

Министерство высшего и среднего специального образования  
Республики Узбекистан

Ташкентский архитектурно-строительный институт

К.С. Абдурашидов, Ф.Р. Кабулов, Б.К. Рахманов

## **ИНЖЕНЕРНЫЕ ПРОБЛЕМЫ АРХИТЕКТУРНЫХ ПАМЯТНИКОВ**

Ответственный редактор проф. Мирсаидов М.М.

Мазкур китобни падари бузрукворим Сиддиқ қори хожи Абдурашид ўғли ва  
волидаи мухтарамам Жалолиддин махсум қизи Апипахонхожи она руҳи  
поклариға бағишлайман

Ташкент 2010

**Абдурашидов К.С., Кабулов Ф.Р., Рахманов Б.К. Инженерные проблемы архитектурных памятников. Т.: Фан 2010. стр.**

Авторы выражает глубокую благодарность д.т.н., проф. Самигову Н.А., проф. Низомову Ш.Р. за ценные замечания; к.т.н., доц. З.С.Шодмоновой, к.т.н., доц. Якубову Ш.М. Раздел, посвященный исследованию конструкций минаретов выполнен при участии доц. Ш.М.Якубова, раздел посвященный комплексным исследованиям конструкции медресе Тилла Кори в Самарканде выполнен совместно с магистром Ф.Р.Кобуловым.

Приведены результаты комплексных исследований конструкций памятников архитектуры. Показан современный уровень изученности конструкций, памятников архитектуры и приведены результаты инструментально-мониторинговых наблюдений напряженно-деформированного состояния конструкций памятников архитектуры Шахрисабза, Самарканда, Бухары и Хивы. Разработаны конструктивные мероприятия по обеспечению долговечности конструкций дворца Оксарой в Шахрисабзе и медресе Тилла Кори в Самарканде.

Разработана концепция расчета конструкций архитектурных памятников на сейсмические воздействия. Приведены методология и результаты натурных исследований динамических характеристик и высокоточных геодезических наблюдений за осадками и креном конструкций памятников архитектуры.

Для научных, инженерно-технических работников, магистров и аспирантов.

Утверждено к печати Ученым Советом Ташкентского архитектурно-строительного института и научно-техническим советом Минвуза Республики Узбекистан.

**Ответственный редактор д.т.н., проф. М.М.Мирсаидов**

**Рецензенты: д.т.н., проф. Ишанходжаев А.  
к.т.н., проф. Низомов Ш.Р.**

## ОГЛАВЛЕНИЕ

	<b>Введение</b> .....	
Глава I	<b>Анализ конструкций, оценка технического состояния архитектурных памятников и разработка конструкций усиления по обеспечению их долговечности</b> .....	
1.1.	Состояние исследуемого вопроса .....	
1.2.	Объемно-планировочные и конструктивные решения памятника архитектуры Оксарой в г. Шахрисабзе .....	
Глава II	<b>Инженерное обследование с фиксацией повреждений и деформаций дворца Оксарой</b> .....	
2.1.	Задачи обследований .....	
2.2.	Обследование, выявление дефектов и деформаций, а также оценка нагрузок дворца Оксарой в Шахрисабзе .....	
Глава III	<b>Натурные исследования динамических характеристик</b> .....	
3.1.	Методология и аппаратуры для натурных исследований .....	
3.2.	Результаты натурных измерений .....	
3.3.	Анализ результатов .....	
3.4.	Некоторые результаты инструментально-мониторинговых наблюдений сейсмометрической аппаратурой за развитием деформаций дворца Оксарой и Жахонгир Мирзо .....	
3.5.	Воздействия афганского землетрясения 3 марта 2002 года на конструкции памятников архитектуры г. Шахрисабза .....	
Глава IV	<b>Оценка физико-механических характеристик материалов</b> .....	
4.1.	Краткий исторический обзор производства и применения строительной керамики в Средней Азии .....	
4.2.	Объекты и методика исследований .....	
4.3.	Приборы и оборудования .....	
4.4.	Исследований физико-механических свойств кирпича .....	
4.5.	Методология ликвидации дефектов керамических стен .....	
Глава V	<b>Оценка гидрогеологических условий и несущей способности оснований</b> .....	
5.1.	Краткие сведения геологолитологических строений городов сконцентрированных памятников архитектуры .....	
5.2.	Грунты основания памятника архитектуры Оксарой .....	
Глава VI	<b>Инструментально-мониторинговые наблюдения осадок и кренов памятников архитектуры высокоточными геодезическими методами</b> .....	
6.1.	Анализ результатов ранее выполненных геодезических измерений .....	
6.2.	Обоснование точности геодезических измерений .....	
6.3.	Геодезические измерения на объектах исследований .....	
6.4.	Анализ результатов инструментально-мониторинговых геодезических наблюдений .....	

Глава VII	<b>Расчеты памятников архитектуры на сейсмические воздействия</b> .....	
7.1.	Постановка задач .....	
7.2.	Расчет аварийной части восточного пилона дворца Оксарой ..	
7.3.	Расчет мечети Тилла Кори в Самарканде .....	
7.4.	Расчет на сейсмические воздействия по СНиП – II -7-81	
7.5.	Результаты расчетов на сейсмические воздействия по КМК 2.02.03-86 Узбекистан .....	
7.6.	Расчет на реальные акселерограммы сильных землетрясений	
Глава VIII	<b>Анализ конструкций, оценка напряженно-деформированного состояния минаретов с целью обеспечения их долговечности</b> .....	
8.1.	Особенности конструктивных решений и форм минаретов ....	
8.2.	Натурные обследования деформаций и повреждений минаретов. Подсчет и объёмов .....	
8.2.1.	Минарет Саидниёз Шоликорбой .....	
8.2.2.	Минарет Кальта Минор .....	
8.2.3.	Минарет Жума .....	
8.2.4.	Минарет Калон в Бухаре .....	
8.2.5.	Минарет в Вабкенте .....	
8.3.	Подсчет объёмов .....	
Глава IX	<b>Разработка новых и усовершенствование существующих методов экспериментальных исследований сооружений</b> .....	
9.1.	Установка для исследования вращательных колебаний минаретов .....	
9.2.	Экспериментальная проверка установки для исследования вращательных колебаний памятников архитектуры на стенде	
9.3.	Метод регистрации вращательных колебаний минаретов .....	
Глава X	<b>Натурные исследования минаретов</b> .....	
10.1.	Состояния минаретов Бухарской области после Газлийских Землетрясений 1976 и 1984 гг. ....	
10.2.	Экспериментальные исследования динамических характеристик минаретов .....	
Глава XI	<b>Анализ динамических характеристик минаретов</b> .....	
11.1.	Выбор расчетной модели .....	
11.2.	Собственные колебания отдельно стоящих минаретов .....	
11.3.	Динамические характеристики минаретов с жесткой нижней частью .....	
11.4.	Сравнение теоретических исследований с данными натурных измерений колебаний минаретов .....	
Глава XII.	<b>Колебания минаретов при воздействии акселерограмм реальных землетрясений</b> .....	
12.1.	Аналитическое определение весовых функций и сейсмических реакций .....	

12.2.	Сейсмические реакции при воздействии акселерограмм реальных землетрясений .....	
12.3.	Рекомендации по усилению минаретов .....	
	Выводы и рекомендации .....	
Глава XIII.	<b>Анализ напряженно-деформированного состояния конструкций и конструктивные меры по обеспечению долговечности памятника архитектуры Тилла Кори в Самарканде .....</b>	
13.1.	Сейсмические свойства грунтов на территории медресе Тилла Кори в г. Самарканде .....	
13.2.	Обследование технического состояния и несущей способности конструкции медресе Тилла Кори .....	
13.2.1.	Краткая характеристика объекта исследований .....	
13.2.2.	Результаты обследований и оценка технического состояния конструкций .....	
Глава XIV.	<b>Инструментальное исследование конструкций медресе Тилла Кори .....</b>	
14.1.	Методы экспериментальных исследований поведения системы «Сооружения-грунт» при действии динамических нагрузок .....	
14.2.	Результаты экспериментальных исследований .....	
14.2.	Обмеры, уточнение геометрических размеров и сбор нагрузок .....	
Глава XV.	<b>Расчет на сейсмические воздействия и оценка сейсмостойкости конструкции медресе Тилла Кори .....</b>	
15.1.	Одноэтажная часть .....	
15.2.	Сдвиговая жесткость .....	
15.3.	Расчет по СНиП II -7-81 .....	
15.4.	Расчет по спектральным кривым (КМК – 2.01.03-96) .....	
Глава XVI.	<b>Конструктивные мероприятия по усилению конструкций медресе Тилла Кори в целях обеспечения его долговечности .....</b>	
16.1.	Общие сведения .....	
16.2.	Постановка вопроса .....	
16.3.	Оценка технического состояния .....	
16.4.	Результаты натурных измерений динамических характеристик .....	
16.5.	Результаты оценок инженерно-геологического состояния и физико-механических характеристик грунтовых условий .....	
16.6.	Причины деформации .....	
16.7.	Способ усиления конструкций медресе Тилла Кори .....	
	Выводы и рекомендации .....	
	Список литературы .....	
	Приложение .....	

## ВВЕДЕНИЕ

Учитывая, всю значимость доставшегося нам огромного культурного наследия Президент Узбекистана И.А.Каримов на первой сессии Олий Мажлиса сказал: «Сохранение и реставрация уникальных исторических памятников, созданных узбекским народом и являющихся национальным достоянием представляет важнейшую часть нашей духовной программы. Это национальное богатство досталось в наследство от наших предков. Значит, мы также должны его беречь как зеницу ока и передать грядущим поколениям».

Узбекистан стал полноправным членом международной организации ЮНЕСКО, нижеперечисленные памятники, расположенные в заповеднике «Ичан-Кала» в Хиве в 1991 году и историческом центре Бухары в 1993 году, памятники архитектуры эпохи Темура и Темуридов в городе Шахрисабзе в 2000 году, памятники в городе Самарканде в 2001 году, включены в список Всемирного Культурного Наследия.

