с изложенным с достаточной для практических целей точностью согласно нормативным данным проектирования каменных конструкций принимается:

а) при определении усилий в кладке, рассматриваемой в предельном состоянии сжатия, если деформации определяются и ограничиваются совместной работой с элементами конструкций из других материалов,

$$E=0,5E_o \quad (12)$$

б) при определении деформаций кладки от продольных или поперечных сил, усилий в статически неопределимых рамных системах, в которых элементы конструкций из кладки работают совместно с элементами из других материалов, периода колебаний каменных конструкций, жесткости конструкций .

$$E=0,8 E_o \quad (13)$$

Модуль сдвига кладки

$$G=0,4 E_o \quad (14)$$

Модули упругости и деформации кладок из природных камней принимают по данным исследований, включенным в инструкции, утвержденные республиканскими госстроями. Деформации при длительном действии нагрузки. При любых напряжениях от кратковременной нагрузки относительные деформации кладок

$$\varepsilon = \varepsilon_y + \varepsilon_{н,y} = \varepsilon_y \left( 1 + \frac{\varepsilon_{н,y}}{\varepsilon_y} \right) = \frac{\varepsilon}{E_y} \left( 1 + \frac{\varepsilon_{н,y}}{\varepsilon_y} \right) = \eta \frac{\sigma}{E_y} \quad (15)$$

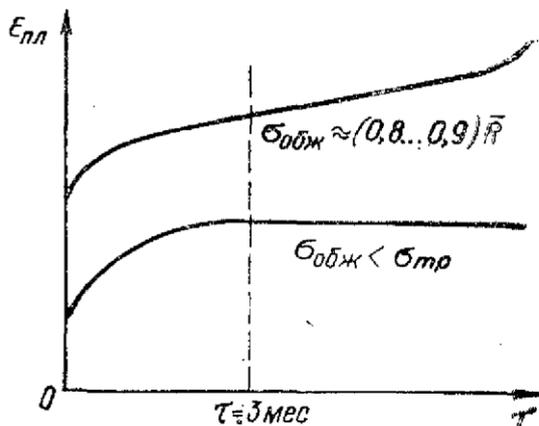
Где

$$\eta = 1 + \frac{\varepsilon_{н,y}}{\varepsilon_y} \quad (16)$$

коэффициент, характеризующий неупругие деформации кладок. Неупругие деформации при длительном действии нагрузки возрастают даже без увеличения нагрузки при неизменных напряжениях сжатия  $\sigma_{обж}$ . Это свойство каменной кладки называют ползучестью, а соответствующие деформации - деформациями ползучести  $\varepsilon_{пл}$ . Наиболее интенсивно деформации ползучести увеличиваются в начальный период нагружения. При  $\sigma_{обж} \leq \sigma_{тр}$  (напря-

жение, при котором в кладке появляются первые трещины) прирост деформаций ползучести постепенно затухает и через 3 -5 лет

почти прекращается, а при  $\sigma_{обж} > \sigma_{тр}$  деформации ползучести продолжают интенсивно нарастать, доводя кладку до разрушения (рис. 4).



При длительном нагружении  $\epsilon_{пл}$  напряжения  $\sigma_{обж} \leq \sigma_{тр}$  неупругие деформации вызываются только ползучестью:

$$\epsilon_{н.у} = \epsilon_{пл} \quad (17)$$

В этих случаях деформации В этих слу-

Рис. 4. Зависимость относительных деформаций ползучести кладки от длительности ее выдергивания под постоянной нагрузкой.

чаях деформации  $\epsilon_{пл}$  прямо пропорциональны действующим напряжениям  $\sigma, \tau$

$$\epsilon_{пл} = A\sigma. \quad (18)$$

Пользуясь формулами (16)- (18), получим

$$\eta = 1 + A'E_0, \quad (19)$$

где  $A'$  - величина, зависящая от материалов, длительности действия нагрузок, возраста кладок и т. и. В некоторых случаях необходимо учитывать деформации, возникающие как при кратковременной, так и при длительной нагрузке (например, в многослойной конструкции наиболее напряженный при кратковременной нагрузке слой может с течением времени разгружаться, а в менее напряженных слоях напряжения могут увеличиваться). Относительные полные деформации (без учета усадки)  $\epsilon_{поли}$  при длительном приложении нагрузки, включающие кратковременные деформации и деформации ползучести, определяются по формуле

$$\varepsilon_{\text{поли}} = \eta \varepsilon \quad (20)$$

где  $\varepsilon$  - относительная деформация при кратковременной нагрузке, определяемая по формуле (10);  $\eta$  - коэффициент, принимаемый в зависимости от материала и вида каменной кладки:

Кладка	$\eta$
Из керамических камней с вертикальными щелевидными пустотами (высота камня 113,8 см)	1.8
Из глиняного кирпича пластического и полусухого прессования	2.2
Из крупных блоков или камней, изготовленных из тяжелого бетона	2.8
Из силикатного кирпича, а также легкобетонных и силикатных крупных блоков	3.0
Из крупных блоков и камней, изготовленных из автоклавного ячеистого бетона	3.5

В соответствии с изменением скорости загрузки зависимость  $\sigma$ - $\varepsilon$  может быть представлена кривой, которая расположена в пределах поля деформаций. Поле деформаций ограничено слева кривой мгновенных (упругих) деформаций, справа - предельных деформаций (при  $t \rightarrow \infty$ ) и сверху - кривой зависимости пределов прочности от длительности приложения нагрузки.

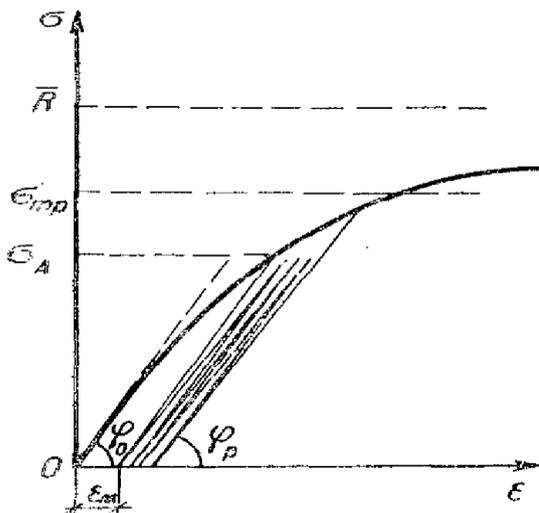


Рис.5. На одольные относительные деформации кладки при повторных нагрузках.

Деформации при многократно повторном действии нагрузки. Многократные повторения циклов загрузки

и разгрузки кладки до напряжений  $\sigma_A < \dot{R}$  приводят к постепенному

накоплению неупругих деформаций- деформаций ползучести  $\epsilon_{пл}$ . Если  $\sigma_A < \sigma_{тр}$  прирост остаточных деформаций при многократном повторном действии нагрузки быстро прекращается. При этом тангенс угла наклона к выпрямляющейся кривой разгрузки сур характеризует модуль деформаций при повторных нагрузках  $E_y$ . По величине  $E_p$  приближается к начальному модулю деформаций - модулю упругости (рис. 5): При напряжениях  $\sigma_A > \sigma_{тр}$  после некоторого числа циклов нагрузки - разгрузки неупругие деформации начинают неограниченно расти и образец разрушается (см. рис. 5). Деформации усадки зависят от материалов, составляющих кладку. Деформации кладки из глиняного обожженного кирпича незначительны и не учитываются при расчете. Для кладок из силикатного кирпича и из камней тяжелого или легкого бетона на цементном или силикатном вяжущем  $\epsilon_{ус} = 3 \cdot 10^{-4}$  для кладки из автоклавного ячеистого бетона  $\epsilon_{ус} = 4 \cdot 10^{-4}$  из неавтоклавного ячеистого бетона  $\epsilon_{ус} = 8 \cdot 10^{-4}$  Температурные деформации, возникающие под влиянием изменения температуры, зависят от материалов кладки и коэффициента линейного расширения кладки  $a_t$

Материалы кладки	$a_t$
Кирпич глиняный обыкновенный, пустотелый и керамические камни	0,000005
Кирпич силикатный, камни бетонные и бутобетонные	0,00001
Камни природные, камни и блоки из ячеистых бетонов	0,000008

Коэффициенты линейного расширения кладки из других материалов допускается принимать по опытным данным. Коэффициент трения. При расчете кладки на срез (сдвиг) по неперевязанным сечениям, испытывающим нор-

мальные сжимающие напряжения, необходимо учитывать силы трения, препятствующие срезу кладки. Эти силы прямо пропорциональны нормальным сжимающим напряжениям и зависят от коэффициента трения  $f$ . В свою очередь, коэффициент трения зависит от вида материала и состояния соприкасающихся поверхностей. При расчетах его значения следует принимать по табл. 2.

Коэффициенты трения  $f$

Материал	Коэффициент трения $f$ при поверхности	
	сухой	влажной
Кладка по кладке или бетону	0,7	0,6
Дерево по кладке или бетону	0,6	0,5
Сталь по кладке или бетону	0,45	0,35
Кладка и бетон по песку или гравию	0,6	0,5
То же, по суглинку	0,55	0,4
То же, по глине	0,5	0,3

## ДЕФОРМАЦИИ КЛАДКИ

Виды деформаций. В каменных кладках различают деформации двух основных видов: продольные, развивающиеся, главным образом, вдоль направления действующих сил, и объемные, развивающиеся во всех направлениях под влиянием изменения температуры и усадки. Каменная кладка представляет собою упругопластическое тело, поэтому, начиная с малых напряжений, в кладках помимо упругих обратимых деформаций развиваются неупругие остаточные и частично обратимые деформации. При сжатии кладки продольными силами, кроме продольных, развиваются соответствующие им поперечные деформации. Силовые деформации в зависимости от характера приложения нагрузки и длительности ее действия подразделяются на следующие виды: 1. Кратковременные упругие, или мгновенные. К этим деформациям приближаются деформации, протекающие при очень быстром загрузении - в течение нескольких секунд от начала загрузения до разруше-

ния образца. При этом зависимость между напряжениями и деформациями приближается к линейной. 2. 1-ратковременные деформации, полученные в лабораторных условиях в течение 1 ч при поэтапном нагружении равными ступенями нагрузки до разрушения образца, 3, Деформации длительного действия нагрузки (даже в течение нескольких лет) . 4. Деформации от многократно повторяющегося действия нагрузки. Деформации большинства каменных материалов незначительны. Основную долю деформаций кладки составляют деформации раствора в швах кладки. В кладках из кирпича и стеновых камней, имеющих большое количество горизонтальных швов, деформации больше, чем в крупноблочных кладках. Деформации кладки на слабых растворах увеличиваются, особенно с ростом толщины горизонтальных швов. Деформативность кладок на прочных растворах зависит в основном от количества контактных прослоек между камнем и раствором шва, в которых не обеспечивается равномерное распределение напряжений. Деформациям кладки вдоль действия продольных сил способствуют усадочные деформации раствора, быстро нарастающие в начальный период его твердения, длительное действие нагрузки, а также постепенное разрушение материалов, составляющих кладку. Для определения деформативных свойств кладки в лабораторных условиях испытывают на центральное сжатие образцы столбы по методике, описанной в параграфе 19. По результатам этих испытаний устанавливают для данного вида кладки зависимость между напряжениями и деформациями, на основании которой определяют основные деформативные характеристики кладки (начальный модуль деформации, модуль деформации, упругости характеристику кладки и др.)

## **Устойчивость**

Для предупреждения опрокидывания стен, не имеющих верхней горизонтальной опоры (например, свободностоящие подпорные стены ,башни ,дымовые трубы), в процессе их возведения при очень малой продольной и значительной поперечной силе следует ,кроме расчета на прочность и

трещиностойкость, проверять их на устойчивость. Для обеспечения устойчивости конструкции необходимо, чтобы равнодействующая вертикальных и горизонтальных сил находилась в пределах сечения на достаточном расстоянии от его сжатого края, т.е. чтобы выполнялось условие

$$e_0 = M/N \leq m_1 y$$

где  $M$  – момент от расчетной поперечной нагрузки и внецентренно-приложенной нормальной силы;  $N$  – нормальная сила от расчетного собственного веса элемента с коэффициентом перегрузки 0.9, а для сооружений – по специальным указаниям;  $y$  – расстояние от центра тяжести элемента до края сечения в сторону эксцентриситета

**ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ.** В большинстве случаев в зданиях и сооружениях нагрузки на каменные конструкции передаются с эксцентриситетом, вследствие чего они испытывают внецентренное сжатие (рис. 1). При внецентренном сжатии, в зависимости от эксцентриситета приложения сжимающей силы, в сечениях элементов из упругих материалов согласно теории сопротивления материалов напряжения распределяются по линейному закону (рис. 1, а). В сечениях элементов из упругопластических материалов (каким является кладка) экспериментально установлено криволинейное распределение напряжений по сечению. При этом эпюра напряжений занимает промежуточное положение между треугольной и прямоугольной (рис. 1, б).

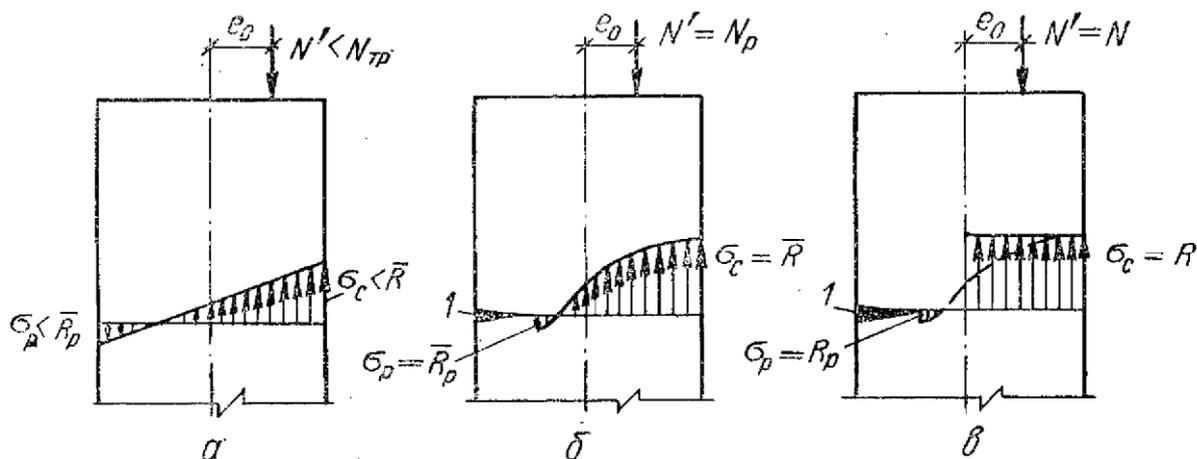


Рис. 1. Предельные эпюры напряжений при внецентренно сжатии:  
 а - по формулам сопротивления материалов; б – фактическая в кладке;  
 в – расчетная схема эпюры напряжений в кладке; 1 - трещина.

При значительных эксцентриситетах в кладке возникают растягивающие напряжения, которые приводят к образованию и даже раскрытию трещин в горизонтальных швах. Опытным путем установлено, что при появлении этих трещин, т. е. когда  $\sigma_p > \bar{R}_p$  кладка не разрушается до тех пор, пока прочность сжатой зоны сечения при увеличении нормальной силы не будет исчерпана, чем и определяется прочность кладки. Учитывая, что в момент разрушения вся сжатая зона сечения каменного элемента площадью  $F_c$  находится в стадии пластических деформаций, форму предельной эпюры напряжений сжатой зоны можно считать прямоугольной (рис. 1, в). Положение границы сжатой зоны  $F_c$  определяется из условия равенства нулю статического момента сжатой зоны относительно ее центра тяжести. При этом центр тяжести сжатой части сечения совпадает с точкой приложения внешней сжимающей силы  $N$ . На основании этих предпосылок внецентренно - сжатые элементы неармированной кладки рассчитывают по формуле

$$N \leq m_{дл} \varphi_1 R F_c \omega; \quad (1)$$

для прямоугольного сечения

$$N \leq m_{дл} \varphi_1 R F \left( 1 - \frac{2e_0}{h} \right) \omega, \quad (2)$$

где

$$\varphi_1 = \varphi \left[ 1 - \frac{e_0}{h} \left( 0,06 \frac{l_0}{h_0} - 0,2 \right) \right] \quad (3)$$

В формулах (1) -(3)  $m_{дл}$  - коэффициент, определяемый по формуле (4);

$$m_{дл} = 1 - \eta \frac{N_{дл}}{N} \left( 1 + \frac{1,2e_{0дл}}{h'} \right),$$

$\varphi$ - коэффициент продольного изгиба, определяемый при учете всей площади поперечного сечения элемента (как при центральном сжатии);  
 $R$  - расчетное сопротивление кладки сжатию;  $F_c$  - площадь расчет сжатой части сечения -коэффициент, определяемый по табл. 1 в зависимости от вида кладки и формы сечения элемента;  $\varphi_1$  -коэффициент продольного изгиба, определяемый при учете только сжатой части поперечного сечения элемента (рис. 2);  $F$ - площадь сечения

Значения коэффициента  $\omega$ 

Вид кладки	Значения $\omega$ для сечений	
	произвольной формы	прямоугольного
1. Для кладок всех видов, кроме указанных в п. 2 2. Из камней и крупных блоков, изготовленных из ячеистых и крупнопористых бетонов; из природных камней (включая бут); из бетонных пустотелых камней; из керамических камней с крупными пустотами	$1 + \frac{e_0}{3y} \leq 1,25$	$1 + \frac{e_0}{1,5h} \leq 1,25$
	1	1

Примечание.  $y$  — расстояние от центра тяжести элемента до края сечения в сторону эксцентриситета;  $h$  — высота сечения; если  $3y \leq 1,5h$ , при определении  $\omega$  вместо  $3y$  принимается  $1,5h$ .