В архитектурных памятниках, расположенных на территории нашей страны, отражены история развития науки, искусства и культуры эпох их возведения. Изучение исторических памятников, их бережное сохранение и восстановление – это наш долг перед потомками. В последнее время наблюдается интенсивное разрушение этих сооружений, причиной которого является длительный срок службы, атмосферные, сейсмические, техногенные воздействия и др.

В научных трудах академиков Я.Т.Гулямова [33], И.Муминова [49], Б.А.Ахмедова [27,28 ], Г.А.Пугаченковой [ ], А.Аскарлова [30 ], докторов наук, профессоров П.Захидова [39,40 ], М.Булатова [31], А.Уралова [59], К.Ахмедова [29], и др. достаточно хорошо отражены вопросы археологии, архитектуры, искусствоведения, истории эпох сооружений исторических памятников. Анализ отмеченных выше научных трудов, архивных материалов показывает, что работы по изучению конструктивных особенностей этих сооружений являющихся несущими всех нагрузок, от которых главным

образом зависит прочность, устойчивость, сейсмостойкость и долговечность сооружений недостаточно изучены. Восполнению этого пробела посвящена данная монография.

Комплексное, углубленное изучение состояния архитектурных памятников с позиции инженерно-строительной науки, исследование напряженно-деформированного состояния их несущих конструкций на данном этапе позволит выявить ряд негативных факторов, влияющих на интенсивное развитие деформационных процессов в этих сооружениях.

Поэтому задачи выявления, устранения или уменьшения влияния этих факторов на состояние сооружения являются актуальными в решении проблемы обеспечения долговечности памятников архитектуры. С практической точки зрения позволяет более рационально использовать средства, выделенные на ремонтно-восстановительные работы.

В монографии приведены результаты инженерного анализа конструкций, оценка технического состояния и разработка конструктивных мероприятий по усилению архитектурных памятников Шахрисабза, Самарканда, Бухары, Хивы и др.

В Шахрисабзе сохранились многие из выдающихся памятников конца XIV века и первой половины XV века, эпохи высочайшего расцвета средневекового зодчества, среди которых особое место занимает архитектурный комплекс – дворец Оксарой.

Дворец служил правительственной резиденцией правителя Амира Темура. Его строили (1380-1404 гг.) хорезмские и приглашенные из других стран лучшие мастера того времени.

По описаниям современников дворец своим масштабом, размерами и величиим потрясал воображение современников, он представлял собой обширный комплекс, состоящий из общественных и жилых построек. В настоящее время от величественного дворца сохранились лишь два разобщенных пилона входного портала, соединенных некогда аркой, которая была крупнейшей по меркам того времени.

Катастрофические последствия ряда сильных землетрясений последних лет выявили ряд проблем, требующих более детального изучения и безотлагательного решения повышения сейсмостойкости и надежности несущих конструкций архитектурных памятников.

Особенно, в последнее время по различным причинам сильно ухудшается состояние архитектурных памятников.

В этих условиях особую актуальность приобретает забота об их консервации и реставрации. При этом необходимо обеспечить в первую очередь сейсмостойкость и надежность их несущих конструкций. В связи с этим в качестве объектов исследований принимаются архитектурные памятники Шахрисабза, возведенные в эпоху Темура и темуридов (дворец оксарой, Дорултиловат, дорут Саодат), Самарканда, Бухары и Хивы [21,25,23,24,25].

Приводятся результаты натурных экспериментов по исследованию динамических свойств существующих минаретов, необходимость в которых вызвана тем, что в настоящее время отсутствуют какие-либо достоверные данные о поведении их при динамических воздействиях.

Как пишет проф. Г.П.Горшков [35] «Интенсивность современных тектонических процессов в пределах Средней Азии выше, чем в любом другом месте азиатского материка (за исключением, быть может некоторых участков Гималаев). При сейсмических колебаниях грунта в зданиях и сооружениях возникает наряду с поступательными и крутильными колебаниями. Они могут появляться не только при наличии эксцентриситета между центром тяжести и центром жесткости сооружения, но также и при его отсутствии. Одной из причин возникновения крутильных колебаний зданий может быть то обстоятельство, что направление смещений и ускорений сейсмической волны может совпадать с направлением движения волны, так и быть к нему перпендикулярным.

В этом случае на памятники архитектуры будут действовать силы, которые помимо поступательного смещения, будут стремиться повернуть его вокруг

центра тяжести. Если к тому же длина здания соизмерима с длиной сейсмической волны, то крутящий момент, вызванный действием инерционных сил, может достигать существенного значения. Исследованиями проф. И.Л.Корчинского [56] установлено, что дополнительные нагрузки от крутильных колебаний могут достигать до 20-25% от основных сейсмических нагрузок..

В работах, посвященных инженерному анализу и обследованию последствий землетрясений приводятся фактические данные о существенных влияниях крутильных колебаний на здания и сооружения [2,3,4,5,6,7,8,9,10,12,13,14,15,16,17,18,19,20,26,56,57,59].

Приводятся результаты натуральных экспериментов исследований динамических свойств существующих минаретов, необходимость в которых вызвана тем, что в настоящее время отсутствуют какие-либо достоверные данные о поведении их при динамических воздействиях.

Отдельные авторы достаточно подробно отмечают довольно разнообразный характер повреждений памятников архитектуры, вызываемых землетрясениями и упрощенно объясняют эти различия разным характером колебаний почвы, вращательным движением, влиянием «пластических» свойств гипсовых растворов и прочими факторами. Некоторые особенности в характере разрушений можно объяснить этими причинами. Однако, сущность явлений состоит в том, что в минаретах имеет место сложное напряженное состояние, вызванное деформациями сдвига и кручения.

Поведения различных зданий и сооружений при землетрясениях свидетельствует о том, что его не всегда можно с необходимой точностью описать одномерными расчетными схемами. Сейсмическое воздействие представляет собой многокомпонентное движение грунта, распространяющимся конечной скоростью. Последний фактор обуславливает угловые перемещения конструкций памятников относительно вертикальных осей. Наличие этого фактора требует перехода на расчеты с использованием сложных расчетных моделей, в которых учитывают реальные свойства

конструкций и сейсмических воздействий. Сейсмические реакции высотных сооружений в неоднородном поле воздействий еще недостаточно изучены и по этой причине имеющиеся нормативные документы не содержат достаточных указаний по обеспечению их сейсмостойкости. Решение этой задачи требует исследования новых видов сейсмической реакций, которые не всегда считаются существенными. Поэтому исследование таких вопросов, как влияние конечной скорости распространения сейсмических волн в грунте на величины сейсмических воздействий и характер напряженного состояния являются весьма актуальными.

Монография состоит из введения, трех разделов и 16 глав.

Главы 1-7 посвящены анализу напряженно-деформированного и технического состояния, а также разработке концепций расчета архитектурных памятников на сейсмические воздействия.

На основе результатов комплексных исследований разработаны конструктивные меры по обеспечению долговечности аварийного пилона дворца Оксарой.

В главах 8-12 приведены результаты анализа конструкций, оценка НДС минаретов с целью обеспечения их долговечности. Рассмотрены особенности конструктивных решений и форм минаретов Республики Узбекистан. Приведены результаты натурных обследований и оценка динамических характеристик с учетом изгибных и крутильных колебаний минаретов. Выполнены сравнения экспериментальных данных с расчетными, разработаны конструкции усиления минаретов.

Далее в 13-16 главах рассмотрены результаты комплексных исследований состояния мечети Тилла Кори с целью разработки конструктивных мер по обеспечению его долговечности. В конце монографии приведены выводы и рекомендации.

## Г Л А В А I

# АНАЛИЗ КОНСТРУКЦИЙ, ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ АРХИТЕКТУРНЫХ ПАМЯТНИКОВ И РАЗРАБОТКА КОНСТРУКЦИЙ УСИЛЕНИЯ ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ ИХ ДОЛГОВЕЧНОСТИ

### 1.1. Состояние исследуемого вопроса

В Узбекистане много уникальных архитектурных памятников, имеющих Всемирное значение. Анализ литературных источников, архивных материалов и изучение в натуре уникальных памятников показывает, что в этих сооружениях достаточно хорошо изучены вопросы археологии, архитектуры, истории и искусствоведения. К сожалению, конструктивные особенности этих сооружений, несущих все виды нагрузок, от которых главным образом зависит устойчивость и долговечность сооружений, мало изучены. По различным причинам (землетрясения, техногенные воздействия, поднятие уровня грунтовых вод, нарушения условий эксплуатации и др.) сильно ухудшается состояние архитектурных памятников. Например, разрушения 1995 г. одного минарета комплекса Чор-Минор в г. Бухаре, в крайне аварийном состоянии находятся конструкции мечети Тилла – Кори в Самарканде, дворец Оксарой, комплекс Дорут Тиловат, Дорус Саодат в г. Шахрисабзе (рис.1.1.) и др. В этих условиях особую актуальность приобретает забота о сохранении, реставрации и восстановлении архитектурных памятников, представляющих национальную гордость и культурное наследие узбекского народа.

Поэтому, прогнозирование состояния архитектурных памятников, обеспечение устойчивости и сейсмостойкости, с целью сохранения их на долгие годы, является исключительно важной проблемой.

Для решения этой проблемы срочно с большой ответственностью необходимо изучить состояние и прогнозировать дальнейшее поведение тех архитектурных памятников, состояния которых ухудшается ежедневно. Для этого необходимо провести инженерное обследование, оценить техническое состояние, организовать систему постоянного мониторингового наблюдения,

поведения основания фундамента сооружений и конструкции архитектурного комплекса.