элемента;  $e_0$  - эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сечения;  $h$  - высота сечения (в направлении действия изгибающего момента);  $l_0$  - расчетная высота элемента;  $h_3 = 3,5 (r - \text{радиус инерции в направлении действия изгибающего момента})$ . Для прямоугольного сечения  $h_3 = h$ . При больших эксцентриситетах ( $e_0 > 0,45 y$ ) площадь сжатой части таврового сечения можно определять приближенно по формуле

$$F_c = 2(y - e_0)b, \quad (5)$$

где  $y$  расстояние от центра тяжести сечения до наиболее сжатой грани (до края сечения в сторону эксцентриситета);  $b$  ширина сжатой части сечения. При расчете несущих и самонесущих стен толщиной 25 см и менее необходимо учитывать случайный эксцентриситет: для

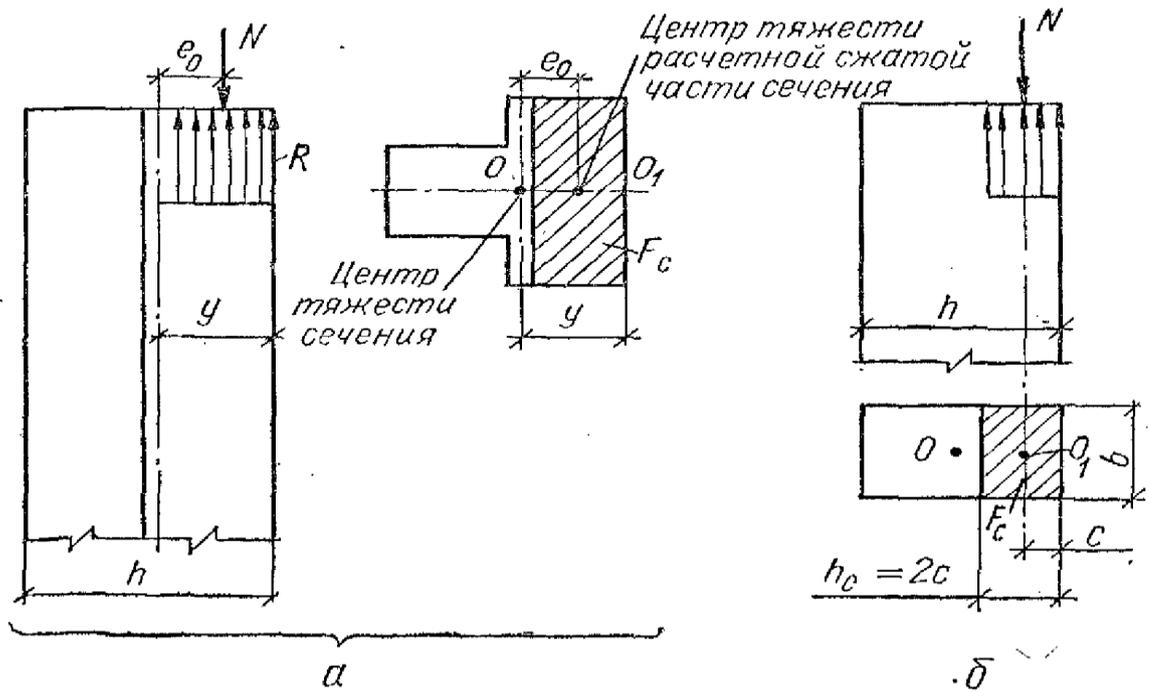


Рис. 2. Расчетная сжатая часть сечения при внецентренном сжатии (заштрихована): а - таврового; б -прямоугольного. несущих стен - 2 см, для самонесущих стен, а также для отдельных слоев трехслойных несущих стен - 1 см, и суммировать его с эксцентриситетом продольной силы.

Наибольший эксцентриситет (с учетом случайного) во внецентренно - сжатых конструкциях без продольной арматуры в растянутой зоне не должен превышать для основных сочетаний нагрузок  $0,9 y$  (в стенах толщиной 25 см и менее -  $0,8 y$ ); для особых -  $0,95 y$  ( $0,85 y$ ) . При этом расстояние от точки приложения силы до более сжатого края сечения для несущих стен и столбов должно быть не менее 2 см.

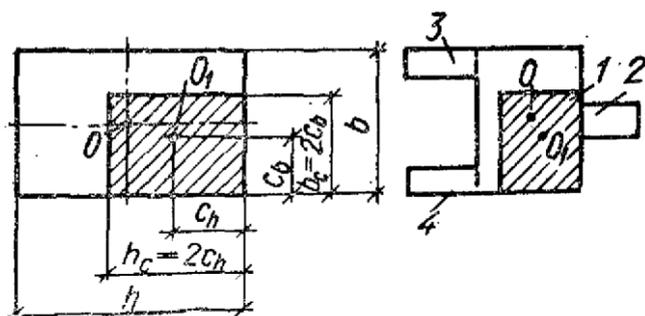


Рис. 3. Расчетная сжатая часть сечения кладки при косом внецентренном сжатии: а - прямоугольного; сложного, б- 2 -- 4 - площади, не учитываемые в рас-

чете

При косом внецентренном сжатии элементы рассчитывают по формуле (1). В этом случае площадь сжатой части сечения принимают в виде принимают в виде прямоугольника принимают в виде принимают в виде прямоугольника, центр тяжести которого должен совпадать с точкой приложения силы и две стороны должны быть ограничены контуром сечения элемента (рис. 3). При этом  $h_c = 2c_h$ ,  $b_c = 2c_b$ ,  $F_c = 4c_h c_b$ , где  $c_h$  и  $c_b$ , расстояния от точки приложения этой силы до ближайших границ сечения. Расчет производится с учетом эксцентриситета в направлении  $h$  и в направлении  $b$  при  $\omega$ ,  $\varphi$  и  $m_{дл}$ , а за расчетную несущую способность принимается меньшая из двух величин.

где  $R_{ср}$  - расчетное сопротивление срезу (касательное сцепление) по перевязанному сечению каменной кладки;  $l$  - длина заполнения панели каркаса;  $h$  - толщина заполнения  $a = 0,4$  - для кладки из сплошного кирпича,  $a = 0$  для кладки из пустотелого кирпича, для кладки из других камней значение  $a$  принимается по экспериментальным данным;  $l/H$  ( $H$  - высота этажа);  $\gamma$  - коэффициент, учитывающий влияние проема; для сплошного заполнения  $\gamma = 1$ ; для заполнения с проемом шириной  $l_1 \leq 0,6 l$  и высотой  $H_1 = 0,65 H$  (рис. 1, б) при условии  $H_1 / l_2 \leq 2$  ( $l_2$  - ширина простенка) коэффициент  $\gamma$  определяется по формуле

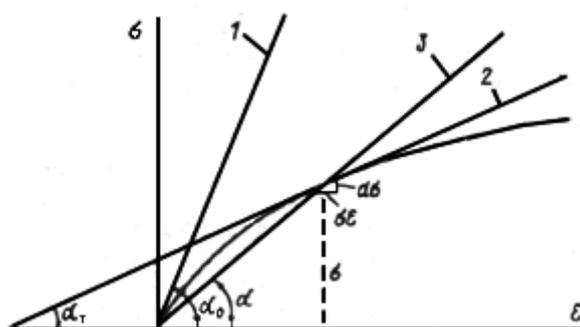
$$\gamma = 0,5 \{ 1 - 1,54 [ 1 - 0,25 ( 1 - l_1 / l ) ] H_1 / H \}$$

При проектировании зданий с заполнением железобетонных или металлических каркасов каменной кладкой жесткость зданий должна удовлетворять следующим требованиям: горизонтальные перемещения верха здания по отношению к отметке верха фундамента, определяемые без учета поворота фундамента, не должны превышать 1/1000, с учетом поворота фундаментов -

1/750 высоты здания; перекосы панелей каркаса, заполненных каменной кладкой, вызванные поперечной силой, должны быть не более 1/1500.

### 1.3 Модуль деформации каменных кладки

Модули упругости и деформации кладки из природных камней допускается принимать по специальным указаниям, составленным на основе результатов экспериментальных исследований, утвержденным госстроем. Зависимость между напряжениями и деформациями криволинейна, модуль деформаций не является величиной постоянной (черт.1).



Черт.1. Модуль деформаций

1 - начальный модуль деформаций (модуль упругости)  $E_0 = \operatorname{tg} \alpha_0$ ;

2 - касательный модуль деформаций  $E_{\tan} = \operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ ; 3 - средний (секущий)

модуль деформаций  $E = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma}{\varepsilon}$

Различают:  $E_0$  - начальный модуль деформаций (модуль упругости) кладки, соответствующий малым напряжениям ( $\sigma < 0,3 R_u$ ). Величина  $E_0$  определяется по формуле

$$E_0 = \alpha R_u; \quad (9)$$

касательный модуль деформаций (действительный)

$$E_{\text{тан}} = d\sigma / d\varepsilon; \quad (10)$$

средний (секущий) модуль деформаций

$$E = \sigma / \varepsilon \quad (11)$$

При зависимости между напряжениями и деформациями по формуле (8) модули деформаций определяются по формуле

$$E_{\text{тан}} = E_0 (1 - \sigma / 1,1R_{\text{в}}) \quad (12)$$

При расчете конструкций с учетом длительного приложения нагрузки наиболее важной характеристикой является предельная полная деформация кладки  $\varepsilon_{\text{в}}$  (соответствующая  $t \rightarrow \infty$ ). Значение этой величины различно для разных видов бетонов и кладок. Для практических расчетов значения  $\varepsilon_{\text{в}}$  нормированы и определяются умножением упругой деформации  $\sigma / E_0$  на коэффициенты  $\nu$ , зависящие от вида кладки (см. п.[3.23]). Нормированные значения  $\nu$  относятся к деформациям при напряжениях  $\sigma \leq 0,5R_{\text{в}}$ . При этих значениях напряжений деформации ползучести в основном развиваются в течение первого года после загрузки и затем постепенно затухают. При больших напряжениях деформации ползучести затухают медленнее, а при напряжениях, превышающих предел длительного сопротивления  $R_{\text{г}}$ , скорость деформаций с течением времени увеличивается и наступает разрушение. Скорость нарастания деформаций зависит от вида материалов и качества кладки, возраста кладки и момента ее загрузки, размеров сечения кладки и определяется по п.[3.23].

Деформации усадки кладки из глиняного обожженного кирпича и керамических камней не учитываются. Деформации усадки кладки из силикатного кирпича и камней, бетонных камней и блоков принимаются по п.[3.26].

## 1.4 Энергоэффективность каменной кладки

Лидирующее место среди материалов для возведения стен дома занимает кирпич. Кирпичная кладка позволяет построить крепкий, красивый и долговечный дом, а если его утеплить минватой снаружи, то и энергоэффективный. Очень много литературы описывает процесс кладки, но ни одна книга или видеоурок не сделают из вас профессионального каменщика. Мастерство красиво класть кирпич приходит с опытом и обучиться этому можно только непосредственно принимая участие в работе. В этой статье мы рассмотрим виды кирпичей, способы кладки, познакомимся с требованиями и правилами проведения этих работ.

Сплошную кладку кирпича с экономической точки зрения рекомендуется выполнять для возведения узких простенков (толщиной 0,5-0,7 м) несущих стен, а так же для внутренних перегородок шириной не меньше 25 см. Наружные стены можно выполнять из пустотелого кирпича, что повысит теплоизоляцию и уменьшит толщину стены до 51 см, хотя расход материала все-равно остается очень большим. Изготовление наружных стен из полнотелого материала толщиной в 2,5 кирпича (64 см) экономически невыгодно и более того не удовлетворяют СНиП.

Кладка с трехрядными диафрагмами позволяет значительно сэкономить на материале и повысить теплоизоляцию стен. Каждые пять продольных рядов перевязываются тремя горизонтальными, образуя диафрагму. Образовавшиеся пустоты заполняют утеплителем или легким бетоном.

Колодезная кладка представляет собой параллельные стенki, соединенные вертикальными диафрагмами. В этом случае необходимо устраивать армированную сеткой цементную стяжку, через каждые пять рядов. Кирпично-бетонная анкерная кладка по своему исполнению похожа на колодезную, но не имеет вертикальных диафрагм. Анкеровку обеспечивают тычковые ряды, которые направлены во внутрь. Пространство между стенками заполняется

легким бетоном. Кладка с воздушной прослойкой укладывается по средствам многорядной перевязки. Воздушный промежуток составляет около 50 мм и играет роль теплоизоляции. Его можно заполнить теплоизоляционным материалом и улучшить изоляционные свойства. Утепляющую прослойку разделяют через каждые пять рядов тычковым рядом. Облегчённая трёхслойная кладка с плитным утеплителем состоит из основной кладки (толщина 38 см для полнотелого или 25 для пустотелого кирпича), утеплителя (примерно 10 см) и облицовочной кладки. Две параллельные кладки имеют между собой металлические или специальные пластиковые связи. Такой вариант является самым предпочтительным из всех вышеперечисленных и очень распространён среди строителей. Технология напоминает конструкцию теплоблока и строительство дома из него. Осталось определить несколько основных требований за выполнением которых необходимо следить при проведении работ. Не всегда работники про них знают, а некоторым просто лень их выполнять:

- кладку цоколя здания необходимо производить полнотелым красным кирпичом, силикатный применять запрещено;

- дымоходы дома, стены ванной комнаты и других помещений с повышенной влажностью, так же следует выкладывать из красного кирпича;

- гидроизоляцию фундамента дома следует выполнять двойную - по два слоя рубероида прокладывается на высоте 20 см от уровня отмостки и после завершения цоколя ( не менее 50 см от отмостки);

- прочность кирпичной стены повышается если ее армировать кладочными сетками примерно через каждые пять рядов;

- обязательным условием является контроль горизонтальности периметра кладки. В случае отсутствия на каждом углу специальных отметок уровня, то это значит, что каменщик пренебрегает этим правилом;

- плиты перекрытий должны опираться только на тычковый ряд, т.е. под плитой в любой комнате мы должны видеть только тычки;

### **1.5 Выводы на главе.**

На основе выполненного литературного обзора на первой главе определяет цели и задачи диссертационной работы.

Напряженно –деформированное состояние каменной кладки в многоэтажных комплексных зданиях влияет на работу каркаса здания. Степень влияния изучено недостаточно. В многоэтажных кирпичных зданиях расчет ведется двумя способами.

Как каркасное здания без учета работы каменной кладки. Как здания каркасное с деформированное состояние рамой жесткости. Требование к этим схемам различное и не учитывается работы кирпичной кладки. Целью диссертационной работы является сопоставление различных конструктивных расчет и учет работы каменной кладки.

1.Разработка метода определения модуль упругости каменной кладки с учета пространственной работы.

2.Расчет и сопоставления конструктивных схем рамное и рамно-связевой системы с учет место связей каменной кладки.

3.Разработанный предложенный учета работы каменной кладки при расчете многоэтажных кирпичные зданий.

## Глава 2

### 2.1 Расчет рамы без учета каменной кладки

В качестве примера каркасное здания жилого дома по улице Рудаки на против жилых домов №108-112 в г Самарканде.

#### Объемно-планировочное решение

Здание в плане прямоугольное. Размерам в осях 52,8x18,8 м. Высота помещений - 28 м.

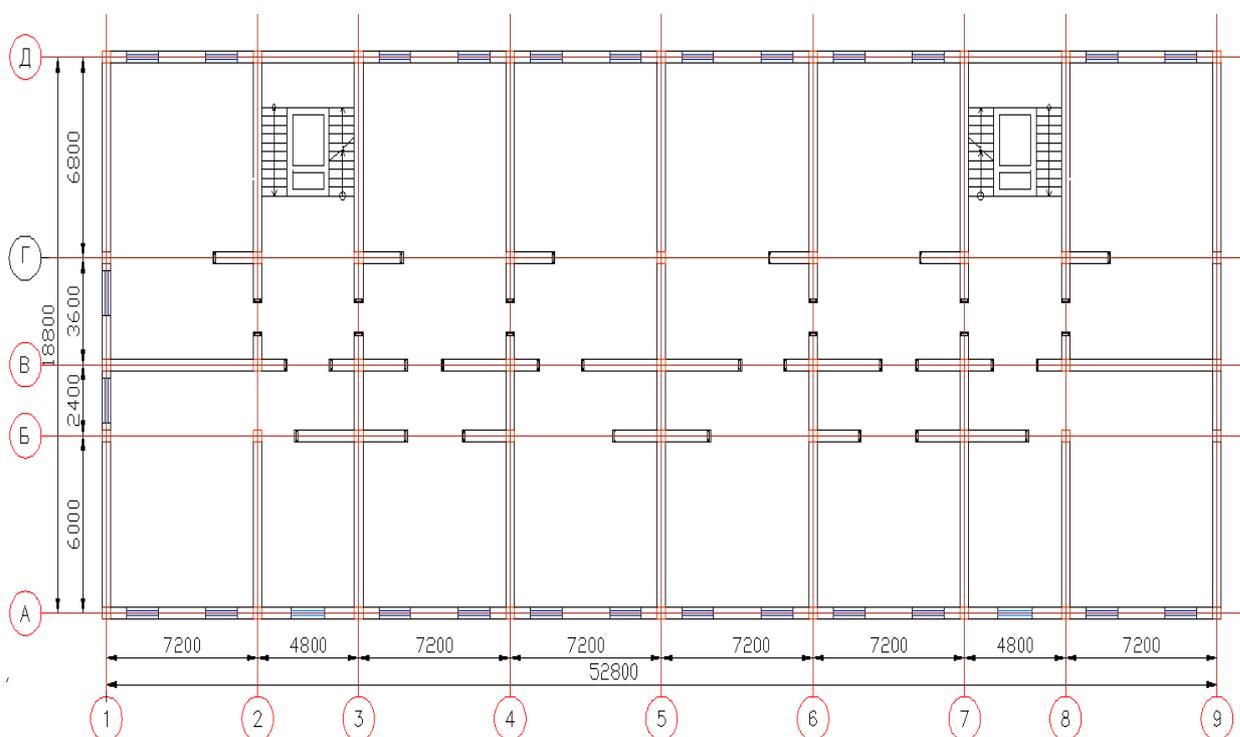
Конфигурация здания продиктована планировочно-конструктивным решением, функциональным зонированием, ориентацией.

### ПРОСТРАНСТВЕННЫЙ РАСЧЕТ РАМЫ

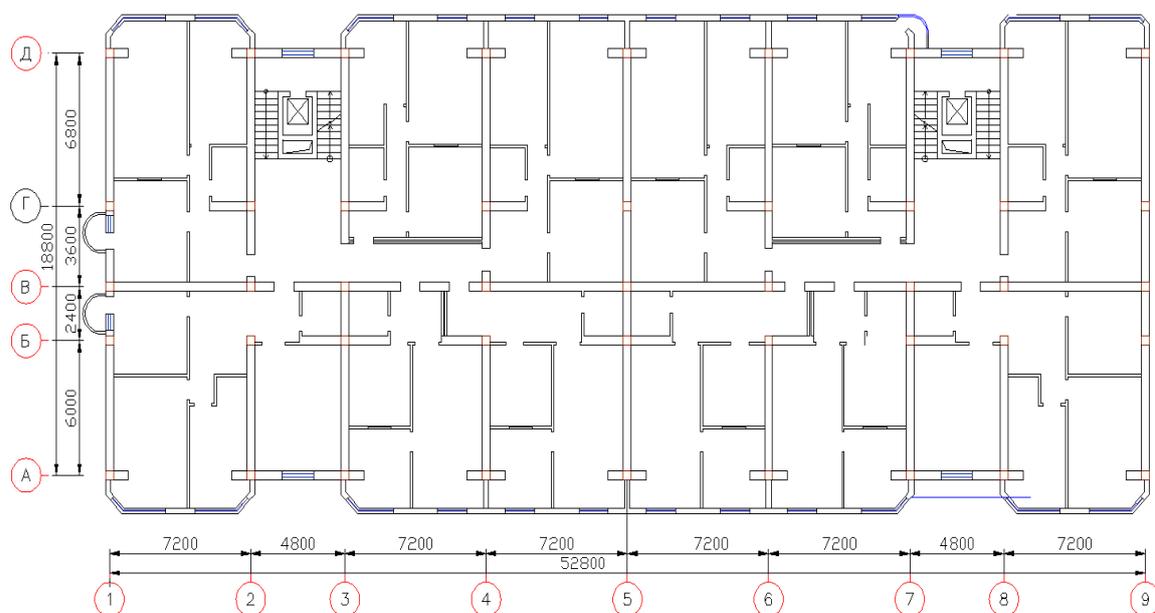
#### Исходные данные

Конструктивная схема здания – каркасная с поперечными несущими ригелями.

Геометрические размеры расположения колонн, ригелей показаны на рис. 1 и 2.



План подвала



План типового этажа здания

Таблица 1.

### Сбор нагрузок на 1 м<sup>2</sup> плиты

№	Наименование конструкции	Нормативная нагрузка, кг/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
1	<b>На покрытие здания</b>			
	<b>Постоянная</b>			
	Вес конструкции крыши, включая стропилу, обрешетку и кровли (металлочерепица)	26	1,2	31,2
	Цементно-песчаная стяжка $\gamma = 2000 \text{ кг/м}^3$ , $\delta=30$ мм	60	1,2	72
	Теплоизоляция керамзитовый гравий $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$ , $\delta=100$ мм	60	1,3	78
	Пароизоляция, 1 слой рубероид	5	1,2	7,0
	Перегородки	150	1,1	165
	Железобетонная многпустотная плита приведенной толщиной 12 см	300	1,1	330
	Всего, постоянная			<b>683</b>
	<b>Временная</b>			
	Снеговая	50	1,4	<b>70</b>
2	<b>На междуэтажное перекрытие этажей</b>			
	Покрытие из ламинита $\delta = 8 \text{ мм}$ , $\gamma = 1000 \text{ кг/м}^3$	8	1,1	8,8
	Цементно-песчаная стяжка $\gamma = 2000 \text{ кг/м}^3$ , $\delta=30$ мм	60	1,2	72
	Теплоизоляция керамзитовый гравий $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$ , $\delta=100$ мм	60	1,3	78
	Пароизоляция, 1 слой рубероид	5	1,2	7,0

Перегородки	150	1,1	165
Железобетонная многопустотная плита приведенной толщиной 12 см	300	1,1	330
Всего, постоянная			<b>661</b>
<b>Временная всего</b>	<b>150</b>	1,3	<b>195</b>
в том числе длительная	<b>30</b>	1,3	<b>39</b>
в том числе кратковременная	<b>120</b>	1,3	<b>156</b>

Таблица 2.

### Линейная нагрузка на ригель рамы от плит перекрытий, кг/м

Перекрытие	Нагрузка кг/м <sup>2</sup>	при ширине грузовой площади, м			
		7.2/2= 3.6	7,2	(7,2+4,8)/2= 6	3
<i>покрытие</i>	постоянная – <b>683</b>	2459	4918	4098	2049
	кратковременная – <b>70</b>	252	504	420	210
<i>междуэтажное перекрытие</i>	постоянная – <b>661</b>	2380	4760	3966	1983
	временная длит. – <b>39</b>	140	280	234	117
	кратковременная – <b>156</b>	562	1124	936	468

Нагрузки от собственного веса ригелей, колонн и вычисляется по заранее заданным геометрическим размерам программным комплексом «Лира»

Равномерно распределенная нагрузка на ригель от сплошной кирпичной кладки высотой  $h = 2,7$  м с учетом штукатурки.

$$g_{ст} = \delta \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,40 \times 2,7 \times 1,8 \times 1,1 = 2,14 \text{ т/м.}$$

Равномерно распределенная нагрузка на ригель от кирпичной кладки при заполнение проемов на 25%

$$g_{ст} = \delta \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,40 \times 2,7 \times 1,8 \times 1,1 \times (1 - 0,25) = 1,60 \text{ т/м.}$$

Горизонтальное давление от собственного веса грунта на глубине 6,0 м от поверхности земли.

$$H_{грунт} = \gamma \cdot h \cdot \lambda_h \cdot \gamma_f = 1,64 \times 6,0 \times 0,41 \times 1,1 = 2,201 \text{ т/м} = 4,43 \text{ т/м}^2$$

где  $\lambda_h = 0,41$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от угла внутреннего трения грунта  $\varphi=21^0$ ;  $\gamma = 1.64 \text{ т/м}^3$  – плотность грунта.

**Ветровая нагрузка** принимается приложенной в виде распределенной нагрузки в пределах высоты стойки; Давление ветра на конструкции выше верха стойки заменяется сосредоточенной силой  $W$ , приложенный на уровне верха стойки отметки 23,1 м (до отметки 28,1 м).

Расчетную ветровую нагрузку на колонны рамы определяем по формуле:

$$V = \omega_n * k * C * B * \gamma_f,$$

где  $C$  - аэродинамический коэффициент;  $C= 0,8$  - с наветренной стороны,  $C = -0,6$  - с заветренной стороны;

$B$  - ширина грузовой площади рамы;

$\gamma_f = 1,4$  - коэффициент надежности по нагрузке;

$k$  - коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора по высоте. Для местности типа «В» - городская местность :  $k=0,65$  до высоты 10 м;.

$\omega_0 = 38.00 \text{ кг/м}^2$  – скоростной напор ветра. Ветровой район - III

Давление ветра на стойку собирается с вертикальной полосы различной ширины. Подсчет приведено в таблице

Таблица 4.

Высота, (м)	Расчетная нагрузка, (кг/м <sup>2</sup> )	Линейная нагрузка на колонны при грузовой площади шириной		
		3,6	7,2	6
		С наветренной стороны		
0.00	26.88	97	194	161
3.30	26.88	97	194	161
6.60	26.88	97	194	161

9.90	26.88	97	194	161
13.20	30.11	108	217	181
16.50	33.43	120	241	201
19.80	36.76	132	265	221
23.10	39.56	142	285	237
26.40	42.34	152	305	254
28.00	43.68	157	314	262
		С подветренной стороны		
0.00	-20.15	-73	-145	-121
3.30	-20.15	-73	-145	-121
6.60	-20.15	-73	-145	-121
9.90	-20.15	-73	-145	-121
13.20	-22.57	-81	-163	-135
16.50	-25.06	-90	-180	-150
19.80	-27.56	-99	-198	-165
23.10	-29.66	-107	-214	-178
26.40	-31.74	-114	-229	-190
28.00	-32.75	-118	-236	-197

**Сейсмическая нагрузка.** Сейсмичность согласно карте микросейсмо-районирования г. Самарканда – 8 баллов. Индекс региона принята IV. Категория грунта II. При определении сейсмических нагрузок постоянные нагрузки умножается на коэффициент 0,9; длительно-действующие – 0,8 и кратковременные – 0,5 (ветровая нагрузка при этом не учитывается). Сейсмика действует в поперечном и в продольном направлениях.

В соответствии с КМК 2.01.03-95 для ввода исходных данных приняты следующие параметры:

$\alpha = 0,5$  - коэффициент, определяемый по таблице 2.7 КМК [2] в зависимости от сейсмичности площадки строительства (при 8 баллах);

$\delta = 0,3$  декремента колебаний по таблице 2.9 КМК [2];

$K_p = 1,0$  - коэффициент регулярности, определяемый в соответствии с требованиями п. 2.25 и табл. 2.12 КМК [2]

$K_o = 1,0$  - коэффициент ответственности, определяемый по таблице 2.3 КМК [2];

$K_{эт} = 1,3$  - коэффициент этажности, определяемый в соответствии с требованиями п. 2.17 по таблице 2.10 КМК [2];

$K_{п} = 1,0$  – коэффициент повторяемости, определяемый по таблице 2.4 КМК [2] при интенсивности землетрясений 8 баллов и интервале повторяемости 500 лет;

$\mu = 5$  – величина предельной относительной неупругой деформации для колонн и  $\mu = 7,5$  для ригелей зданий с железобетонным каркасом.

Расчетные длины колонн:  $L_x = 1,0 * H$

Значение коэффициента условий работы по материалу  $m_{кр}$  при расчете конструкций на прочность и устойчивость, в соответствии с п. 2.30 и табл. 3.13 КМК [2], принято  $m_{кр} = 1,2$ . При проверке прочности наклонных сечений колонн принято  $m_{кр} = 1,0$ .

Подготовленные исходные данные заносились в файл исходной информации, который транспортировался в среду ЛирВизор, где выполнялся расчет рамы на статические и динамические воздействия. Файл полученных результатов затем транспортировался в среду ЛирАрм, в которой выполнялся расчет армирования элементов.

#### Характеристики материалов

Бетон класса В15 (марки М200):  $R_b = 8.5$  МПа ( $86,7$  кг/см<sup>2</sup>);  $E_b = 23 \times 10^3$  МПа ( $235000$  кг/см<sup>2</sup>)

Арматура: - для продольной рабочей арматуры А-III, диаметром 10 мм и более :  $R_s = 365$  МПа ( $3750$  кг/см<sup>2</sup>)  $E_s = 20 \times 10^4$  МПа ( $200000$  кг/см<sup>2</sup>)

- для поперечной арматуры А-I диаметром 8 мм:  $R_s = 365$  МПа (3750 кг/см<sup>2</sup>)  $E_s = 20 \times 10^4$  МПа (200000 кг/см<sup>2</sup>).

Геометрические размеры колонн и ригелей

- 1) Колонны квадратного сечения с размерами 40x40 см.
- 2) Поперечные ригели с размерами 40x40 см.
- 3) Продольные ригели 40x40 см, продольные связевые ригели сечением (hxb) 22x40 см.
- 3) Фундамент – сплошная плита толщиной 600 мм.

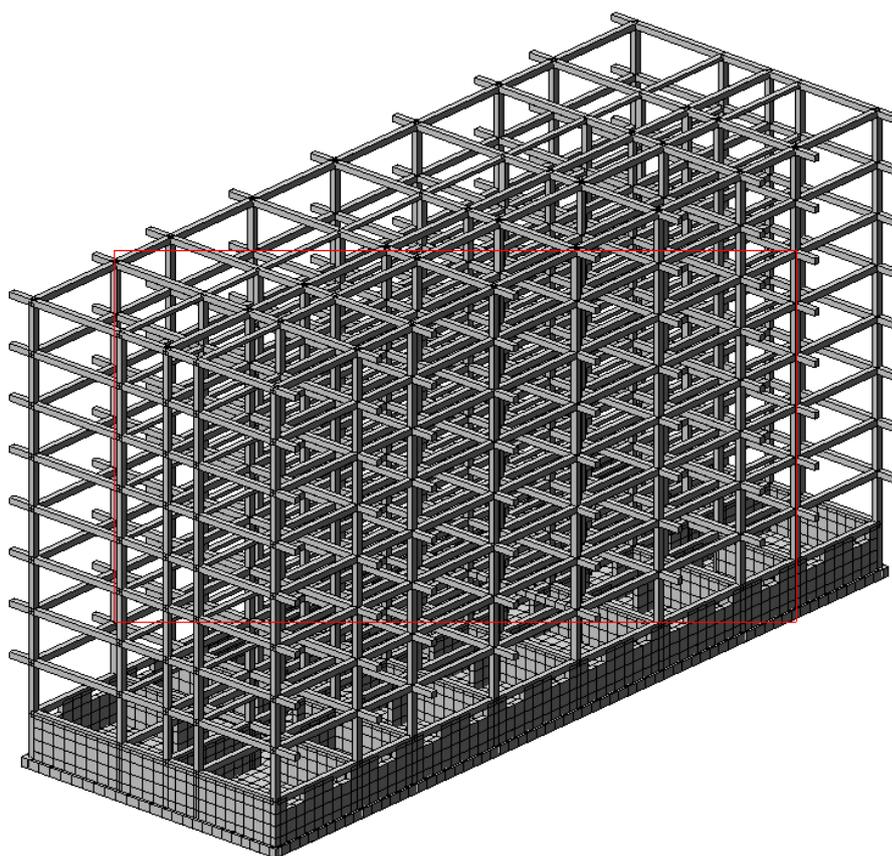


Рис. 2. Пространственный каркас здания

**Расчет пространственной системы на статические и динамические воздействия с выбором расчетных сочетаний усилий**

Расчет пространственной системы на статические и динамические воздействия выполнен программным комплексом "ЛИРА".

Армирование сечений элементов рам выполнен программным комплексом "ЛИР.АРМ".

В основу расчета положен метод конечных элементов в перемещениях. В качестве основных неизвестных приняты следующие перемещения узлов:

X линейное по оси X

Y линейное по оси Y

Z линейное по оси Z

UX угловое вокруг оси X

UY угловое вокруг оси Y

UZ угловое вокруг оси Z

В ПК "ЛИРА" реализованы положения следующих разделов СНиП (с учетом изменений на 1.01.97):

КМК 2.01.07-96. Нагрузки и воздействия.

КМК 2.03.01-96. Бетонные и железобетонные конструкции.

КМК 2.01.03-96. Строительство в сейсмических районах.

В расчетную схему включены следующие типы элементов:

Тип 10. Универсальный пространственный стержневой КЭ.

Тип 41. Универсальный прямоугольный КЭ оболочки.

При выборе расчетных сочетаний усилий учитывались следующие характеристики загружений:

загружение 1 - статическое загружение. Данное загружение учитывается как постоянная нагрузка.

загружение 2 - статическое загружение. Данное загружение учитывается как временна-длительная нагрузка.

загружение 3 - статическое загружение. Данное загружение учитывается как кратковременная нагрузка.

загружение 4 - статическое нагружение. Данное нагружение учитывается как кратковременная нагрузка. Данное нагружение является знакопеременным.

загружение 5 - динамическое (сейсмика КМК 2.01.03-96). Данное нагружение учитывается как сейсмическая нагрузка. Данное нагружение является знакопеременным и действует поперек здания.

загружение 6 - динамическое (сейсмика КМК 2.01.03-96). Данное нагружение учитывается как сейсмическая нагрузка. Данное нагружение является знакопеременным и действует в дол здания.