Рис.1.1. Дворец Оксарой

Решение этих задач соответствует программе научно-исследовательских работ «Инженерное обследование, оценка технического состояния, прогнозирования резерва несущей способности, разработка конструктивных решений по обеспечению их долговечности», составленной в 1996 году автором данной монографии. В соответствии данной программе выполняется комплекс исследований дворца Оксарой, Доруттиловат, Дорут Саодат в г. Шахрисабзе и памятников архитектуры Самарканда, Хивы, Бухары и др.

Город Шахрисабз – родина Тимура, место его рождения. Его становление как личности связано с Шахрисабзом и дворец Оксарой был построен по его инициативе и под его руководством. В настоящее время дворец Оксарой числится в Международной организации ЮНЕСКО как один из величайших творений человечества.

Первым из европейцев, упомянувшим в своем произведении еще незавершенный дворец Оксарой, является посол испанского короля Рюи Гонзалес де Клавихо, посетивший его в 1403 году [38]. После завоевания Средней Азии Царской Россией, в 1870 году остатки дворца посетил А.А.Кун [44]. В 1928 году Б.Н. Засыпкин, Бачинский А.М. [32,41] провел первое обследование памятника. В 1936 году архитектором М.Ф.Мауэром [46] была предпринята попытка исследований фасада и фундамента пилонов Оксарой, в 1942 году исследованием дворца занимались М.Е.Массон и Г.А.Пугаченкова [48].

В начале 1950 годов были предприняты ремонтные работы на памятнике, которые коснулись подводки его цокольных частей. В последующем, в различные годы по специально составленным программам проводились исследовательские работы фундаментов. В частности, вскрытием шурфов были установлены глубины заложения фундаментов, их материал, уровень грунтовых вод и др.

Таким образом, анализ архивных материалов и опубликованных работ [17,24,25,16,31,32,40] показывает, что в период с 1880 по 1980 годы выполнен большой объем работ по изучению остатков дворца Оксарой в г. Шахрисабзе. Анализ этих же материалов позволил сделать следующие выводы:

1. Ни в одной из этих работ нет комплексного подхода к инженерному анализу состояния конструкций дворца Оксарой;
2. Нет оценок напряженно-деформированного состояния конструкций;
3. Нет глубокого анализа гидрогеологических состояний оснований, а также расчетных данных напряжений, приходящихся на грунт в данный момент;
4. Нет конкретных конструктивных мероприятий по усилению аварийных конструкций пилонов;
5. Отсутствуют расчетные данные о сейсмостойкости сохранившихся пилонов оксарой;

6. Нет глубокого анализа и инструментальных измерений крена и осадок конструкций, а также данных динамических параметров конструкций. Поэтому для достоверной оценки технического состояния объекта необходим комплексный подход к инженерному анализу сооружения в целом.

## **1.2. Объемно-планировочные и конструктивные решения памятника архитектуры Оксарой**

Дворец Оксарой строился (1380-1404) по инициативе Тимура для торжественных церемоний. Дворец некогда был грандиозных размеров. От всего дворца до наших дней сохранилось два пилона входного портала без свода, некогда соединявшего их. Дворец ориентирован по главной (продольной) оси с севера на юг, поэтому пилоны находятся на западе и востоке от условной оси здания (рис.1.2).

По описаниям современников, дворец представлял собой обширный комплекс жилых и общественных построек, сгруппированных в несколько дворов. На оси парадного двора было главное купольное здание для заседания государственного совета, по сторонам – залы заседаний советников. Двор обходила галерея, ведущая к гостиным залам и жилищу.

В настоящее время от величественного дворца сохранились лишь два разобщенных пилона входного портала, соединенных некогда аркой, которая была одной из крупнейших того времени. План пилонов приведен на рис.1.3., пилоны фланкированы, круглыми минаретами на граненом основании. Высота конструкции дворца Оксарой до разрушения достигала 74 м [38].

Сохранившийся портал свидетельствует, что дворец был выполнен в характерных для Темура формах, поражающих зрителя не только масштабом, но и изощренностью архитектурного декора, образцы которого можно увидеть еще на портале.

Эффект грандиозности достигался монолитностью кирпичных масс, украшенных сплошь, по всей поверхности главного фасада, мозаичными

орнаментами. Крупные плоскости свода угловых минаретов одеты панцирем кирпичной мозаики.

Западный пилон сохранился на высоту 38 м от дневной поверхности земли. Фасадная часть пилона представляет собой вертикальную плоскость. Она облицована кирпичной мозаикой.

Южный дворовой фасад пилона также имеет несколько ярусов по высоте и разноплановость по горизонтали.

Сохранился пилон малой арки, а её фасадная стена является щипцовой стеной большого свода. Высота фрагмента 22 метра от земли.



Рис 1.2. Общий вид пилонов дворца Оксарой

Справа – западный, слева – восточный

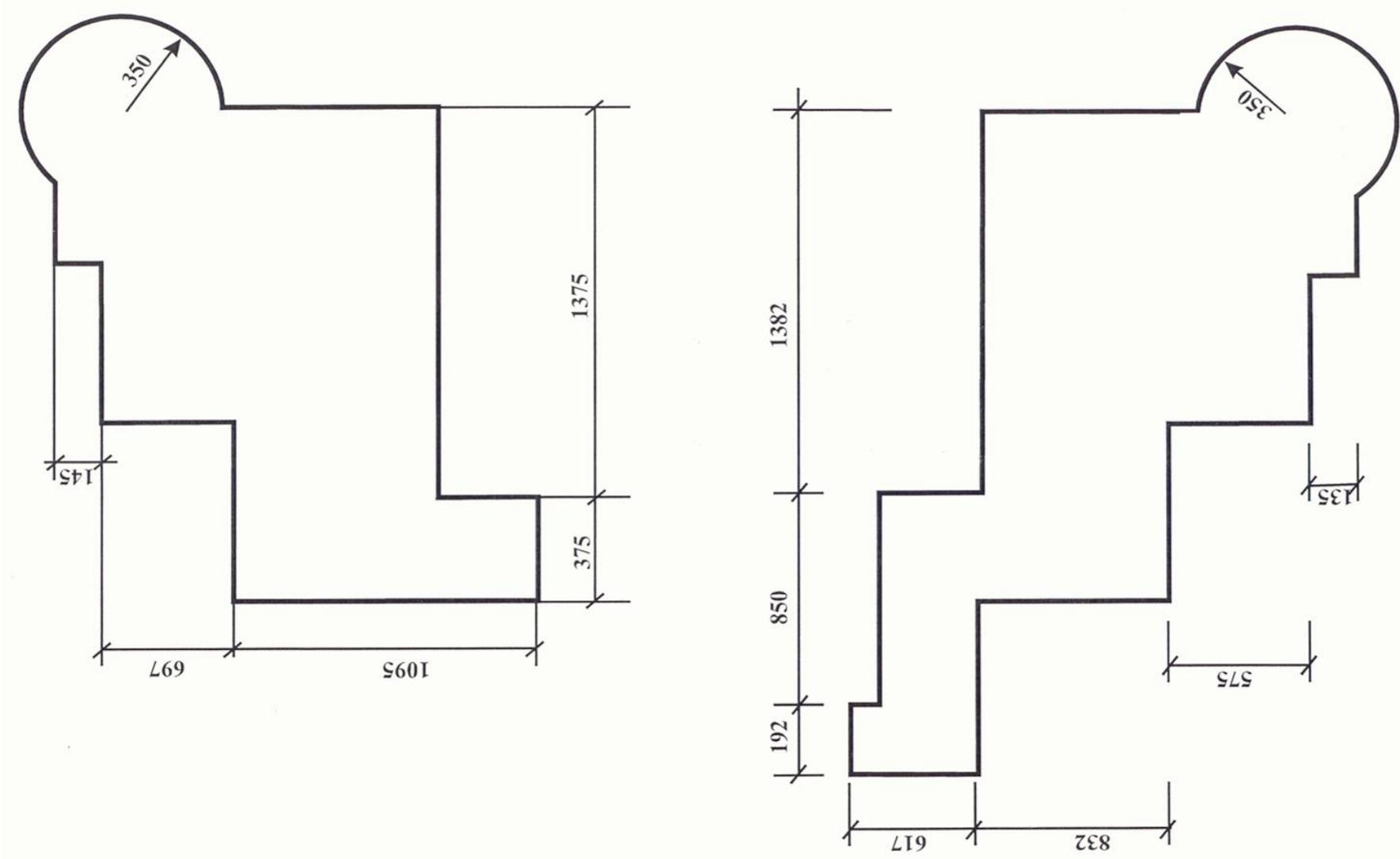


Рис. 1.3. План пилонов дворца Оксарой

## Г Л А В А 2

### ИНЖЕНЕРНОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ С ФИКСАЦИЕЙ ПОВРЕЖДЕНИЙ И ДЕФОРМАЦИИ ДВОРЦА ОКСАРЫ

#### 2.1. Задачи обследований

Целью комплексных инженерных обследований является изучение конструктивных решений, оценка их напряженно-деформированного состояния под влиянием сейсмических и геологических условий, т.е. исследование причин деформаций конструктивных элементов памятника во взаимодействии их с факторами окружающей среды.

Для всестороннего изучения состояния памятников архитектуры необходимо провести комплекс мероприятий по их инженерному обследованию включающий в себя:

- натурное изучение объемно-планировочных и конструктивных решений, их особенности с выявлением и фиксацией повреждений, разрушений и деформаций;
- изучение физико-механических характеристик материалов, грунтовых оснований и конструкций;
- выполнение инструментальных измерений динамических параметров конструкций в натуре;
- проведение последовательных высокоточных геодезических наблюдений за осадками и кренами конструкций;
- разработка, на основе анализа вышеприведенных результатов, конструктивных мероприятий по усилению аварийного пилона дворца Оксарой.

Сохранившиеся пилоны в плане представлены, как криволинейные, симметрично расположенные массивные каменные конструкции с гულдастами, в дальних углах.