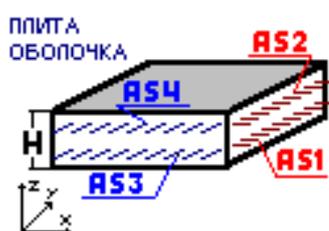
Загружения 4, 5 и 6 взаимоисключающие.

### Краткое описание модулей армирования

Модуль **ОБОЛОЧКА** предназначен для подбора арматуры железобетонных элементов, в которых действуют изгибающие и крутящие моменты, осевые и перерезывающие силы (элементы оболочки). Подбор продольной арматуры осуществлен исходя из условий прочности и трещиностойкости по направлениям X и Y на один погонный метр.

В таблице результатов в первую строку заносятся результаты подбора арматуры по условиям трещиностойкости, а во вторую - по условиям прочности. Если подбор арматуры по условиям трещиностойкости не был заказан, в таблицу результатов выводится только вторая строка.

Результаты подбора продольной арматуры:



- **AS1** - площадь нижней арматуры по направлению X ( $\text{см}^2/\text{м}$ );
- **AS2** - площадь верхней арматуры по направлению X ( $\text{см}^2/\text{м}$ );
- **AS3** - площадь нижней арматуры по направлению Y ( $\text{см}^2/\text{м}$ );

- **AS4** - площадь верхней арматуры по направлению Y (см<sup>2</sup>/м);

Подбор поперечной арматуры осуществляется исходя из величины перерезывающей силы по направлениям X и Y на один погонный метр. Результаты подбора поперечной арматуры - площадь арматуры по направлениям X и Y при шагах 15,20,30 см.

Для подобранной арматуры по условиям трещиностойкости определяется ширина продолжительного и кратковременного раскрытия трещин. Ширина раскрытия трещин определяется по направлениям X и Y, и в таблицу заносится большее значение.

- **ПОПЕРЕЧНАЯ АРМАТУРА** - площади поперечной арматуры при шагах 15,20,30 см

Для пластин (см<sup>2</sup>/пм):

- ASW1 - поперечная арматура по направлению X;
- ASW2 - поперечная арматура по направлению Y;

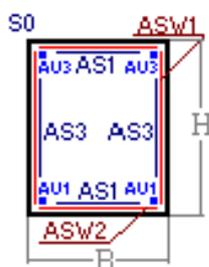


Схема симметричного армирования

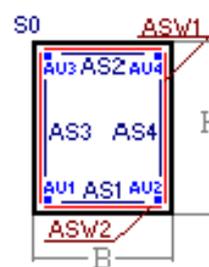


Схема несимметричного армирования

• **ПРОДОЛЬНАЯ АРМАТУРА** - площади подобранной продольной арматуры и процент армирования.

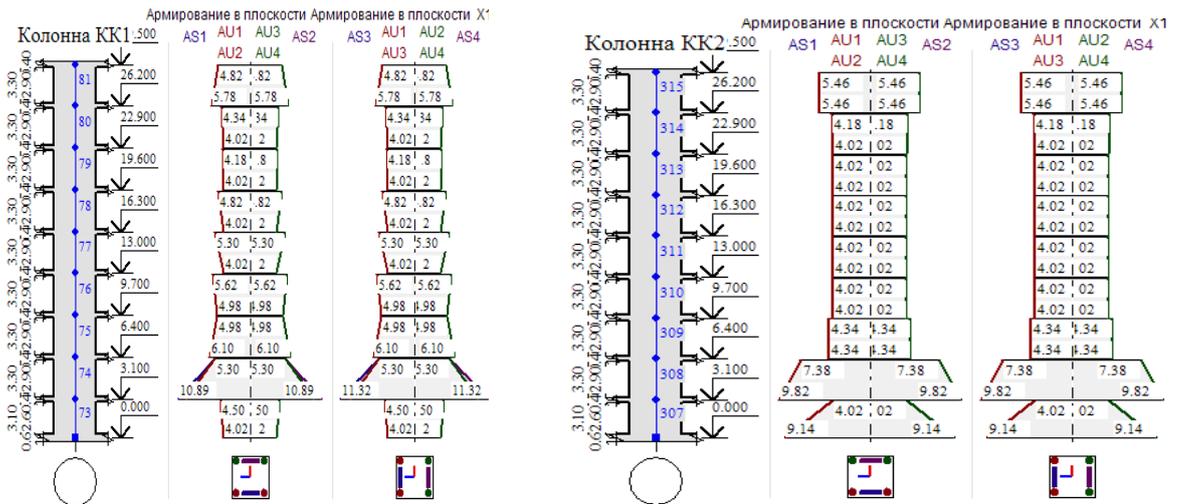
- **AU1** - площадь угловой нижней продольной арматуры (в левом нижнем угле сечения);

- **AU2** - площадь угловой нижней продольной арматуры (в правом нижнем угле сечения);
- **AU3** - площадь угловой верхней продольной арматуры (в левом верхнем угле сечения);
- **AU4** - площадь угловой верхней продольной арматуры (в правом верхнем угле сечения);
- **AS1** - площадь нижней продольной арматуры;
- **AS2** - площадь верхней продольной арматуры;
- **AS3** - площадь боковой продольной арматуры (у левой кромки сечения);
- **AS4** - площадь боковой продольной арматуры (у правой кромки сечения);

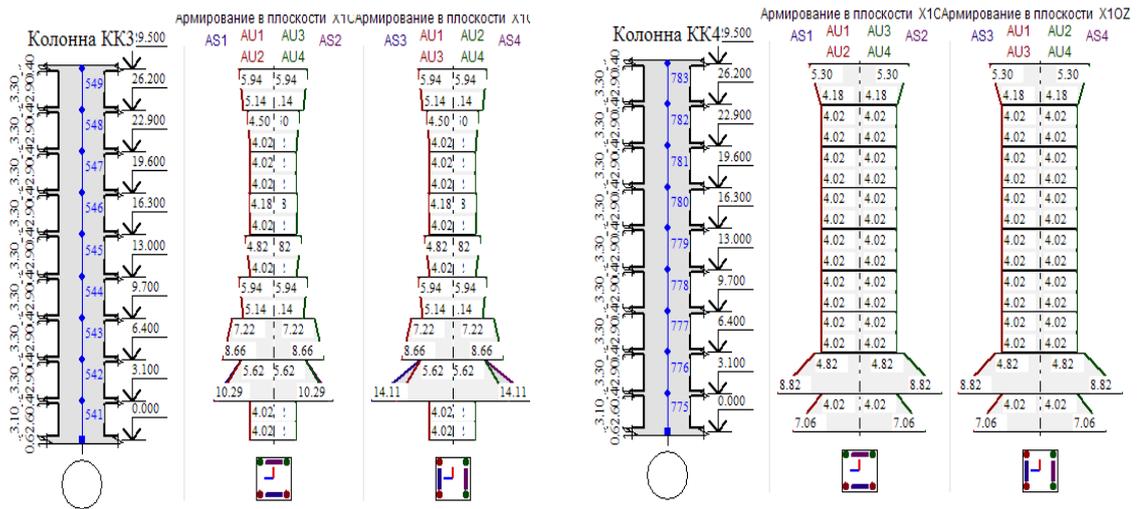
### Результаты армирование

	КБ1	КБ1	КБ1	КБ1	КБ1	КБ1
КК1		КК2	КК3	КК4		КК5
КБ2						
КК1		КК2	КК3	КК4		КК5
КБ3						
КК1		КК2	КК3	КК4		КК5
КБ4						
КК1		КК2	КК3	КК4		КК5
КБ5						
КК1		КК2	КК3	КК4		КК5
КБ6						
КК1		КК2	КК3	КК4		КК5
КБ7						
КК1		КК2	КК3	КК4		КК5
КБ8						
КК1		КК2	КК3	КК4		КК5
	КБ9	КБ9	КБ9	КБ9	КБ9	
КК1		КК2	КК3	КК4		КК5

Нумерация конструктивных элементов рамы по оси «1» и «9»



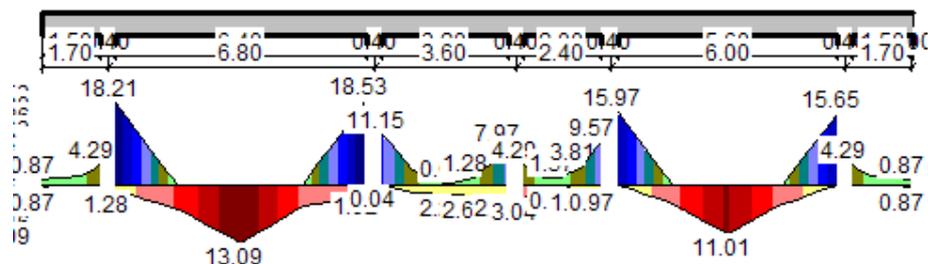
## Площадь продольной арматуры конструктивных элементов KK1 и KK2



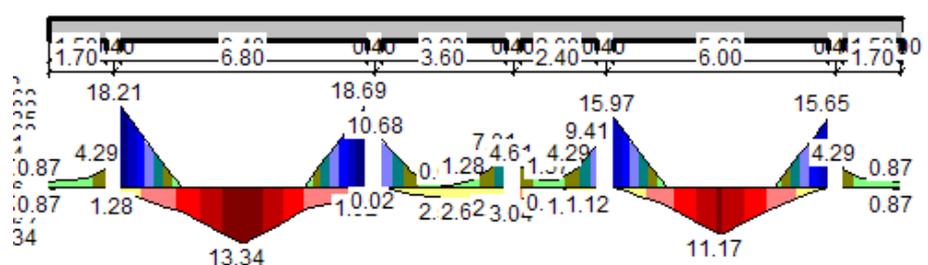
## Площадь продольной арматуры конструктивных элементов KK3 и KK4



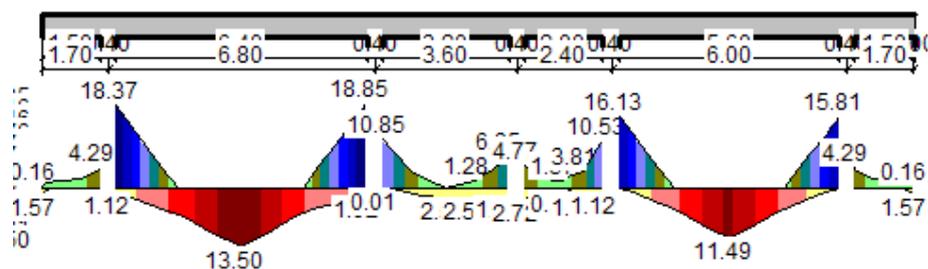
Площадь продольной арматуры конструктивного элемента КБ3



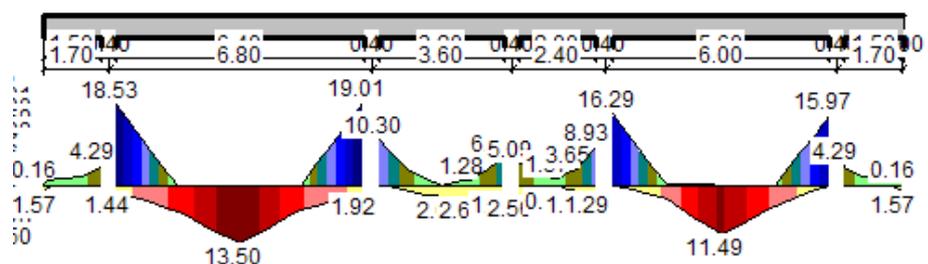
Площадь продольной арматуры конструктивного элемента КБ4



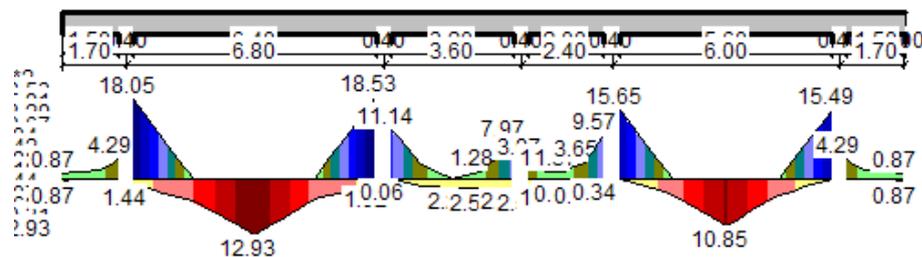
Площадь продольной арматуры конструктивного элемента КБ5



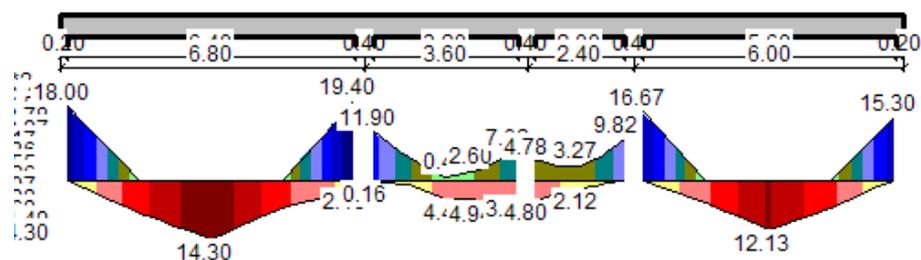
Площадь продольной арматуры конструктивного элемента КБ6



## Площадь продольной арматуры конструктивного элемента КБ7



## Площадь продольной арматуры конструктивного элемента КБ8



## Площадь продольной арматуры конструктивного элемента КБ9

### 2.2 Расчет с учетом модуль деформации кладки

В качестве примера каркасное здания жилого дома по улице Рудаки на против жилых домов №108-112 в г Самарканде.

#### Объемно-планировочное решение

Здание в плане прямоугольное. Размерам в осях 52.8x18,8 м. Высота помещений - 28 м.

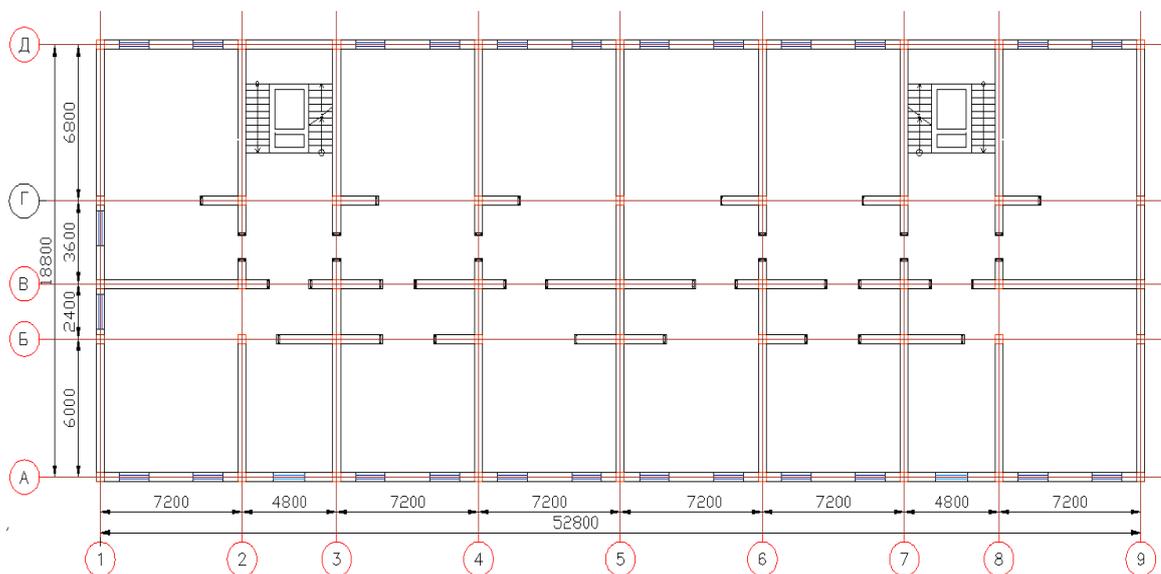
Конфигурация здания продиктована планировочно-конструктивным решением, функциональным зонированием, ориентацией.

### ПРОСТРАНСТВЕННЫЙ РАСЧЕТ РАМЫ

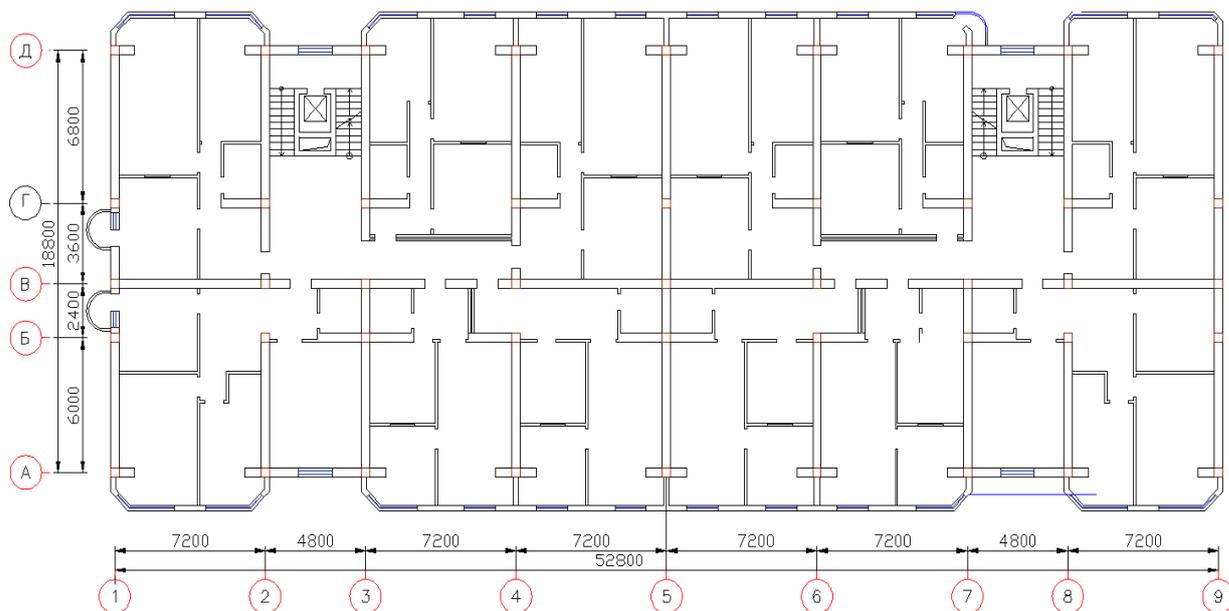
#### Исходные данные

Конструктивная схема здания – каркасная с поперечными несущими ригелями.

Геометрические размеры расположения колонн, ригелей показаны на рис. 1 и 2.



План подвала



План типового этажа здания

Таблица 1.

## Сбор нагрузок на 1 м<sup>2</sup> плиты

№	Наименование конструкции	Нормативная нагрузка, кг/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
1	<b>На покрытие здания</b>			
	<b>Постоянная</b>			
	Вес конструкции крыши, включая стропилу, обрешетку и кровли (металлочерепица)	26	1,2	31,2
	Цементно-песчаная стяжка $\gamma = 2000$ кг/м <sup>3</sup> , $\delta=30$ мм	60	1,2	72
	Теплоизоляция керамзитовый гравий $\gamma =600$ кг/м <sup>3</sup> , $\delta=100$ мм	60	1,3	78
	Пароизоляция, 1 слой рубероид	5	1,2	7,0
	Перегородки	150	1,1	165
	Железобетонная многопустотная плита приведенной толщиной 12 см	300	1,1	330
	Всего, постоянная			<b>683</b>
	<b>Временная</b>			
	Снеговая	50	1,4	<b>70</b>
2	<b>На междуэтажное перекрытие этажей</b>			
	Покрытие из ламинита $\delta = 8$ мм, $\gamma = 1000$ кг/м <sup>3</sup>	8	1,1	8,8
	Цементно-песчаная стяжка $\gamma = 2000$ кг/м <sup>3</sup> , $\delta=30$ мм	60	1,2	72
	Теплоизоляция керамзитовый гравий $\gamma =600$ кг/м <sup>3</sup> , $\delta=100$ мм	60	1,3	78
	Пароизоляция, 1 слой рубероид	5	1,2	7,0
	Перегородки	150	1,1	165
	Железобетонная многопустотная плита приведенной толщиной 12 см	300	1,1	330
	Всего, постоянная			<b>661</b>
	<b>Временная всего</b>	<b>150</b>	1,3	<b>195</b>
	в том числе длительная	<b>30</b>	1,3	<b>39</b>
	в том числе кратковременная	<b>120</b>	1,3	<b>156</b>

Таблица 2.

### Линейная нагрузка на ригель рамы от плит перекрытий, кг/м

Перекрытие	Нагрузка кг/м <sup>2</sup>	при ширине грузовой площади, м			
		7.2/2= 3.6	7,2	(7,2+4,8)/2= 6	3
<i>покрытие</i>	постоянная – <b>683</b>	2459	4918	4098	2049
	кратковременная – <b>70</b>	252	504	420	210
<i>междуэтажное</i>	постоянная – <b>661</b>	2380	4760	3966	1983

<i>перекрытие</i>	временная длит. – <b>39</b>	140	280	234	117
	кратковременная – <b>156</b>	562	1124	936	468

Нагрузки от собственного веса ригелей, колонн и вычисляется по заранее заданным геометрическим размерам программным комплексом «Лира»

Равномерно распределенная нагрузка на ригель от сплошной кирпичной кладки высотой  $h = 2,7$  м с учетом штукатурки.

$$g_{ст} = \delta \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,40 \times 2,7 \times 1,8 \times 1,1 = 2,14 \text{ т/м.}$$

Равномерно распределенная нагрузка на ригель от кирпичной кладки при заполнение проемов на 25%

$$g_{ст} = \delta \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,40 \times 2,7 \times 1,8 \times 1,1 \times (1 - 0,25) = 1,60 \text{ т/м.}$$

Горизонтальное давление от собственного веса грунта на глубине 6,0 м от поверхности земли.

$$H_{грунт} = \gamma \cdot h \cdot \lambda_h \cdot \gamma_f = 1,64 \times 6,0 \times 0,41 \times 1,1 = 2,201 \text{ т/м} = 4,43 \text{ т/м}^2$$

где  $\lambda_h = 0,41$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от угла внутреннего трения грунта  $\varphi = 21^\circ$ ;  $\gamma = 1,64 \text{ т/м}^3$  – плотность грунта.

**Ветровая нагрузка** принимается приложенной в виде распределенной нагрузки в пределах высоты стойки; Давление ветра на конструкции выше верха стойки заменяется сосредоточенной силой  $W$ , приложенный на уровне верха стойки отметки 23,1 м (до отметки 28,1 м).

Расчетную ветровую нагрузку на колонны рамы определяем по формуле:

$$V = \omega_n \cdot k \cdot C \cdot V \cdot \gamma_f,$$

где  $C$  - аэродинамический коэффициент;  $C = 0,8$  - с наветренной стороны,  $C = -0,6$  - с заветренной стороны;

$B$  - ширина грузовой площади рамы;

$\gamma_f = 1,4$  - коэффициент надежности по нагрузке;

$k$  - коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора по высоте. Для местности типа «В» - городская местность :  $k=0,65$  до высоты 10 м;

$\omega_0 = 38.00 \text{ кг/м}^2$  – скоростной напор ветра. Ветровой район - III

Давление ветра на стойку собирается с вертикальной полосы различной ширины. Подсчет приведено в таблице

**Таблица 4.**

Высота, (м)	Расчетная нагрузка, (кг/м <sup>2</sup> )	Линейная нагрузка на колонны при грузовой площади шириной		
		3,6	7,2	6
		С наветренной стороны		
0.00	26.88	97	194	161
3.30	26.88	97	194	161
6.60	26.88	97	194	161
9.90	26.88	97	194	161
13.20	30.11	108	217	181
16.50	33.43	120	241	201
19.80	36.76	132	265	221
23.10	39.56	142	285	237
26.40	42.34	152	305	254
28.00	43.68	157	314	262
		С подветренной стороны		
0.00	-20.15	-73	-145	-121
3.30	-20.15	-73	-145	-121
6.60	-20.15	-73	-145	-121

9.90	-20.15	-73	-145	-121
13.20	-22.57	-81	-163	-135
16.50	-25.06	-90	-180	-150
19.80	-27.56	-99	-198	-165
23.10	-29.66	-107	-214	-178
26.40	-31.74	-114	-229	-190
28.00	-32.75	-118	-236	-197

**Сейсмическая нагрузка.** Сейсмичность согласно карте микросейсмо-районирования г. Самарканда – 8 баллов. Индекс региона принята IV. Категория грунта II. При определении сейсмических нагрузок постоянные нагрузки умножается на коэффициент 0,9; длительно-действующие – 0,8 и кратковременные – 0,5 (ветровая нагрузка при этом не учитывается). Сейсмика действует в поперечном и в продольном направлениях.

В соответствии с КМК 2.01.03-95 для ввода исходных данных приняты следующие параметры:

$\alpha = 0,5$  - коэффициент, определяемый по таблице 2.7 КМК [2] в зависимости от сейсмичности площадки строительства (при 8 баллах);

$\delta = 0,3$  декремента колебаний по таблице 2.9 КМК [2];

$K_p = 1,0$  - коэффициент регулярности, определяемый в соответствии с требованиями п. 2.25 и табл. 2.12 КМК [2]

$K_o = 1,0$  - коэффициент ответственности, определяемый по таблице 2.3 КМК [2];

$K_{эт} = 1,3$  - коэффициент этажности, определяемый в соответствии с требованиями п. 2.17 по таблице 2.10 КМК [2];

$K_{п} = 1,0$  – коэффициент повторяемости, определяемый по таблице 2.4 КМК [2] при интенсивности землетрясений 8 баллов и интервале повторяемости 500 лет;

$\mu = 5$  – величина предельной относительной неупругой деформации для

колонн и  $\mu = 7,5$  для ригелей зданий с железобетонным каркасом.

Расчетные длины колонн:  $L_x = 1,0 * H$

Значение коэффициента условий работы по материалу  $m_{кр}$  при расчете конструкций на прочность и устойчивость, в соответствии с п. 2.30 и табл. 3.13 КМК [2], принято  $m_{кр} = 1,2$ . При проверке прочности наклонных сечений колонн принято  $m_{кр} = 1,0$ .

Подготовленные исходные данные заносились в файл исходной информации, который транспортировался в среду ЛирВизор, где выполнялся расчет рамы на статические и динамические воздействия. Файл полученных результатов затем транспортировался в среду ЛирАрм, в которой выполнялся расчет армирования элементов.

#### Характеристики материалов

Бетон класса В15 (марки М200):  $R_b = 8.5 \text{ МПа (} 86,7 \text{ кг/см}^2 \text{)}$ ;  $E_b = 23 \times 10^3 \text{ МПа (} 235000 \text{ кг/см}^2 \text{)}$

Арматура: - для продольной рабочей арматуры А-III, диаметром 10 мм и более :  $R_s = 365 \text{ МПа (} 3750 \text{ кг/см}^2 \text{)}$   $E_s = 20 \times 10^4 \text{ МПа (} 200000 \text{ кг/см}^2 \text{)}$ - для поперечной арматуры А-I диаметром 8 мм:  $R_s = 365 \text{ МПа (} 3750 \text{ кг/см}^2 \text{)}$   $E_s = 20 \times 10^4 \text{ МПа (} 200000 \text{ кг/см}^2 \text{)}$ .

#### Геометрические размеры колонн и ригелей

- 1) Колонны квадратного сечения с размерами 40x40 см.
- 2) Поперечные ригели с размерами 40x40 см.
- 3) Продольные ригели 40x40 см, продольные связевые ригели сечением (hxb) 22x40 см.
- 3) Фундамент – сплошная плита толщиной 600 мм.

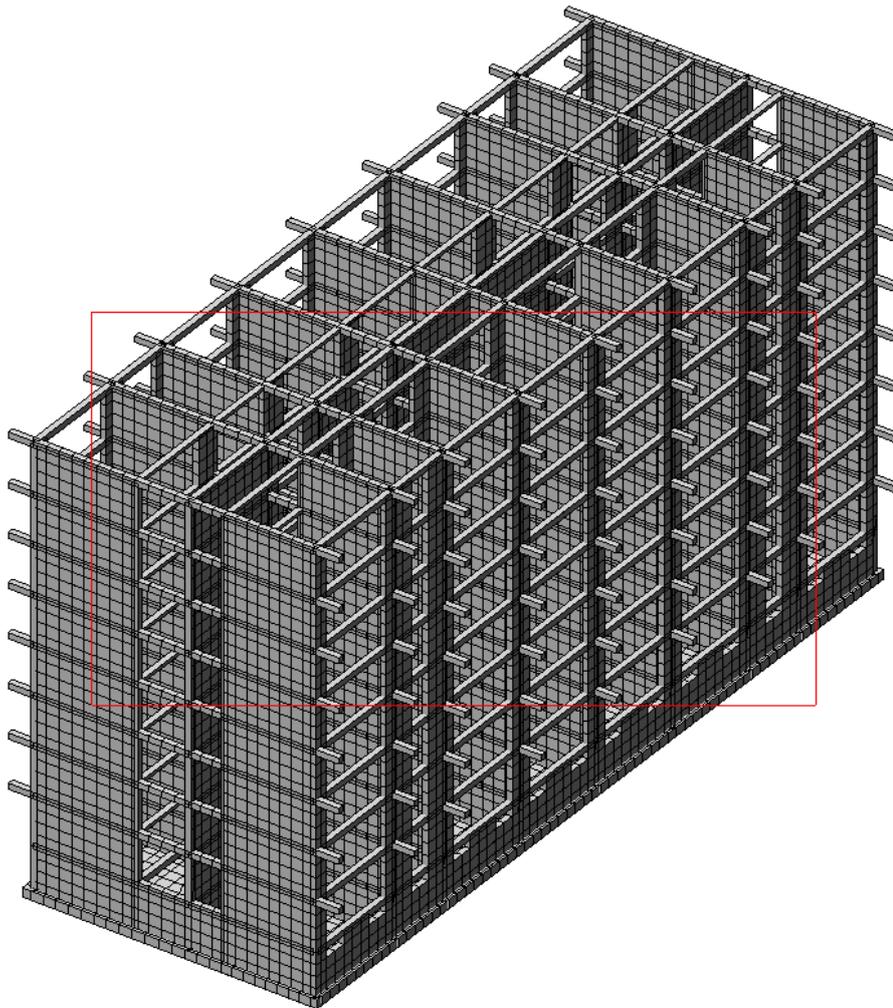


Рис. 2. Пространственный каркас здания

### **Расчет пространственной системы на статические и динамические воздействия с выбором расчетных сочетаний усилий**

Расчет пространственной системы на статические и динамические воздействия выполнен программным комплексом "ЛИРА".

Армирование сечений элементов рам выполнен программным комплексом "ЛИР.АРМ".

В основу расчета положен метод конечных элементов в перемещениях. В качестве основных неизвестных приняты следующие перемещения узлов:

X линейное по оси X

Y линейное по оси Y

Z линейное по оси Z

UX угловое вокруг оси X

UY угловое вокруг оси Y

UZ угловое вокруг оси Z

В ПК "ЛИРА" реализованы положения

следующих разделов СНиП (с учетом изменений на 1.01.97):

КМК 2.01.07-96. Нагрузки и воздействия.

КМК 2.03.01-96. Бетонные и железобетонные конструкции.

КМК 2.01.03-96. Строительство в сейсмических районах.

В расчетную схему включены следующие типы элементов:

Тип 10. Универсальный пространственный стержневой КЭ.

Тип 41. Универсальный прямоугольный КЭ оболочки.

При выборе расчетных сочетаний усилий учитывались следующие характеристики загружений:

загружение 1 - статическое загружение. Данное загружение учитывается как постоянная нагрузка.

загружение 2 - статическое загружение. Данное загружение учитывается как временна-длительная нагрузка.

загружение 3 - статическое загружение. Данное загружение учитывается как кратковременная нагрузка.

загружение 4 - статическое загружение. Данное загружение учитывается как кратковременная нагрузка. Данное загружение является знакопеременным.

загружение 5 - динамическое (сеймика КМК 2.01.03-96). Данное загружение учитывается как сейсмическая нагрузка. Данное загружение является знакопеременным и действует поперек здания.

загружение 6 - динамическое (сеймика КМК 2.01.03-96). Данное загружение учитывается как сейсмическая нагрузка. Данное загружение является знакопеременным и действует в дол здания.

Загружения 4, 5 и 6 взаимоисключающие.

### **Краткое описание модулей армирования**

Модуль **ОБОЛОЧКА** предназначен для подбора арматуры железобетонных элементов, в которых действуют изгибающие и крутящие моменты, осевые и перерезывающие силы (элементы оболочки). Подбор продольной арматуры осуществлен исходя из условий прочности и трещиностойкости по направлениям X и Y на один погонный метр.

В таблице результатов в первую строку заносятся результаты подбора арматуры по условиям трещиностойкости, а во вторую - по условиям прочности. Если подбор арматуры по условиям трещиностойкости не был заказан, в таблицу результатов выводится только вторая строка.

Результаты подбора продольной арматуры:



- **AS1** - площадь нижней арматуры по направлению X (см<sup>2</sup>/м);

- **AS2** - площадь верхней арматуры по направлению X (см<sup>2</sup>/м);

- **AS3** - площадь нижней арматуры по направлению Y (см<sup>2</sup>/м);

- **AS4** - площадь верхней арматуры по направлению Y (см<sup>2</sup>/м);

Подбор поперечной арматуры осуществляется исходя из величины перерезывающей силы по направлениям X и Y на один погонный метр. Результаты подбора поперечной арматуры - площадь арматуры по направлениям X и Y при шагах 15,20,30 см. Для подобранной арматуры по условиям трещиностойкости определяется ширина продолжительного и кратковременного раскрытия трещин. Ширина раскрытия трещин определяется по направлениям X и Y, и в таблицу заносится большее значение.