В восточном (левом) пилоне сохранился малый пилон внутреннего портала, в то время, как в западном (правом) пилоне он полностью отсутствует до

планировочной отметки, остался только ровный вертикальный срез по кладке в основном пилоне.

Вид сохранившихся пилонов и деформированные их состояния показан на рис 2.1.



Рис. 2.1. Фрагмент фасада аварийной части восточного пилона

## **2.2. Обследование, выявление дефектов и деформаций, а также оценка нагрузок дворца Оксарой в Шахрисабзе**

Как было отмечено, от всего дворца Оксарой до наших дней сохранились лишь два пилон входного портала. С целью выявления имеющихся деформаций сооружения и определения необходимых конструктивных мероприятий по его закреплению и консервации проведено детальное обследование.

## ФУНДАМЕНТЫ

Фундаменты выполнены, как мощный единый массив под весь пилон и представляют собой трапецию с уширением снизу до 2,0 м. Материал фундамента валуны средних и больших размеров, выложенные на кыровом растворе. Глубина заложения фундаментов колеблется от 3 до 3,5 м.

В связи с тем, что минимальный уровень грунтовых вод в летний период достигает 3,05-3,10 м, то происходит капиллярный подъем воды в растворе с его увлажнением. Техническое состояние раствора находится в удовлетворительном состоянии, значительных разрушений и выщелочиваний не выявлено. Сцепление раствора с галечником удовлетворительное, о чем свидетельствует отсутствие выпадения камней из кладки, а выпадение отдельных камней происходит вследствие их малой заделки в растворе.

Верх фундамента находится ниже планировочной отметки на 50-60 см и данная часть пилонов выполнена из кладки кирпичей на ганчевом растворе. Данная кладка находится в незначительном увлажненном состоянии.

Для оценки состояния фундаментов 1996-2001 году в четырех местах западного и восточного пилонов были заложены геологические шурфы (рис.2.2). Анализ физико-механических свойств материалов основания приведены ниже.



Рис. 2.2. Геологический шурф. Устройства фундамента пилонов. Кладка из каменных валунов на кырьевом растворе

## Западный пилон

Западный пилон сохранился на высоту 38 м от планировочной отметки (рис. 2.3., 2.4).

### а) Главный фасад

Средняя часть фасадной плоскости пилона облицована кирпичной мозаикой геометрического рисунка. Облицовка в хорошем состоянии. По обе стороны от пояса из кирпичной мозаики проходят вертикальные полосы арабской надписи, выполненной в технике майолики на шестигранных плитках. Обе полосы арабской надписи соединены, по всей вероятности, под панно из кирпичной мозаики. В настоящее время нижнего соединительного пояса нет, нижние части (по вертикали) арабской надписи также утрачены.

Угол между щековой стеной и фасадом пилона до пяты свода оформлен  $\frac{3}{4}$  колонкой с облицовкой из майоликовых плит с подглазурным золочением. Облицовочный слой  $\frac{3}{4}$  колонки сохранился очень плохо. Базовая часть (нижняя часть колонки) облицовки утрачена полностью. Продолжением  $\frac{3}{4}$  колонки является плоский пояс (архивольт), выполненный в технике майолики с надглазурным золочением, рисунок облицовки растительно-геометрический. Сохранился угол начала облицовки тимпана. Облицовка была облицована майоликовыми плитами растительно-геометрического рисунка.

В цокольной части пилона, где раньше была панель, сохранилась черновая кирпичная кладка с ремонтными перекладками из европейского кирпича.

В нижней части панели на стыке фасада пилона и угловой гильдасты сохранился фрагмент нижнего пояса обвязки панели из серого мрамора.

### б) Соффит и щековая стена пилона

Щековая стена пилона отделена от соффита поясом эпиграфической надписи шрифтом, выполненным на майоликовых плитах. Слой облицовки с эпиграфической надписью в хорошем состоянии, утрачено начало пояса надписи на 0,5-1,0 метра.

В плоскости щековой стены имеется декоративная арочная ниша высотой более 5 метров и глубиной более 1 метра.

Панели утрачены полностью. Плоскости щековой стены и декоративной ниши облицованы майоликовыми плитками растительного орнамента. Утраты значительные. На высоту более 2-х метров от верха панели облицовочные слои утрачены полностью. Реставрация и восстановление их возможны, т.к. рисунок облицовки всех панно и поясов обрамления растительного орнамента с чередующимися повторами.

Поверхность соффита свода на три четверти своего размера по вертикали облицована кирпичной мозаикой геометрического рисунка. По всей плоскости соффита видны концы деревянных балок, ранее служивших выпусками для подмостей, с которых велось строительство, а затем как связующая арматура между конструктивной кладкой и облицовочными слоями.

Оставшаяся часть поверхности свода имеет облицовку из майоликовых плит геометрического орнамента с разбивкой плоскости на отдельные панно.

Утраты облицовки поверхности софитной части составляют 25-30%. Недалеко от щипцовой стены имеются два арочных оконных проема. Сохранившаяся часть кирпичной кладки купола утратила свою несущую способность.

#### в) Щипцовая стена пилона

Кирпичная кладка с фасадной стороны имеет вертикальную поверхность. Панели утрачены полностью. Место панелей заложено ремонтной кладкой из современного и квадратного кирпича на ганчевом растворе.

Поверхность сохранившегося участка щипцовой стены облицована майоликовыми плитками геометрического рисунка с обрамляющим поясом. Выше горизонтального пояса арабской надписи облицовка щипца была из кирпичной мозаики, о чем свидетельствует сохранившийся ее фрагмент размером не более 1 м<sup>2</sup>. Вертикальный пояс эпиграфической надписи выполнен шрифтом «сульс», он обрамлял арочный вход, который располагался в щипцовой стене портала. Сохранившиеся части облицовочного слоя имеют утраты до 40%.

Угол щипцовой стены поверхности арочного входа оформлен в виде майоликового жгута.

Сохранившийся фрагмент кирпичной кладки щековой стены арочного свода облицован майоликой. Сохранность хорошая, но имеется опасность обрушения всего сохранившегося фрагмента щипцовой стены свода.

г) Южный дворовой фасад

Все архитектурные членения ниши, арочки и т.д. обрушились.

Сохранились остатки, непосредственно относящиеся к этому фасаду. Верх кирпичных кладок не имеет формы. Согласно архивным документам должны быть арочные оконные и дверные проемы с выходами на поверхность, их нет (утрачены).

Сохранившаяся кладка первого яруса имеет большое количество перекладок и ремонтных штукатурок. Последующие плоскости выполнены из облицовочного кирпича с расшивкой швов.

При тщательном изучении пилонов поярусно, могут возникнуть очень интересные решения планировки помещений и выходов внутри них. Верхняя часть плоскостей кладки, всех выступов ее – разрушены, не имеют формы.

д) Западный дворовый фасад.

Все кладки по верхнему обрезу разрушены, поверхность их заросла травой. Плоскости стен вертикальны, выполнены из облицовочного кирпича.

Каждый планировочный ярус имеет свою плановость стен. Ярусы в планировочном отношении не повторяют друг друга, имеют свою планировочную схему. Если приступить к исследованию пилонов в ближайшие год два, то можно ещё многое восстановить.

На фасаде очень много следов от деревянных балок лесов. Балки от времени сгнили и выпали, а на фасаде остались отверстия.

На двух верхних ярусах имеются глубокие арочные ниши, дверные проемы, проходы и т.д.

Фасадная плоскость, прилегающая к гульдасте вся покрыта выбоинами в кирпичной кладке. Происхождение их определить на данном этапе не

представляется возможным. По всему фасаду плоскости, примкнувшей к гильдасте, имеются четыре оконных проема, одно над другим. На нижней части фасадов, примыкающих к гильдасте, есть два дверных проема, в данное время заполненных.

#### Е) Гильдаста

Округлая гильдаста на граненном основании является, как бы, завершающим звеном массива пилона портала.

Гильдаста сохранилась на одну высоту с пилоном, т.е. на 38 метров от дневной поверхности земли. Цокольная часть гильдасты отделена от мозаичной облицовки тела ее мраморным граненым поясом. Мраморный разделительный пояс сохранился, а облицовки цоколя утрачена полностью. Черновая кладка цокольной части гильдасты в хорошем состоянии, видны ремонтные перекладки. Ее мозаичная облицовка гильдасты выполнена ярусами. В каждом ярусе свой рисунок облицовки. Первый (нижний) ярус гильдасты граненый, имеет 7 граней, рисунок облицовки чередуется через один. Каждая грань разбита на арочное декоративное зеркало, заполненное кирпичной мозаикой геометрического рисунка (ромбы голубого и синего цвета). Утраты облицовочного слоя составляют 20%.

Далее идет пояс арабской надписи коранического содержания, выполненный из кирпичной мозаики. Буквы белые с синим обрамлением на терракотовом поле. Утраты 15 %. Следующий пояс облицовки также из кирпичной мозаики очень крупного геометрического рисунка.

Внутренние пространства геометрических фигур заполнены кирпичной мозаикой голубого цвета – изречения из Корана на терракотовом поле.

Последний – четвертый пояс сохранившейся облицовки выполнены из кирпичной мозаики геометрического рисунка – вытянутые ромбы мелкого рисунка. Сохранность облицовочных слоев хорошая. Утраты составляют около 50%. Верхняя часть кладки вместе с облицовочными слоями (на сохранившемся объеме) в плохом состоянии, требуется капитальная реставрация.

С северной и восточной сторон пилон имеет вертикальные плоскости. Не имеющие практически значительных разрушений в кладке и только с южной стороны восточного пилона имеется вертикальный след отрыва кладки массива малого пилона до отметки 21,0 м. Ниже данной отметки уступ малого пилона сохранился в удовлетворительном состоянии: деформаций и трещин не имеет, а северной и восточной сторон сохранилась на поверхностях майолика.