- **ПОПЕРЕЧНАЯ АРМАТУРА** - площади поперечной арматуры при шагах 15,20,30 см

Для пластин (см<sup>2</sup>/пм):

- ASW1 - поперечная арматура по направлению X;
- ASW2 - поперечная арматура по направлению Y;

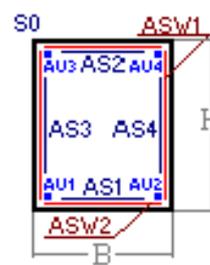
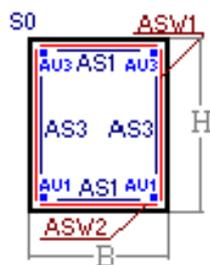


Схема симметричного армирования

Схема несимметричного армирования

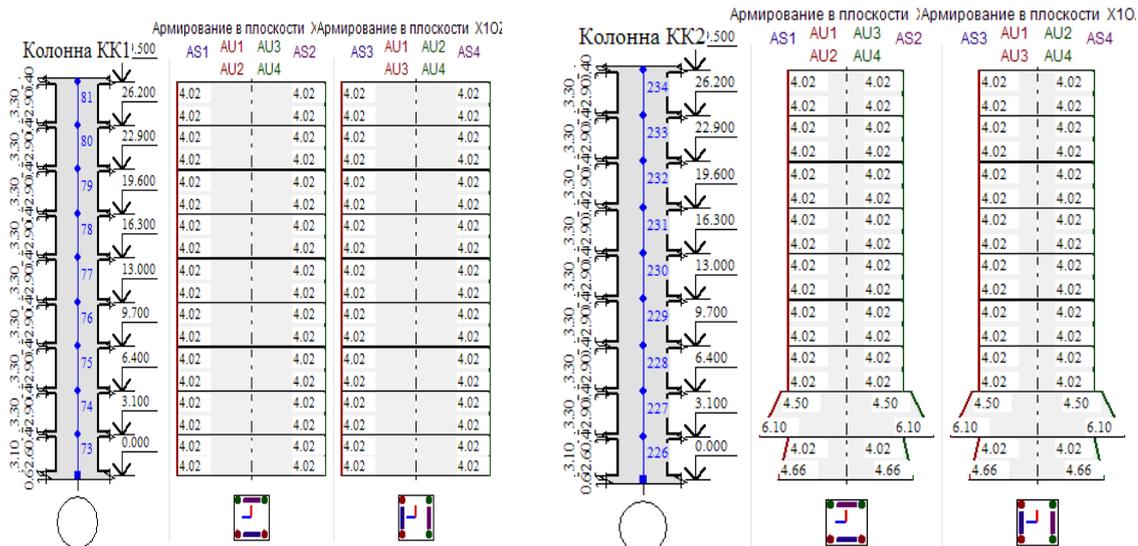
• **ПРОДОЛЬНАЯ АРМАТУРА** - площади подобранной продольной арматуры и процент армирования.

- **AU1** - площадь угловой нижней продольной арматуры (в левом нижнем угле сечения);
- **AU2** - площадь угловой нижней продольной арматуры (в правом нижнем угле сечения);
- **AU3** - площадь угловой верхней продольной арматуры (в левом верхнем угле сечения);
- **AU4** - площадь угловой верхней продольной арматуры (в правом верхнем угле сечения);
- **AS1** - площадь нижней продольной арматуры;
- **AS2** - площадь верхней продольной арматуры;
- **AS3** - площадь боковой продольной арматуры (у левой кромки сечения);
- **AS4** - площадь боковой продольной арматуры (у правой кромки сечения);

### Результаты армирования

	КБ1	КБ1	КБ1	КБ1	КБ1	КБ1
	КК1		КК2	КК3	КК4	КК5
КБ2						
	КК1		КК2	КК3	КК4	КК5
КБ3						
	КК1		КК2	КК3	КК4	КК5
КБ4						
	КК1		КК2	КК3	КК4	КК5
КБ5						
	КК1		КК2	КК3	КК4	КК5
КБ6						
	КК1		КК2	КК3	КК4	КК5
КБ7						
	КК1		КК2	КК3	КК4	КК5
КБ8						
	КК1		КК2	КК3	КК4	КК5
	КБ9	КБ9	КБ9	КБ9	КБ9	КБ9
	КК1		КК2	КК3	КК4	КК5

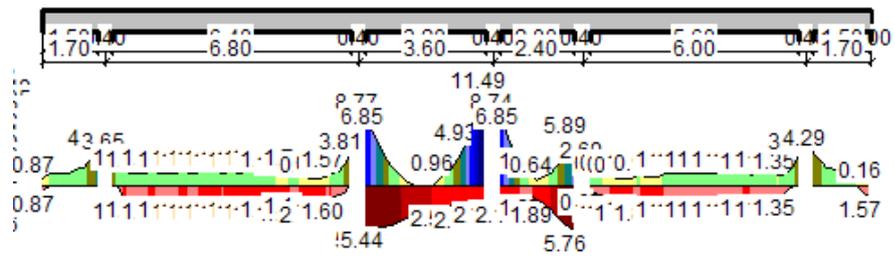
Нумерация конструктивных элементов рамы по оси «1» и «9»



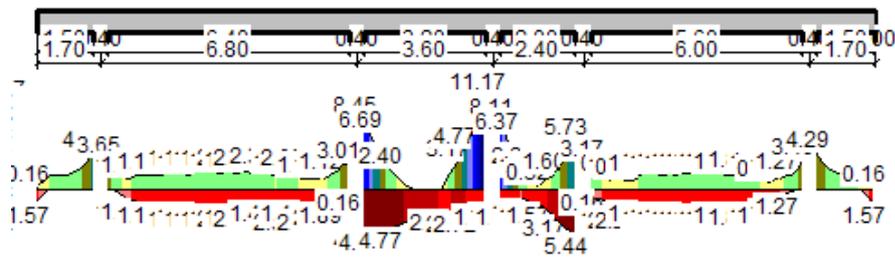
Площадь продольной арматуры конструктивных элементов КК1 и КК2



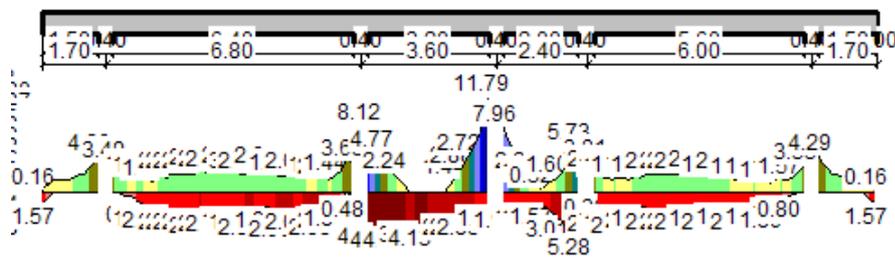




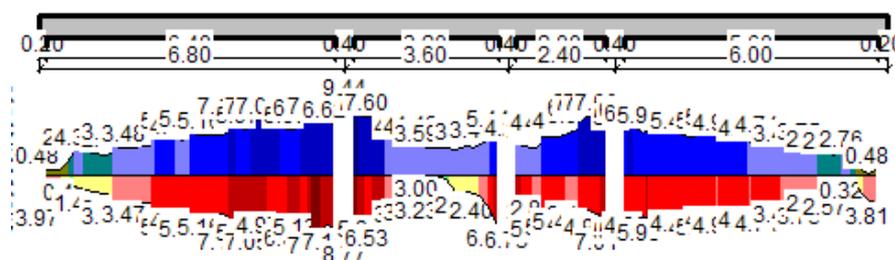
Площадь продольной арматуры конструктивного элемента КБ6



Площадь продольной арматуры конструктивного элемента КБ7



Площадь продольной арматуры конструктивного элемента КБ8



Площадь продольной арматуры конструктивного элемента КБ9

## 2.3 Сопоставление площади армирования при различных вариантах расчетов.

Площадь продольной арматуры конструктивных элементов								
Рама по оси 1-9								
Номер Сечение	Высота, (м)	Расчетная нагрузка, (кг/м <sup>2</sup> )	Линейная нагрузка на колонны при грузовой площади шириной					
			6,8	3,6	2,4	6		
<b>Колонна КК 1</b>								
<b>73</b>	0	34.08	8.52	8.52	8.52	8.52		
<b>74</b>	3.1	64.62	16.19	16.19	16.12	16.12		
<b>75</b>	6.4	44.32	11.08	11.08	11.08	11.08		
<b>76</b>	9.7	42.4	10.6	10.6	10.6	10.6		
<b>77</b>	13	37.28	9.32	9.32	9.32	9.32		
<b>78</b>	16.3	35.28	8.82	8.82	8.82	8.82		
<b>79</b>	19.6	32.8	8.2	8.2	8.2	8.2		
<b>80</b>	22.9	33.44	8.36	8.36	8.36	8.36		
<b>81</b>	26.2	42.4	10.6	10.6	10.6	10.6		
		366.62	91.69	91.69	91.62	91.62	733.24	
<b>Колонна КК 2</b>								
<b>307</b>	0	52.64	13.16	13.16	13.16	13.16		
<b>308</b>	3.1	68.48	17.12	17.12	17.12	17.12		
<b>309</b>	6.4	34.72	8.68	8.68	8.68	8.68		
<b>310</b>	9.7	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04		
<b>311</b>	13	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04		
<b>312</b>	16.3	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04		
<b>313</b>	19.6	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04		
<b>314</b>	22.9	32.8	8.2	8.2	8.2	8.2		
<b>315</b>	26.2	43.68	10.92	10.92	10.92	10.92		
		360.96	90.24	90.24	90.24	90.24	721.92	
<b>Колонна КК 3</b>								
<b>541</b>	0	16.22	8.2	0	8.02	0		
<b>542</b>	3.1	71.28	15.91	15.91	19.73	19.73		
<b>543</b>	6.4	63.52	15.88	15.88	15.88	15.88		
<b>544</b>	9.7	44.32	11.08	11.08	11.08	11.08		
<b>545</b>	13	27.32	8.84	4.82	8.84	4.82		
<b>546</b>	16.3	25.12	8.38	4.18	8.38	4.18		
<b>547</b>	19.6	16.8	8.4	0	8.4	0		
<b>548</b>	22.9	26.04	8.52	4.5	8.52	4.5		
<b>549</b>	26.2	44.32	11.08	11.08	11.08	11.08		
		334.94	96.29	67.45	99.93	71.27	669.88	

<b>Колонна КК 4</b>						
<b>775</b>	0	47.2	11.8	11.8	11.8	11.8
<b>776</b>	3.1	54.56	13.64	13.64	13.64	13.64
<b>777</b>	6.4	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04
<b>778</b>	9.7	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04
<b>779</b>	13	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04
<b>780</b>	16.3	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04
<b>781</b>	19.6	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04
<b>782</b>	22.9	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04
<b>783</b>	26.2	37.92	9.48	9.48	9.48	9.48
		332.64	83.16	83.16	83.16	83.16
						665.28
<b>Колонна КК 5</b>						
<b>1009</b>	0	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04
<b>1010</b>	3.1	55.93	14.06	14.06	14.17	13.64
<b>1011</b>	6.4	34.08	8.52	8.52	8.52	8.52
<b>1012</b>	9.7	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04
<b>1013</b>	13	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04
<b>1014</b>	16.3	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04
<b>1015</b>	19.6	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04
<b>1016</b>	22.9	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04
<b>1017</b>	26.2	44.96	11.24	11.24	11.24	11.24
		327.93	82.06	82.06	82.17	81.64
						655.86
						ИТОГ 3446.18
						АРМАТУРА 19.2

<b>Рама с учетом кирпичное кладки по оси 1-9</b>						
<b>Номер Сечение</b>	<b>Высота, (м)</b>	<b>Расчетная нагрузка, (кг/м<sup>2</sup>)</b>	<b>Линейная нагрузка на колонны при грузовой площади шириной</b>			
			<b>6,8</b>	<b>3,6</b>	<b>2,4</b>	<b>6</b>
			<b>Колонна КК 1</b>			
<b>73</b>	0	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04
<b>74</b>	3.1	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04
<b>75</b>	6.4	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04
<b>76</b>	9.7	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04

<b>77</b>	13	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>78</b>	16.3	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>79</b>	19.6	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>80</b>	22.9	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>81</b>	26.2	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
		289.44	72.36	72.36	72.36	72.36	578.88
<b>Колонна КК 2</b>							
<b>226</b>	0	34.72	8.68	8.68	8.68	8.68	
<b>227</b>	3.1	42.4	10.6	10.6	10.6	10.6	
<b>228</b>	6.4	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>229</b>	9.7	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>230</b>	13	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>231</b>	16.3	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>232</b>	19.6	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>233</b>	22.9	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>234</b>	26.2	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
		302.24	75.56	75.56	75.56	75.56	604.48
<b>Колонна КК 3</b>							
<b>379</b>	0	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>380</b>	3.1	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>381</b>	6.4	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>382</b>	9.7	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>383</b>	13	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>384</b>	16.3	36	9	9	9	9	
<b>385</b>	19.6	38.56	9.64	9.64	9.64	9.64	
<b>386</b>	22.9	43.68	10.92	10.92	10.92	10.92	
<b>387</b>	26.2	56.48	14.12	14.12	14.12	14.12	
		335.52	83.88	83.88	83.88	83.88	671.04
<b>Колонна КК 4</b>							
<b>775</b>	0	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>776</b>	3.1	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>777</b>	6.4	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>778</b>	9.7	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>779</b>	13	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>780</b>	16.3	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>781</b>	19.6	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>782</b>	22.9	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>783</b>	26.2	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	

		289.44	72.36	72.36	72.36	72.36	578.88
<b>Колонна КК 5</b>							
<b>1009</b>	0	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>1010</b>	3.1	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>1011</b>	6.4	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>1012</b>	9.7	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>1013</b>	13	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>1014</b>	16.3	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>1015</b>	19.6	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>1016</b>	22.9	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
<b>1017</b>	26.2	32.16	8.04	8.04	8.04	8.04	
		289.44	72.36	72.36	72.36	72.36	578.88
							3012.16
		РАЗНИЦА	434.02		АРМАТУРА		16.73

Площадь продольной арматуры конструктивных элементов Рама по оси 1-9

<b>ИТОГ</b>	<b>3446.18</b>
АРМАТУРА	19.2

Рама с учетом кирпичное кладки по оси 1-9

<b>ИТОГ</b>	<b>3012.16</b>
АРМАТУРА	16.73

Разница с Площадь продольной арматуры конструктивных элементов Рама по оси 1-9 и Рама с учетом кирпичное кладки по оси 1-9

<b>РАЗНИЦА</b>	<b>434.02</b>
РАЗНИЦА	2.47

Рама по оси 1-9. Можно принимать арматуру диаметром Ø20 А-III  
Рама с учетом кирпичное кладки по оси 1-9 .Можно принимать арматуру диаметром Ø18 А-III

Перемещения узлов расчетных рамы без учетом каменный кладки

Таблица узлов

№ узла	Перемещения						№ за- грузж	Составл
	X	Y	Z	UX	UY	UZ		
	(мм)	(мм)	(мм)	(рад*10 00)	(рад*1000)	(рад*1000)		
7106	1.555	0.079	-20.011	0.030	0.145	0.053	1	-
7159	0.897	0.083	-19.648	0.028	0.235	0.041	1	-
7200	0.838	0.094	-19.736	-0.024	0.243	-0.005	1	-
7257	1.091	0.096	-19.620	0.014	0.297	0.014	1	-
7309	0.735	0.098	-19.442	0.004	0.198	0.018	1	-
7363	0.907	0.102	-19.540	-0.015	0.291	0.030	1	-
7412	0.272	0.104	-19.785	0.026	0.218	0.056	1	-
7452	0.012	0.113	-19.598	-0.003	0.203	0.060	1	-
7506	-0.698	0.116	-19.466	-0.004	0.097	0.067	1	-
7106	0.025	0.000	-0.569	-0.001	0.000	0.001	2	-
7159	0.011	0.000	-0.598	0.000	-0.001	0.000	2	-
7200	0.020	0.000	-0.591	-0.001	0.000	-0.001	2	-
7257	0.012	0.000	-0.632	0.000	-0.001	0.003	2	-
7309	-0.023	0.000	-0.606	0.000	-0.001	0.001	2	-
7363	0.008	0.000	-0.630	0.000	-0.001	-0.001	2	-
7412	0.007	0.000	-0.593	0.001	-0.001	0.002	2	-
7452	-0.011	0.000	-0.596	0.001	-0.002	0.003	2	-
7506	-0.038	0.000	-0.559	0.002	-0.002	0.002	2	-
7106	0.101	0.001	-2.282	-0.005	0.001	0.006	3	-
7159	0.045	0.001	-2.393	-0.001	-0.004	0.000	3	-
7200	0.081	0.002	-2.367	-0.003	0.000	-0.002	3	-
7257	0.048	0.002	-2.537	-0.002	-0.002	0.010	3	-
7309	-0.094	0.001	-2.431	0.000	-0.002	0.002	3	-
7363	0.030	0.001	-2.527	0.002	-0.003	-0.006	3	-
7412	0.026	0.001	-2.372	0.004	-0.002	0.008	3	-
7452	-0.045	0.001	-2.387	0.003	-0.007	0.012	3	-
7506	-0.153	0.001	-2.241	0.007	-0.010	0.009	3	-
7106	-4,425	-0,066	0,9855	0	-0,1395	0,0135	4	-
7159	-4,6695	-0,0675	0,9255	0,0045	-0,135	0,0405	4	-
7200	-5,0055	-0,0675	0,993	0,009	-0,1455	0,039	4	-
7257	-5,0745	-0,0705	1,044	0,006	-0,1485	-0,0435	4	-
7309	-4,2825	-0,0705	1,1475	0,0045	-0,1245	0,0105	4	-
7363	-5,3145	-0,072	1,1145	0,003	-0,156	0,075	4	-
7412	-5,694	-0,0735	1,1445	0	-0,168	0,0075	4	-
7452	-5,553	-0,0765	1,113	-0,0015	-0,159	-0,0615	4	-
7506	-4,413	-0,078	1,1115	0	-0,1365	-0,075	4	-
7106	-0,1455	0,3495	0,0765	-0,009	-0,0045	-0,0015	5	1
7159	-0,09	0,348	0,0195	-0,0075	-0,003	-0,0045	5	1
7200	-0,0495	0,348	0,0105	-0,0045	-0,0015	-0,003	5	1
7257	-0,015	0,348	0,0285	-0,0045	0	0	5	1
7309	0	0,348	0	-0,0075	0	0	5	1

7363	0,015	0,348	-0,0285	-0,0045	0	0	5	1
7412	0,051	0,348	-0,009	-0,0045	0,0015	-0,003	5	1
7452	0,0915	0,348	-0,0195	-0,0075	0,003	-0,0045	5	1
7506	0,1515	0,348	-0,078	-0,009	0,0045	-0,0015	5	1
7106	-76,792	184,803	40,2855	-4,6875	-2,439	-0,735	6	1
7159	-47,508	184,733	10,3155	-3,6375	-1,6965	-2,388	6	1
7200	-25,918	184,653	5,1795	-2,298	-0,8895	-1,6395	6	1
7257	-7,587	184,608	15,3555	-2,7225	0,039	-0,201	6	1
7309	0,1335	184,619	0,0615	-3,7005	0,0045	0,294	6	1
7363	8,088	184,574	-15,332	-2,712	-0,0225	-0,2265	6	1
7412	26,6835	184,584	-4,845	-2,295	0,9195	-1,6155	6	1
7452	48,1965	184,64	-10,25	-3,6885	1,7265	-2,508	6	1
7506	80,0025	184,67	-41,384	-4,692	2,5695	-0,6105	6	1
7106	66,7215	24,6525	-14,154	-0,27	2,2815	1,3725	6	2
7159	61,575	24,6585	-12,012	-0,144	2,016	1,3965	6	2
7200	54,6135	24,66	-11,295	-0,1035	1,8165	1,851	6	2
7257	40,002	24,648	-7,8915	-0,0765	1,35	2,319	6	2
7309	21,207	24,63	-5,808	-0,1455	0,696	1,905	6	2
7363	15,2055	24,612	-3,873	-0,1485	0,498	1,2285	6	2
7412	9,261	24,6135	-1,6635	-0,138	0,306	1,4235	6	2
7452	3,69	24,6135	-0,9	-0,1785	0,1305	1,4055	6	2
7506	-3,4575	24,6075	-0,177	-0,3225	-0,1035	1,608	6	2
7106	16,2555	28,353	-2,412	-0,3255	0,5505	1,977	6	3
7159	5,562	28,35	-0,789	-0,156	0,1755	1,8555	6	3
7200	-2,325	28,338	0,294	-0,114	-0,0765	1,926	6	3
7257	-13,126	28,3125	3,5175	-0,1095	-0,426	1,764	6	3
7309	-23,157	28,3005	6,3615	-0,126	-0,7575	2,3805	6	3
7363	-45,279	28,2855	8,9685	-0,084	-1,524	2,61	6	3
7412	-59,526	28,263	12,5445	-0,1335	-1,977	1,8735	6	3
7452	-64,539	28,242	13,1265	-0,24	-2,0925	0,8805	6	3
7506	-58,912	28,218	13,731	-0,3885	-1,9545	0,9225	6	3
7106	-0,1455	0,3495	0,0765	-0,009	-0,0045	-0,0015	5	1
7159	-0,09	0,348	0,0195	-0,0075	-0,003	-0,0045	5	1
7200	-0,0495	0,348	0,0105	-0,0045	-0,0015	-0,003	5	1
7257	-0,015	0,348	0,0285	-0,0045	0	0	5	1
7309	0	0,348	0	-0,0075	0	0	5	1
7363	0,015	0,348	-0,0285	-0,0045	0	0	5	1
7412	0,051	0,348	-0,009	-0,0045	0,0015	-0,003	5	1
7452	0,0915	0,348	-0,0195	-0,0075	0,003	-0,0045	5	1
7506	0,1515	0,348	-0,078	-0,009	0,0045	-0,0015	5	1
7106	293,650	108,497	-62,295	-1,185	10,0395	6,0435	5	2
7159	271,003	108,527	-52,869	-0,6315	8,874	6,147	5	2
7200	240,366	108,53	-49,713	-0,4515	7,9965	8,1435	5	2
7257	176,055	108,48	-34,731	-0,3345	5,9385	10,209	5	2
7309	93,336	108,399	-25,565	-0,639	3,063	8,385	5	2
7363	66,9195	108,321	-17,046	-0,651	2,19	5,4045	5	2
7412	40,7565	108,329	-7,32	-0,6075	1,35	6,267	5	2
7452	16,2375	108,332	-3,9615	-0,783	0,5745	6,1845	5	2
7506	-15,219	108,3	-0,7815	-1,4175	-0,4575	7,08	5	2
7106	-58,149	-101,42	8,6265	1,1625	-1,968	-7,0725	5	3

7159	-19,894	-101,41	2,823	0,558	-0,6285	-6,639	5	3
7200	8,3175	-101,37	-1,053	0,4065	0,2745	-6,8865	5	3
7257	46,9545	-101,28	-12,582	0,3915	1,5225	-6,312	5	3
7309	82,8345	-101,23	-22,755	0,4485	2,712	-8,514	5	3
7363	161,968	-101,18	-32,079	0,3	5,451	-9,336	5	3
7412	212,931	-101,1	-44,874	0,4785	7,071	-6,7005	5	3
7452	230,865	-101,03	-46,953	0,8595	7,4835	-3,15	5	3
7506	210,736	-100,94	-49,116	1,3875	6,99	-3,3015	5	3

Перемещения узлов расчетных рамы с учетом каменной кладки

Таблица узлов

№ узла	Перемещения						№ за- груз	Составл
	X	Y	Z	UX	UY	UZ		
	(мм)	(мм)	(мм)	(рад*100 0)	(рад*1000)	(рад*1000)		
7106	1.555	0.079	-20.011	0.030	0.145	0.053	1	-
7159	0.897	0.083	-19.648	0.028	0.235	0.041	1	-
7200	0.838	0.094	-19.736	-0.024	0.243	-0.005	1	-
7257	1.091	0.096	-19.620	0.014	0.297	0.014	1	-
7309	0.735	0.098	-19.442	0.004	0.198	0.018	1	-
7363	0.907	0.102	-19.540	-0.015	0.291	0.030	1	-
7412	0.272	0.104	-19.785	0.026	0.218	0.056	1	-
7452	0.012	0.113	-19.598	-0.003	0.203	0.060	1	-
7506	-0.698	0.116	-19.466	-0.004	0.097	0.067	1	-
7106	0.025	0.000	-0.569	-0.001	0.000	0.001	2	-
7159	0.011	0.000	-0.598	0.000	-0.001	0.000	2	-
7200	0.020	0.000	-0.591	-0.001	0.000	-0.001	2	-
7257	0.012	0.000	-0.632	0.000	-0.001	0.003	2	-
7309	-0.023	0.000	-0.606	0.000	-0.001	0.001	2	-
7363	0.008	0.000	-0.630	0.000	-0.001	-0.001	2	-
7412	0.007	0.000	-0.593	0.001	-0.001	0.002	2	-
7452	-0.011	0.000	-0.596	0.001	-0.002	0.003	2	-
7506	-0.038	0.000	-0.559	0.002	-0.002	0.002	2	-
7106	0.101	0.001	-2.282	-0.005	0.001	0.006	3	-
7159	0.045	0.001	-2.393	-0.001	-0.004	0.000	3	-
7200	0.081	0.002	-2.367	-0.003	0.000	-0.002	3	-
7257	0.048	0.002	-2.537	-0.002	-0.002	0.010	3	-
7309	-0.094	0.001	-2.431	0.000	-0.002	0.002	3	-
7363	0.030	0.001	-2.527	0.002	-0.003	-0.006	3	-
7412	0.026	0.001	-2.372	0.004	-0.002	0.008	3	-
7452	-0.045	0.001	-2.387	0.003	-0.007	0.012	3	-
7506	-0.153	0.001	-2.241	0.007	-0.010	0.009	3	-
7106	-2.950	-0.044	0.657	0.000	-0.093	0.009	4	-
7159	-3.113	-0.045	0.617	0.003	-0.090	0.027	4	-
7200	-3.337	-0.045	0.662	0.006	-0.097	0.026	4	-
7257	-3.383	-0.047	0.696	0.004	-0.099	-0.029	4	-

7309	-2.855	-0.047	0.765	0.003	-0.083	0.007	4	-
7363	-3.543	-0.048	0.743	0.002	-0.104	0.050	4	-
7412	-3.796	-0.049	0.763	0.000	-0.112	0.005	4	-
7452	-3.702	-0.051	0.742	-0.001	-0.106	-0.041	4	-
7506	-2.942	-0.052	0.741	0.000	-0.091	-0.050	4	-
7106	-0.097	0.233	0.051	-0.006	-0.003	-0.001	5	1
7159	-0.060	0.232	0.013	-0.005	-0.002	-0.003	5	1
7200	-0.033	0.232	0.007	-0.003	-0.001	-0.002	5	1
7257	-0.010	0.232	0.019	-0.003	0.000	0.000	5	1
7309	0.000	0.232	0.000	-0.005	0.000	0.000	5	1
7363	0.010	0.232	-0.019	-0.003	0.000	0.000	5	1
7412	0.034	0.232	-0.006	-0.003	0.001	-0.002	5	1
7452	0.061	0.232	-0.013	-0.005	0.002	-0.003	5	1
7506	0.101	0.232	-0.052	-0.006	0.003	-0.001	5	1
7106	-51.195	123.202	26.857	-3.125	-1.626	-0.490	6	1
7159	-31.672	123.155	6.877	-2.425	-1.131	-1.592	6	1
7200	-17.279	123.102	3.453	-1.532	-0.593	-1.093	6	1
7257	-5.058	123.072	10.237	-1.815	0.026	-0.134	6	1
7309	0.089	123.079	0.041	-2.467	0.003	0.196	6	1
7363	5.392	123.049	-10.221	-1.808	-0.015	-0.151	6	1
7412	17.789	123.056	-3.230	-1.530	0.613	-1.077	6	1
7452	32.131	123.093	-6.833	-2.459	1.151	-1.672	6	1
7506	53.335	123.113	-27.589	-3.128	1.713	-0.407	6	1
7106	44.481	16.435	-9.436	-0.180	1.521	0.915	6	2
7159	41.050	16.439	-8.008	-0.096	1.344	0.931	6	2
7200	36.409	16.440	-7.530	-0.069	1.211	1.234	6	2
7257	26.668	16.432	-5.261	-0.051	0.900	1.546	6	2
7309	14.138	16.420	-3.872	-0.097	0.464	1.270	6	2
7363	10.137	16.408	-2.582	-0.099	0.332	0.819	6	2
7412	6.174	16.409	-1.109	-0.092	0.204	0.949	6	2
7452	2.460	16.409	-0.600	-0.119	0.087	0.937	6	2
7506	-2.305	16.405	-0.118	-0.215	-0.069	1.072	6	2
7106	10.837	18.902	-1.608	-0.217	0.367	1.318	6	3
7159	3.708	18.900	-0.526	-0.104	0.117	1.237	6	3
7200	-1.550	18.892	0.196	-0.076	-0.051	1.284	6	3
7257	-8.751	18.875	2.345	-0.073	-0.284	1.176	6	3
7309	-15.438	18.867	4.241	-0.084	-0.505	1.587	6	3
7363	-30.186	18.857	5.979	-0.056	-1.016	1.740	6	3
7412	-39.684	18.842	8.363	-0.089	-1.318	1.249	6	3
7452	-43.026	18.828	8.751	-0.160	-1.395	0.587	6	3
7506	-39.275	18.812	9.154	-0.259	-1.303	0.615	6	3
7106	-0.097	0.233	0.051	-0.006	-0.003	-0.001	5	1
7159	-0.060	0.232	0.013	-0.005	-0.002	-0.003	5	1
7200	-0.033	0.232	0.007	-0.003	-0.001	-0.002	5	1
7257	-0.010	0.232	0.019	-0.003	0.000	0.000	5	1
7309	0.000	0.232	0.000	-0.005	0.000	0.000	5	1
7363	0.010	0.232	-0.019	-0.003	0.000	0.000	5	1
7412	0.034	0.232	-0.006	-0.003	0.001	-0.002	5	1
7452	0.061	0.232	-0.013	-0.005	0.002	-0.003	5	1
7506	0.101	0.232	-0.052	-0.006	0.003	-0.001	5	1

7106	195.767	72.331	-41.530	-0.790	6.693	4.029	5	2
7159	180.669	72.351	-35.246	-0.421	5.916	4.098	5	2
7200	160.244	72.353	-33.142	-0.301	5.331	5.429	5	2
7257	117.370	72.320	-23.154	-0.223	3.959	6.806	5	2
7309	62.224	72.266	-17.043	-0.426	2.042	5.590	5	2
7363	44.613	72.214	-11.364	-0.434	1.460	3.603	5	2
7412	27.171	72.219	-4.880	-0.405	0.900	4.178	5	2
7452	10.825	72.221	-2.641	-0.522	0.383	4.123	5	2
7506	-10.146	72.200	-0.521	-0.945	-0.305	4.720	5	2
7106	-38.766	-67.613	5.751	0.775	-1.312	-4.715	5	3
7159	-13.263	-67.606	1.882	0.372	-0.419	-4.426	5	3
7200	5.545	-67.580	-0.702	0.271	0.183	-4.591	5	3
7257	31.303	-67.517	-8.388	0.261	1.015	-4.208	5	3
7309	55.223	-67.488	-15.170	0.299	1.808	-5.676	5	3
7363	107.979	-67.452	-21.386	0.200	3.634	-6.224	5	3
7412	141.954	-67.398	-29.916	0.319	4.714	-4.467	5	3
7452	153.910	-67.351	-31.302	0.573	4.989	-2.100	5	3
7506	140.491	-67.292	-32.744	0.925	4.660	-2.201	5	3

## 2.4 Выводы на главе.

– На основе выполненного расчетов на второй главе определяем основные выводы диссертационной работы.

– Выполнение исследование показать степень влияние каменной кладки в многоэтажных комплексных зданиях влияет на работу каркаса здания.

– Выполнено в расчет пространственный рамы без учет работы каменной кладки с учетом сейсмической нагрузок.

– Выполнено в расчет пространственный рамы с учет работы каменной кладки.

– В расчетах принято модуль деформации кладки  $E_k=1,80 \times 10^5$  т/м<sup>2</sup> для кирпича М-75 раствор R-25.

В расчетах принято модуль деформации  $E_L=2.4 \times 10^6$  т/м<sup>2</sup>. На основе выполненных расчетов площадь арматуре в рамах по оси 1-9 без учета каменной кладки  $A_s=16.73$ . На основе расчетов с учетом каменной кладки площадь арматуре по оси 1-9  $A_s=19.2$ . Деформации наивысшие точке здания от сейсмической нагрузки без учета каменный кладки

$\delta=83.2$ . Деформации наивысшие точке здания от сейсмической нагрузки с учета каменной кладки  $\delta=53.3$

## Глава 3

### 3.1. Рекомендации по определению модуль деформировании рама, кирпичная кладка.

В каркасных зданиях для восприятия сейсмических нагрузок могут применяться:

- пространственный каркас с жесткими рамными узлами, воспринимающий вертикальные, горизонтальные и сейсмические нагрузки в продольном и поперечном направлениях;

- пространственный каркас с заполнением, воспринимающим часть сейсмических нагрузок;

- пространственный каркас с заполнением, не рассчитанным на восприятие сейсмических нагрузок;

- пространственный каркас с вертикальными связями, диафрагмами жесткости в двух ортогональных направлениях. Вертикальные нагрузки передаются, как правило, на каркас; горизонтальные сейсмические нагрузки воспринимаются, главным образом, диафрагмами и связями и, частично, рамами;

- пространственный каркас с ядрами жесткости, воспринимающими сейсмическую нагрузку.

Вертикальные нагрузки воспринимаются, как правило, каркасом.

Междуэтажные перекрытия должны быть, как правило, монолитными железобетонными, надежно связанными с ядрами жесткости и обеспечивающими совместную работу всей системы. Диафрагмы, связи и ядра жесткости, воспринимающие горизонтальную сейсмическую нагрузку, должны быть непрерывными по всей высоте здания, располагаться в ортогональных направлениях, как правило, равномерно и симметрично относительно центра тяжести здания. Допускается не устраивать диафрагмы в уровне технического

этажа. В зданиях со сборными диафрагмами жесткости следует обеспечивать непосредственную передачу нагрузки от верхней связевой панели из нижестоящую, минуя промежуточный слой монолитного бетона.