С восточной стороны в верхней части пилона имеются две вертикальные трещины примерно равноудаленные от углов с шириной раскрытия от 10 до 40 мм. Трещины проходят в основном по швам кладки и только в верхней части, где ширина раскрытия достигает 40 мм, трещина проходит по кирпичу. Это связано с тем, что сверху были значительные напряжения в период обрушения вышележащих конструкций.

Наличие двух симметричных трещин одинаковой длины и проходящих по верхней части пилона свидетельствует о том, что обрушение вышерасположенных конструкций происходило по обе стороны в северном и южном направлениях. Южная трещина проходит во внутрь по замкам арочных оконных проемов, а северная – в местах расположения бревен.

С южной стороны имеются вертикальные следы отрыва малого пилона до самой планировочной отметки, т.е. за исключением небольшого уступа, конструкции малого пилона отсутствуют. В плоскости отрыва имеются наклонные незначительные трещины, образовавшиеся во время отрыва. Кладка в зоне отрывов практически не подвергалась процессу разрушения, отсутствуют разрушения и выщелачивание раствора и кирпичей, нет ощущения того, что отрыв произошел несколько столетий назад.

С западной стороны массив пилона, начиная с отметки 21,0 м, выполнен уступами, образуя очертания пирамиды с уменьшением своей массы по высоте. В зоне уступов находятся помещения, и именно эти участки имеют разрушения кладки, т.е. по-видимому, в период обрушения вышерасположенных конструкций произошли разрушения кладки в зонах уступов в виде сколов и как бы «размачаливания» кладки. На этих участках сохранились кирпичи и

раствор, но без прочной связи между собой, что позволило атмосферным осадкам увлажнить данные участки на глубину до 1,0 м.

Сверху массива образована сферическая, криволинейная поверхность с учетом сколов кладки по граням пилон. Прочность кладки незначительно ниже прочности в неразрушенной части, что неудивительно, т.к. верхняя часть повержена влиянию атмосферных осадков и процессу замораживания и все же раствор не потерял полностью своей прочности за такое продолжительное время.



Рис.2.3. Западный пилон (южный фасад)

Техническое состояние всего массива пилон практически находится в удовлетворительном состоянии (рис. 2.3., 2.4). Необходимо произвести конструктивное усиление в верхней восточной части пилон (в зоне трещин) и консервацию в зонах разрушения кладки.



Рис.2.4. Западный пилон (вид с северо-восточной стороны)

## ВОСТОЧНЫЙ ПИЛОН

Восточный пилон сохранился в полном объеме (рис.2.5., 2.6.) и состоит из основного и малого пилонов, т.е. пилонов основной арки и внутренней. Высота восточного пилона – 35 м, аварийная часть – 22 м.

### а) Главный фасад пилона

Поверхность фасада пилона представляет из себя полосу, облицованную в середине кирпичной мозаикой. Кирпичная мозаика разбита на два равновеликих зеркала. Над нижним зеркалом сохранился тимпанчик из майолики растительного орнамента. Утраты составляют около 10%. Полосу из кирпичной мозаики обрамляет пояс из майоликовых и терракотовых плиток. Рисунок в сеточку. По обе стороны от пояса из кирпичной мозаики проходят вертикальные полосы арабской надписи, выполненной в технике на шестигранных плитах.

Восточная полоса арабской надписи не сплошная, как западная, а имеет переходные розетки.

Утраты в облицовочной поясе арабской надписи около 50%, а утраты в облицовке из кирпичной мозаики 10-15%.

Трехчетвертная переходная колонка, обрамляющая внутренний угол свода по форме сохранилась хорошо, а облицовочный слой из майоликовых шестигранных плиток с растительным рисунком утрачен на 80%. Сохранилось начало архивольта. На цокольной части свода утрачена на 40%, а сохранившаяся часть отслаивается от тела кладки.

б) Щипцовая стена.

Сохранился пилон малой арки, а её фасадная стена является щипцовой стеной большого свода. Высота этого фрагмента 22 метра от земли. Этот массив имеет отклонение от основного пилон на юг (во двор), по верхнему обрезу кладки на 67 см. Облицовка панели утрачена полностью. Сохранившийся облицовочный слой (выше панели) из майоликовых плит. Вся плоскость облицовки расчленена на две вертикальные полосы. Одна полоса с растительно-геометрическим орнаментом, другая – эпиграфическая надпись выполненная сульс и куфа. Облицовочные слои полос в хорошем состоянии, утраты составляют 15-20%.

Наружный угол стены оформлен в виде витого жгута с майоликовой облицовкой. Сохранилась нижняя часть жгута (его начало) с облицовкой. На рисунке приведены характерные деформации аварийного пилон (рис.2.5.).

в) Шоковая и софитная стенка малого свода

Облицовка панели утрачена на 100%. Вся цокольная часть стены переложена. Ремонтная кладка цоколя выполнена в одной плоскости вышележащими остатками облицовок.

Плоскость шоковой стены и софит малой арки облицованы майоликой.

Майоликовые плитки облицовки были различного формата. Это и квадратные плитки с размерами 20x20 см и шестигранники той же площади и большие плиты целого панно. Утраты облицовки достигают 85-90%, хорошо сохранилось членение облицовок. Здесь мы видим арочное панно с тимпанами, есть квадратные и прямоугольные панно – вставки. Все это членилось и

окаймлялось поясами различной ширины. Хорошо сохранился раствор на котором была приморожена вся облицовка к телу кладки. Она и дает нам возможность представления великолепия той облицовки, которой нет. В нижней части кладки щековой стены, в примыкании ее к щипцовой стенке прохода, заложен дверной арочный проем.



Рис. 2.5. Восточный пилон (вид с южной стороны)

г) Щипцовая стена малого свода

Сохранившийся фрагмент щипцовой стены малого свода является единым монолитом с пилоном.

Панель утрачена на нем полностью, ремонтная кирпичная кладка выложена в одной плоскости с вышележащими облицовочными слоями. Сохранившаяся



Рис.2.6. Восточный пилон (вид с северо-западной стороны).

облицовка на фасадной плоскости щипца выполнена из майолики. Плоскость была разработана отдельными панно, вертикально расположенными друг под другом. Сохранилось одно целое панно и начало следующего. Утраты в сохранившейся части облицовки составляют около 30%.

д) Южный дворовый фасад.

Южный дворовый фасад пилона имеет несколько ярусов по высоте и разноплановость по горизонтали.

Верх сохранившихся кирпичных объемов не имеет формы. Оплывшие плоскости разрушенной кладки покрыты слоем глины и земли с проросшей на них травой. Массив, относящийся к малому своду, оторвался от основного массива. Трещина сквозная, легко просматривается на фасаде (2.7.).

Цокольная часть фасадов массива переложена на высоту до 1,5 метров по высоте. Глубина перекладок различна, от 0,75 м до 0,25 м на ганчевом растворе заподлицо с древней кладкой, лежащей выше.

Трещина сквозная, наклонная в отметках 7-11 м и вертикальная от отметки 4,0 м до отверстия. Ширина раскрытия в пределах 30 мм, а на отдельных участках до 70-100 мм. Трещина по своей конфигурации на наклонном участке криволинейная, проходящая в основном по швам кладки.

Дверные проемы прямоугольной формы в хорошем состоянии, по плоскости, на которые они выходили, утрачены.

Массив, относящийся к малой внутренней арке портала, весь покрыт конструктивными трещинами.

е) Восточный фасад

Сохранившиеся кирпичные кладки, кроме массива, относящегося к малой арке, находятся в хорошем конструктивном состоянии. Необходимо отметить, что верхняя часть кладок, из-за отсутствия кровли и водостоков, высотой до 1,5 м, потеряла свою несущую способность. Перекрытия под помещениями утрачены.

ё) Гульдаста.