В зданиях или отсеках с ядрами жесткости длиной более 24 м (а при сейсмичности  $> 9$  и  $9^*$  баллов - более 18 м) должно быть не менее двух ядер жесткости. В узлах соединения сборных ригелей с колоннами должны быть предусмотрены элементы в виде вутов, металлических или железобетонных консолей. Сопряжение сборных элементов каркаса в зоне жесткого рамного узла путем сварки закладных деталей не допускается. Рамные узлы каркаса при расчете прочности условно рассматриваются как короткие наклонные элементы, ограниченные по горизонтали граневыми сечениями ригелей и по вертикали осями верхней и нижней арматуры ригелей. При расчете пространственного рамного узла, образованного пересечением колонн ригелями продольного и поперечного направлений одинаковых сечений, расчетная ширина наклонного короткого элемента принимается равной удвоенной ширине сечения колонны. В качестве наружных ограждающих стеновых конструкций каркасных зданий следует, как правило, применять:

- облегченные навесные панели, не препятствующие деформированию каркаса при землетрясении;

- железобетонные или каменные самонесущие стены, закрепленные по высоте гибкими связями к несущим конструкциям каркаса. В районах сейсмичностью до 9 баллов включительно допускается устройство кирпичного или каменного заполнения, которое может участвовать или не участвовать в восприятии сейсмических нагрузок. Если заполнение принимается участвующим в работе каркаса, то оно рассчитывается и конструируется как диафрагма;

должно располагаться в створе колонн и иметь с ними и ригелями надежную связь. Для заполнения, не участвующего в работе, допускается применение кладки из облегченных дырчатых блоков, камней, кирпича, грунто материалов. При этом необходимо предусматривать зазоры между за-

полнением и несущими элементами (колонны и верхние ригели) не менее 20 мм и мероприятия, предотвращающие выпадение заполнения при землетрясении. Зазор заполняется эластичным материалом.

Устойчивость и прочность заполнения следует обеспечивать армированием кладки (горизонтальным и вертикальным), применением обрамляющих элементов, устройством связей, препятствующих смещению заполнения из плоскости. На площадках сейсмичностью  $> 9$  и  $9^*$  баллов применение не усиленной каменной кладки в качестве заполнения каркаса не допускается. Усиление заполнения рекомендуется выполнять горизонтальным армированием железобетонными сердечниками, а в районах сейсмичностью  $9^*$  баллов - одно- или двухсторонним слоем армированного цементного раствора или торкретбетона. Между поверхностями самонесущих стен и колонн каркаса должен предусматриваться зазор не менее 20 мм. По всей длине стен в уровне перекрытий следует устраивать антисейсмические пояса, соединяемые гибкими связями с каркасом здания. В местах пересечения торцевых и продольных стен необходимо устройство вертикальных швов на всю высоту стен. Самонесущие стены и их связи следует рассчитывать на местные сейсмические нагрузки, действующие из плоскости стены. В многоэтажных рамно-связевых системах в каждом направлении здания количество диафрагм или связей для каждого из расчетных направлений отсека должно быть не менее двух. При этом они должны располагаться симметрично и не в одной плоскости. Расстояние между диафрагмами и связями определяется расчетом и типом междуэтажного перекрытия, но не более 12, 15 и 18 метров, соответственно для перекрытий типов.

### **3.2. Рекомендации по расчету рамы с учетом работы каменной кладки**

Несущие кирпичные или каменные стены должны возводиться, как правило, из кирпича, керамических, бетонных и природных камней или блоков на растворах с пластификаторами и с применением специальных добавок,

повышающих сцепление раствора с кирпичом или камнем. Необходимая степень усиления кирпичных или каменных стен должна определяться расчетом. При расчетной сейсмичности более 9 баллов стены ручной кладки должны усиливаться одним из следующих способов: горизонтальным армированием и железобетонными включениями; горизонтальным армированием и железобетонными включениями с усиленным сетчатым армированием в зонах пересечений стен; вертикальным одно- или двухсторонним армированным цементным раствором или бетоном. При расчетной сейсмичности 9\* баллов следует применять: усиленное горизонтальное армирование и железобетонные включения, усиленное сетчатое армирование в зонах пересечения стен; вертикальный двухсторонний армированный цементный раствор или бетон.

Выполнение кирпичной и каменной кладки вручную при отрицательной температуре для несущих и самонесущих стен (в том числе усиленных армированием или железобетонным включением) при расчетной сейсмичности 9 и более баллов запрещается. При расчетной сейсмичности менее 9 баллов допускается выполнение зимней кладки вручную с обязательным включением в раствор добавок, обеспечивающих твердение раствора при отрицательных температурах.

Для кладки несущих и самонесущих стен или заполнения каркаса следует применять следующие изделия и материалы:

а) изготовленный путем обжига кирпич полнотелый или пустотелый марки не ниже 75 с отверстиями размером до 14 мм;

б) керамические камни марки не ниже 75 при расчетной сейсмичности 7 баллов, марки не ниже 100 пустотностью до 20 % при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов;

в) бетонные камни, сплошные и пустотелые блоки (в том числе из легкого бетона плотностью не менее 1200 кг/куб. м) марки 50 и выше;

г) камни или блоки правильной формы из ракушечников и известняков марки не менее 35. Ручная кладка стен должна выполняться на смешанных

цементных растворах марки не ниже 25 в летних условиях и не ниже 50 - в зимних. Для кладки блоков и панелей следует применять раствор марки не ниже 50. Для повышения нормального сцепления следует применять растворы со специальными добавками. Кладки в зависимости от их сопротивляемости сейсмическим воздействиям подразделяются на категории. Категория кирпичной или каменной кладки, выполненной из материалов, предусмотренных, определяется временным сопротивлением осевому растяжению по непереязанным швам (нормальное сцепление), значение которого должно быть в пределах: для кладки высшей категории –

$$R_t^B \geq 500 \text{ кПа} \quad (5 \text{ кг/кв. см});$$

для кладки I категории –

$$500 \text{ кПа} > R_t^B \geq 180 \text{ кПа} \quad (1,8 \text{ кг/кв. см});$$

для кладки II категории

$$180 \text{ кПа} > R_t^B \geq 120 \text{ кПа} \quad (1,2 \text{ кг/кв. см})$$

Требуемое значение  $R_t^B$  необходимо указывать в проекте. При проектировании значение  $R_t^B$  следует назначать в зависимости от результатов испытаний, проводимых в районе строительства. При этом число участков и методика испытаний кладки на сцепление раствора с кирпичом и прочности раствора, проводимых на стройке, должны удовлетворять требованиям стандартов. При невозможности получения на площадке строительства (в том числе на растворах с добавками, повышающими прочность их сцепления с кирпичом или камнем) значения  $R_t^B$  равного или превышающего 120 кПа (1,2 кгс/кв. см), применение кирпичной или каменной кладки не допускается. Значения расчетных сопротивлений кладки  $R_t$ ,  $R_{sq}$ ,  $R_{tw}$  по перевязанным швам следует принимать в соответствии с КМК по проектированию каменных армокаменных конструкций, а по непереязанным швам - по формулам

(3.1-3.3) в зависимости от величины  $R_{\text{с}}$ , полученной в результате испытаний, проводимых в районе строительства:

$$R_t=0,45 \quad R_{\text{с}} \quad (.1)$$

$$R_{\text{sq}}=0,7 \quad R_{\text{с}} \quad (.2)$$

$$R_{\text{tw}}=0,8 \quad R_{\text{с}} \quad (.3)$$

Значения  $R_t$ ,  $R_{\text{sq}}$ ,  $R_{\text{tw}}$  не должны превышать соответствующих значений при разрушении кладки по кирпичу или камню. Высота этажа здания с несущими стенами из кирпичной или каменной кладки, не усиленной армированием или железобетонными включениями, не должна превышать при расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов соответственно 5, 4 и 3,5 м. При этом отношение высоты этажа к толщине стены должно быть не более 12 для кирпича и искусственного камня и не более 9 - для природного камня. При усилении кладки железобетонными включениями высоту этажа в зонах сейсмичностью 7,8, 9 баллов следует принимать соответственно не более 6, 5, 4,5 м, а при расчетной сейсмичности более 9 и 9\* баллов соответственно не более 3,5 и 3 м, при отношении высоты к толщине стены не более 15 в районах сейсмичностью до 9 баллов включительно и не более 10 - в районах > 9 и 9\* баллов.

В зданиях с несущими стенами высотой два и более этажа, кроме наружных продольных стен, должно быть не менее одной внутренней продольной стены. В уровне перекрытий и покрытий по всем продольным и поперечным стенам должны устраиваться антисейсмические пояса из монолитного железобетона, укладываемого после монтажа плит, или сборные с рифленой боковой поверхностью и непрерывным армированием. Антисейсмические пояса верхнего этажа должны быть связаны с кладкой вертикальными выпусками арматуры или железобетонными связями. В зданиях с монолитными железобетонными перекрытиями, заделанными по контуру в стены, антисейсмические пояса в уровне этих перекрытий допускается не устраивать.

Антисейсмический пояс (с опорным участком перекрытия) должен устраиваться, как правило, на всю толщину стены. В наружных стенах толщиной 500 мм и более ширина пояса может быть меньше на 100-150 мм. Высота пояса должна быть не менее 150 мм, класс бетона - не ниже В12,5. Антисейсмические пояса должны иметь продольную арматуру 4 Ш10 при расчетной сейсмичности 7-8 баллов, не менее 4 Ш12 - при 9 баллах, 4 Ш14 - при более 9 и 9\* баллов. В сопряжениях стен в кладку должны укладываться арматурные сетки с общей площадью сечения продольной арматуры не менее 1 кв. см длиной 1,5 м через 700 мм по высоте при расчетной сейсмичности 7-8 баллов и через 500 мм - при сейсмичности 9 и более баллов. При необходимости усиленного сетчатого армирования в зонах сопряжения стен (см.) следует использовать сетки с общей площадью продольной арматуры не менее 1,5 кв. см, устанавливаемые через 300 и 200 мм по высоте в зонах сейсмичностью соответственно > 9 и 9\* баллов. При этом процент армирования зон сопряжения по объему должен составлять не менее 0,15. Участки стен и столбы над чердачным перекрытием, имеющие высоту более 400 мм, должны быть армированы и усилены монолитными железобетонными включениями, заанкеренными в антисейсмический пояс. Кирпичные столбы допускаются только при расчетной сейсмичности 7 баллов. При этом марка раствора должна быть не ниже 50, а высота столбов - не более 4 м. В двух направлениях столбы следует связывать заанкеренными в стены балками. Вертикальные железобетонные элементы (сердечники) в зданиях комплексной конструкции должны соединяться с антисейсмическими поясами и устанавливаться открытыми не менее чем с одной стороны. Сердечники должны располагаться по торцам простенков, а в глухих стенах - с шагом не более 5 м. Кладка в сопряжениях стен должна усиливаться железобетонными включениями на расстоянии не более 2 м от пересечения стен. Бетон включений должен быть не ниже класса В 12,5, кладка должна выполняться из раствора марки не ниже 50. Усиление кладки вертикальным слоем цементного раствора или бетона толщиной не менее 25 мм и прочностью не менее 100 кг/кв. см следует вы-

полнять по закрепленной к стене арматурной сетке, связанной с арматурой кирпичной кладки. Площадь связей должна быть не менее 1 кв. см, а в зонах, сейсмичностью  $> 9$  и  $9^*$  баллов - не менее 2 кв. см на 1 кв. м боковой поверхности кладки. Расстояния между связями не должны превышать 50 см.

### **3.3 Основное выводы по главе**

1. На основе выполненных исследований разработана методика определения модуль деформации каменной кладки
2. Выполненные исследования показали что учет работы каменной кладки в расчетах рамных систем: увеличивает жесткость здания и учитывает расход арматуры
3. Данное исследование может использоваться для корректировки данных и расчет зданий каркасной схеме ГОСТ 2.01.03-96 Строительство сейсмических районов

### **Общие выводы и рекомендации**

На основе выполненного литературного обзора на первой главе определяет цели и задачи диссертационной работы.

Напряженно –деформированное состояние каменной кладки в многоэтажных комплексных зданиях влияет на работу каркаса здания. Степень влияния изучено недостаточно. В многоэтажных кирпичных зданиях расчет ведется двумя способами.

Как каркасное здания без учета работы каменной кладки. Как здания каркасное с деформированное состояние рамой жесткости. Требование к этим схемам различное и не учитывается работы кирпичной кладки. Целью диссертационной работы является сопоставление различных конструктивных расчет и учет работы каменной кладки.

1. Разработка метода определения модуль упругости каменной кладки с учета пространственной работы.

2. Расчет и сопоставления конструктивных схем рамное и рамно-связевой системы с учет место связей каменной кладки.

3. Разработанный предложенный учета работы каменной кладки при расчете многоэтажных кирпичные зданий.

– На основе выполненного расчетов на второй главе определяем основные выводы диссертационной работы.

– Выполнение исследование показать степень влияние каменной кладки в многоэтажных комплексных зданиях влияет на работу каркаса здания.

– Выполнено в расчет пространственный рамы без учет работы каменной кладки с учетом сейсмической нагрузок.

– Выполнено в расчет пространственный рамы с учет работы каменной кладки.

– В расчетах принято модуль деформации кладки  $E_k=1,80 \times 10^5$  т/м<sup>2</sup> для кирпича М-75 раствор R-25.

В расчетах принято модуль деформации  $E_L=2.4 \times 10^6$  т/м<sup>2</sup>. На основе выполненных расчетов площадь арматуре в рамах по оси 1-9 без учета каменной кладки  $A_s=16.73$ . На основе расчетов с учетом каменной кладки площадь арматуре по оси 1-9  $A_s=19.2$ . Деформации наивысшие точке здания от сейсмической нагрузки без учета каменной кладки  $\delta=83.2$ . Деформации наивысшие точке здания от сейсмической нагрузки с учета каменной кладки  $\delta=53.3$

.На основе выполненных исследованной разработана методе определения модуль деформации каменной кладки

2.Выполненные исследования показали что учет работы каменной кладки в расчетах рамных систем: увеличивает жесткость здания и учитывает расход арматуры

3.Данный исследование может использоваться для корректировки данных и расчет зданий каркасной схеме ГОСТ 2.01.03-96 Строительство сейсмических районов

## Список использованной литературы

1. КМК 2.01.03-96. Строительство в сейсмических районах / Госкомархитекстрой. – Ташкент. 1996. – 127 с.
2. КМК 2.03.05-97. Стальные конструкции. Нормы проектирования / Госкомархитекстрой. – Ташкент. 1997. – 118 с.
3. КМК 2.01.07-96. Нагрузки и воздействия / Госкомархитекстрой. – Ташкент. 1996. – 126 с.
4. Программно-вычислительный комплекс «Ли́ра 9.0» для расчета и проектирования строительных конструкций (ВК «Ли́ра»). Руководство пользователя. / Киев, НИИАСС, 2002
5. Постановление Президента Республики Узбекистан «О мерах по дальнейшему совершенствованию деятельности проектно-изыскательских организаций». – Проблемы архитектурно-строительной школы, №2, 2008. – 4 с.
6. Каримов И.А. «Мировой финансово-экономический кризис, пути и меры по его преодолению в условиях Узбекистана». – Изд. «Узбекистан», Ташкент, 2009. – 48 с.
7. Афанасьев А.М. Лабораторный практикум по сопротивлению материалов. - М.: Наука, 1975.
8. Вахненко П.Ф. Каменные и армокаменные конструкции. 1990. - 184с.
9. Еременок П.Л. Каменные и армокаменные конструкции 1981 224с
10. Семенцов С.А., Камейко В.А.
11. Пособие к СНиП II-22-81СНиП II-22-81
12. КМК 2.01.03-96. Строительство в сейсмических районах. / Госкомархитекстрой РУз. - Ташкент, 1997, 127 стр.
13. КМК 2.01.07-96. Нагрузки и воздействия./ Госкомархитекстрой РУз. - Ташкент, 1996,126 стр.
14. КМК 2.03.05-97. Стальные конструкции. Нормы проектирования. / Госкомархитекстрой РУз. - Ташкент, 1997, 118 стр.

15. ИЗМЕНЕНИЕ №1 к КМК 2.01.03-96 «Строительство в сейсмических районах», / Госкомархитекстрой Руз. – Ташкент, 2006. – 19 с.
16. КМК 2.03.01-96. Бетонные и железобетонные конструкции. / Госкомархитекстрой РУз. - Ташкент, 1998, 215 стр.
17. КМК 2.03.07-98. Каменные и армокаменные конструкции. Госкомархитекстрой РУз. – Ташкент, 1998. – 106 с.
18. ПОСОБИЕ .По проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81)
19. СНиП 2.03.01-84\* Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]: Введены в действие с 1986-01-01. –М.: ЦТИП Госстроя СССР, 1989. – 88 с.
20. Колчунов, В.И. Методика расчета прогибов составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций [Текст] / В.И. Колчунов, В.С. Федоров, Д.В. Казаков, И.А. Яковенко // Строительная механика и расчет сооружений. – 2011. – №5. – С. 21-25.

### **Использованные информационно-технические средства**

- 1) Компьютерная программа «Лира»
- 2) Компьютерная программа «Лира.АРМ»
- 3) Компьютерная программа «MicrosoftWord».
- 4) Компьютерная программа «MicrosoftExcel».
- 5) Компьютерная программа «Microsoft Power Point».
- 6) Компьютерная программа «Lumio».
- 7) Компьютерная программа «Auto CAD».
- 8) Компьютерная программа «3D MAX».