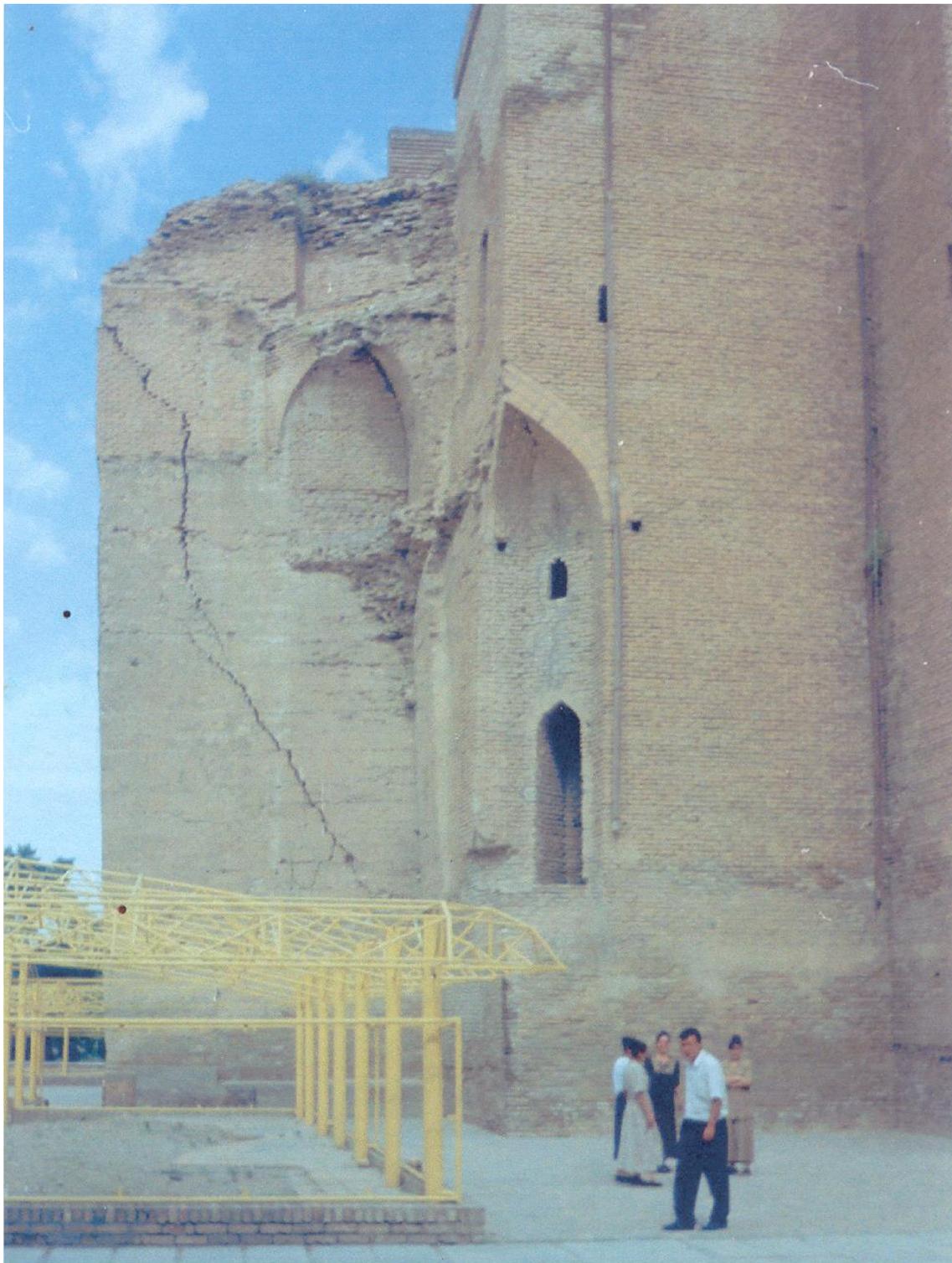


Рис. 2.7. Аварийная часть восточного пилона

Округлая гильдаста с граненым основанием завершает массив портала. Эта гильдаста сохранилась в тех же пропорциях, что и западная.

Здесь мы имеем также мраморный пояс, разделяющий цокольную часть от мозаичной облицовки. Облицовка панели, цокольной части гильдасты, утрачена полностью. Черновая кладка цоколя в хорошем состоянии. Видны ремонтные перекладки с ганчевой штукатуркой.

Мозаичная облицовка гильдасты выполнена ярусами.

В каждом ярусесвой рисунок облицовки, неповторяющийся: на западной гильдасте свой рисунок, на восточной гильдасте свой. А в общем они чень похожи. Граненный пояс тоже имеет 7 граней с чередующимися рисунками из кирпичной мозаики.

Рисунок тимпанчиков над арочным панно тоже растительного орнамента, но другого рисунка.

Облицовка из кирпичной мозаики пояса, лежащего выше арабской надписи, тоже крупного геометрического рисунка, но другой конфигурации. То же относится и к самому верхнему поясу облицовки.

Сохранность облицовочных слоев хорошая, утраты составляют около 10) от всей площади кирпичной мозаики тела гильдасты.

Верхняя часть кладки вместе с облицовочными слоями в плохом состоянии: оплывшие, нет кровли, нет водостоков.

Интерьерные помещения пилонов обследовать нет возможности из-за отсутствия лестничных ступеней в лоточных клетках. Эта работа будет возможна только после установки лесов или реставрации и восстановления всех ступеней и вывоза завалов земли и мусора от обвалов перекрытий и стен.

В порталной нише и вокруг пилонов сделана выстилка из кирпича с уклоном от памятника.

В результате обрушения вышерасположенных конструкций произошел отрыв малого пилон от основного с образованием вертикальной рваной трещиной, которая начинается с 4 метровой отметки и расширяется в верхней части до 67 см.

Трещина образовалась в самом узком месте стыковки обоих пилонов, т.е. образовался естественный антисейсмический шов.

Данный пилон по своей конфигурации в плане и в конструктивном решении по вертикали (наличие пирамидных уступов с восточной стороны) аналогичен западному (правому) пилому.

С северной и западной сторон пилон имеет меньшие разрушения, здесь в большей степени сохранилась майолика на стенах.

С западной стороны в северной части сверху проходит вертикальная трещина (аналогично западному пилому) с шириной раскрытия до 10-20 мм, а наличие прерывистой трещины в пилоне на расстоянии 0,5-1,0 м от края, указывает на произошедшие деформации в кладке в период обрушения.

Следы разрушения кладки в гультасте, расположенной в углу северо-восточной части пилона более значительны по своим размерам (клиновидный скол) ежели в гультасте западного пилона. В зоне клиновидного обрушения произошел наибольший процесс разрушения кладки, что связано по-видимому с большими напряжениями в кладке в период обрушения, приведшими к разрушению связи между раствором и кирпичом, а отсюда и большему влиянию атмосферных процессов в виде более глубокого проникновения воды во внутрь кладки и процессу замораживания этой влаги.

С восточной стороны пилона в зонах расположения пирамидальных уступов произошли более значительные разрушения (по сравнению с западным пилоном) кладки с обрушением арочных сводов помещений, а отсюда более пологими и длинными сколами кладки. Это обусловлено тем, что в данных уступах расположены помещения, а значит имеются стены толщиной 500-750 мм, которые по прочности уступают массиву (сплошной) кладки. Разрушения происходили со смятием кладки и разрывом связи раствора и кирпичей, что привело к образованию полуразрушенной кладки глубиной до 1,0 метра на отдельных участках. Обрушение данных участков кладки не происходит в связи с тем, что кладочный раствор под влиянием атмосферных процессов не превратился в пылевидное состояние и не вымыт атмосферными осадками, т.е. не произошло разрушение структуры кладки и наружные кирпичи стали как бы

заземленными одним концом в ячейке из раствора, хотя сцепление отсутствует.

С южной стороны пилона разрушения в торцах уступов (в зонах расположения помещений) аналогичны восточной стороне.

Сверху пилона разрушения аналогичны западному пилону, то есть здесь и там произошел горизонтальный сферический разрыв в кладке без практического нарушения прочности кладки в центральной части массива и смятием кладки по контуру пилона. Техническое состояние массива основного пилона удовлетворительное.

Необходимые конструктивные мероприятия аналогичны мероприятиям в западном пилоне.

### **АВАРИЙНАЯ ЧАСТЬ ВОСТОЧНОГО ПИЛОНА**

Сохранившийся данный пилон является частью конструкций внутренней арки входного портала и по техническому состоянию находится в худшем состоянии, нежели два основных пилон.

Аварийная часть пилон высотой 22,0 м образовалась от основного пилон в результате обрушения вышерасположенных конструкций и появления клиновидной сквозной трещины. Кроме отрыва произошло кручение пилон (против часовой стрелки) и его разворот в углу юго-западной части составляет 10-15 см.

С северной стороны (вил по А-А, рис.2.9.) пилон разрушений и трещин в кладке не имеются, а майолика сохранилась по всей поверхности. В зоне отметки 4,0 м имеются горизонтальные трещины на всю длину с шириной раскрытия до 10 мм, которые образовались в результате отрыва кладки при обрушении вышерасположенных конструкций в южную (противоположную) сторону.

С западной стороны (рис.вид Б-Б, рис.10) пилон разрушения кладки (выступ с отметки 11,0 м) и трещины расположены в южной части. Разрушение

выступа до отметки примерно 12,0 м вертикальное с рваной поверхностью и наличием большого отверстия в стене во внутрь пазушного помещения.

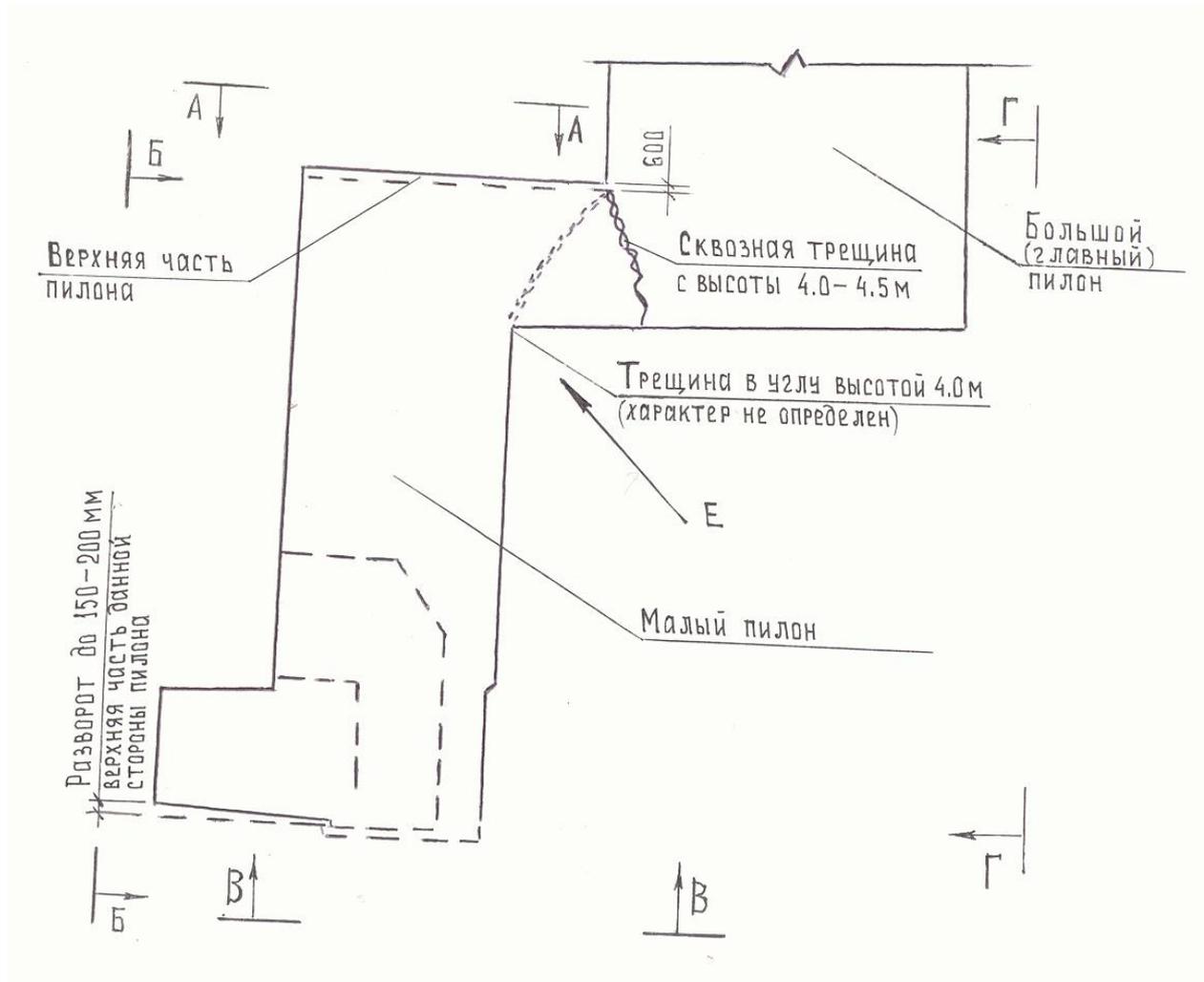


Рис. 2.8. План аварийной части восточного пилон.

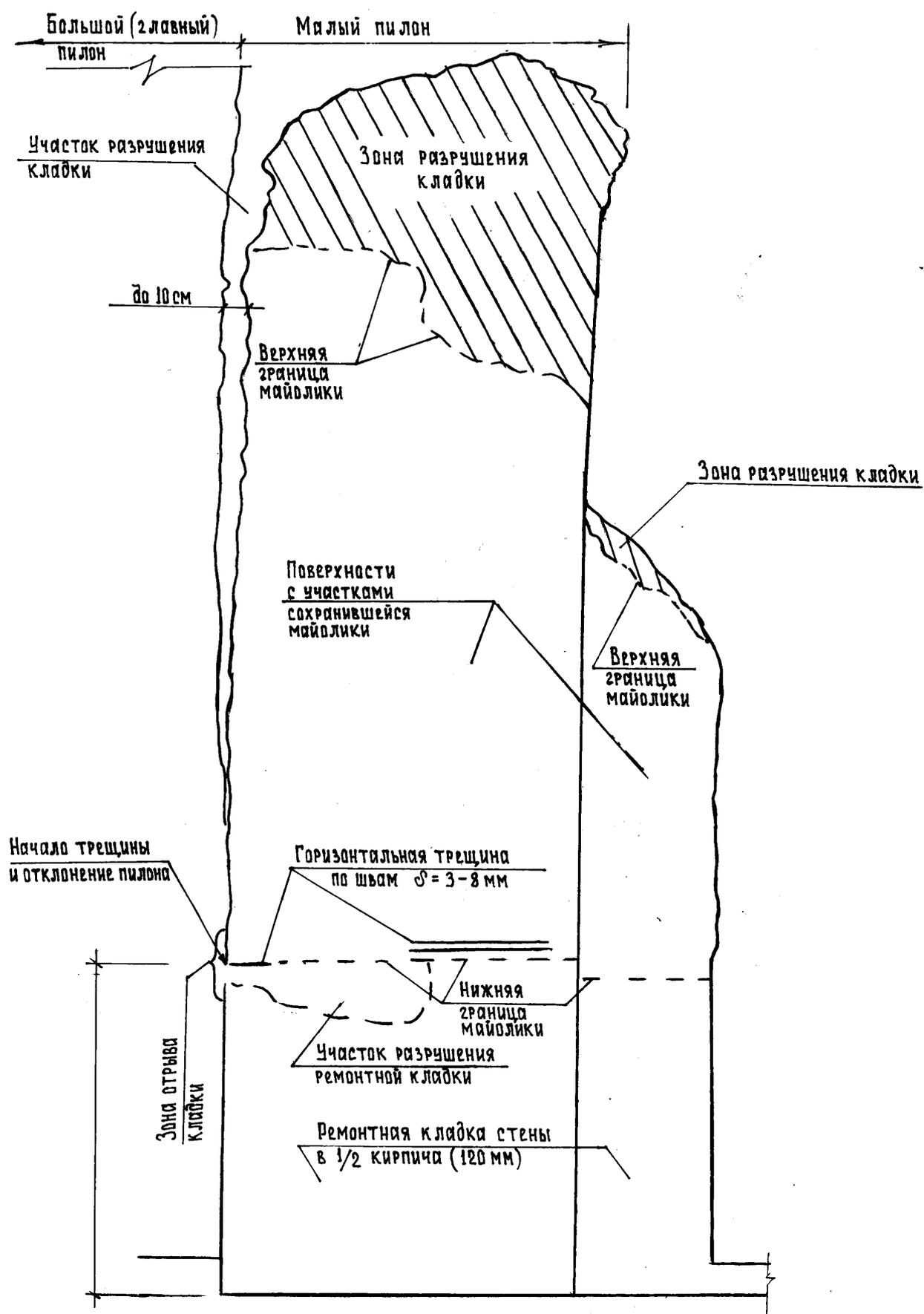


Рис.2.9. Вид А-А аварийного пилона с северной стороны.



При этом ширина раскрытая на вертикальном отрезке достигает 10-15 мм, а на горизонтальном наблюдается отпираание кирпичей друг на друга, т.е. произошла сдвижка кирпичей. Вертикальные участки трещин проходят независимо по кирпичу или швам, здесь наблюдается явный сквозной разрыв в кладке с образованием 2-х отдельных массивов, что хорошо видно на рисунке. На отметке 4,0 м с северной стороны имеется горизонтальная трещина длиной до 1,0 м, с шириной раскрытия до 5-8 мм, являющаяся продолжением трещины северной стороны пилона.

С южной стороны (вид по В-В и рис.2.11) наблюдается: разворот юго-западного угла, более сильный в верхней части: ряд наклонных трещин (в основном по швам кладки), сквозных с шириной раскрытия от 5 до 20 мм выпирание стены в зоне пазушного помещения

Значительные деформации с данной стороны в верхней части обусловлены наличием пазушного помещения (наличие торцевой стены толщиной 50 см, а не массива кладки) вызванных обрушением конструкций в данную сторону. Практически кладка в зоне помещения находится в плохом состоянии.

С восточной стороны (вид по Г-Г, рис.2.12) проходит наклонная сквозная трещина с шириной раскрытия от 10 до 50-70 мм, являющаяся продолжением трещины западной стороны пилона, которые делят массив пилона на 2 части.

В верхней части пилона в зоне уступов имеются разрушения кладки аналогичные другим уступами основных пилонов.

С южной стороны в основном пилоне (вид по Е, рис.2.13) проходит сквозная рваная трещина отрыва, при этом особенно четко видно смещение малого пилона в результате его наклона. В углу малого пилона и основного проходит угловая трещина с шириной раскрытия до 10 мм и лишь по углу паруса – достигает 50 мм. Данная трещина по всей вероятности также сквозная и стыкуется с трещиной отрыва, проверить это без зондажа невозможно, но в совокупности со всеми факторами она должна быть сквозной. Характерным для всех трещин в малом пилоне, включая трещину отрыва, является то, что все они начинаются примерно с отметки 4,0 м с расширением в верхней части пилона.



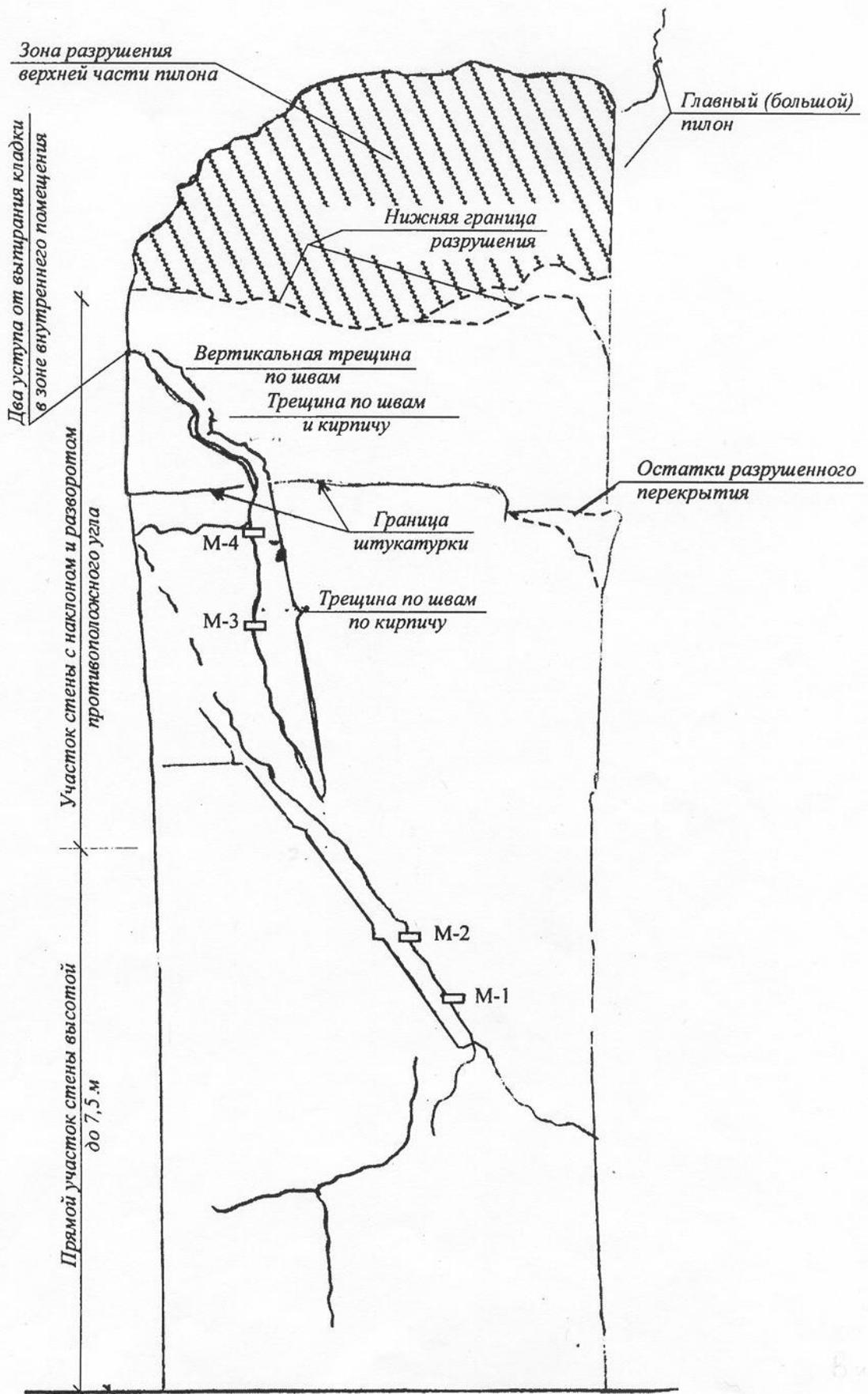


Рис.2.12. Вид Г-Г с восточной стороны пилон

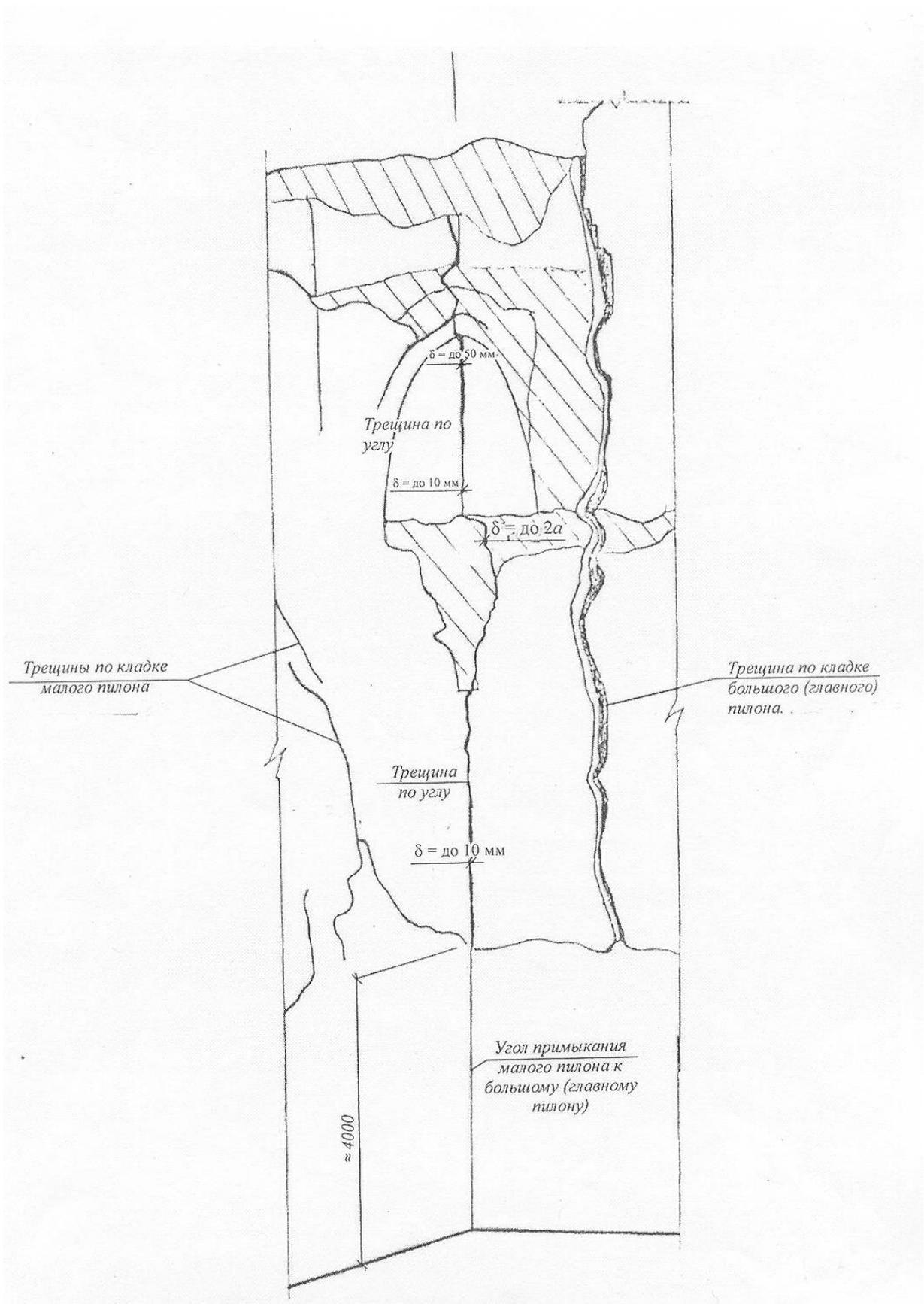


Рис.2.13. Вид по Е-Е примыкания малого пилона в основном пилоне.

Определение нагрузок пилонов необходимо для оценки напряженно-деформированного состояния и расчетов на сейсмические воздействия. Первоначально подсчитывается объем. Для удобства подсчета конструкции на отметке 0 были разделены: западный пилон на 15 участков, восточный пилон (неповрежденная часть) на 15 участков и поврежденная часть этого пилона на 10 участков.

План пилонов с разбивкой на участки представлен на рисунках 2.14, 2.15.

В результате подсчетов пилонов установлены следующие величины весов:

- для западного пилона – 13571 т;
- для восточного пилона – 11935,2 т;
- для аварийного пилона – 1513 т.

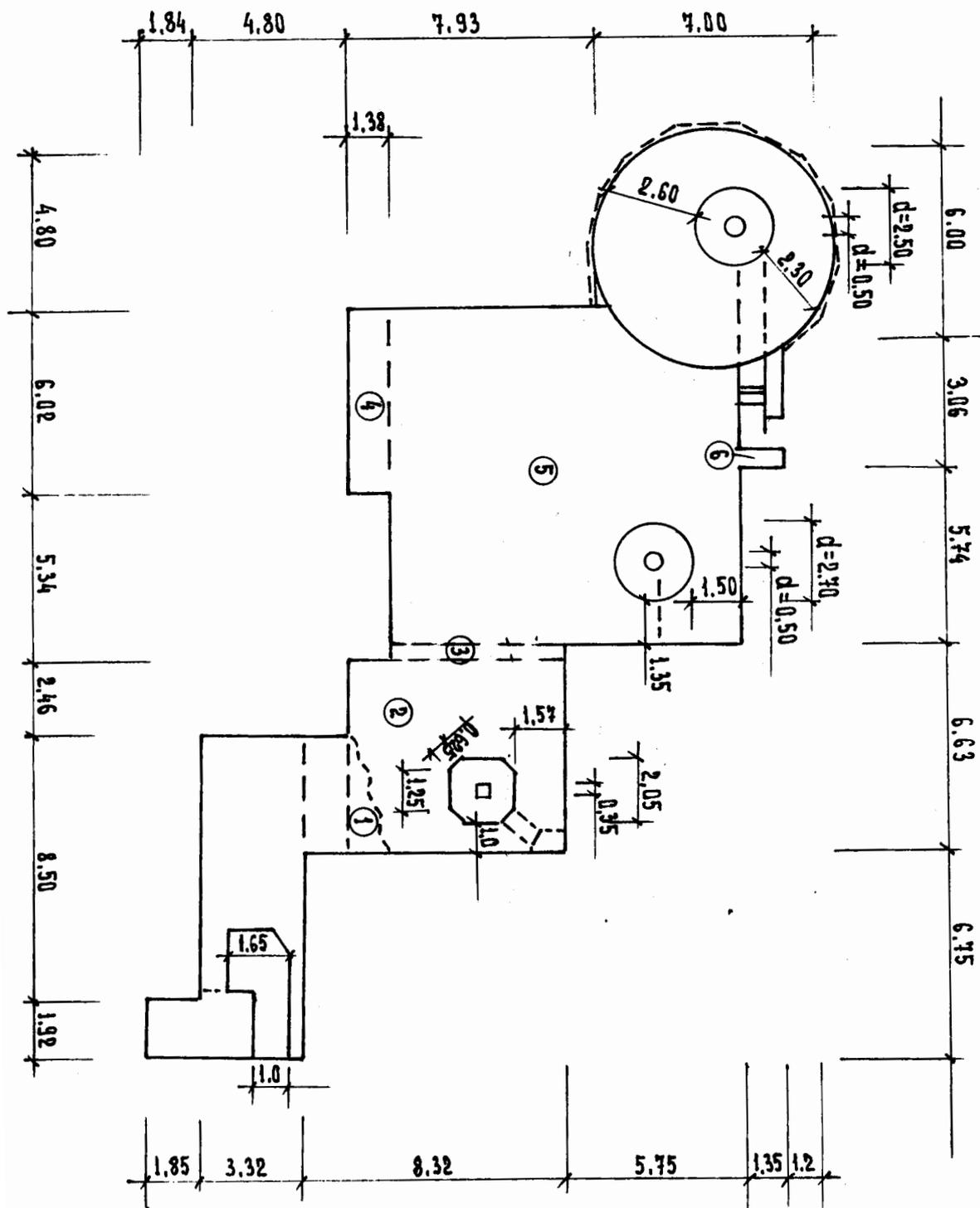


Рис.2.14. План восточного пилона.

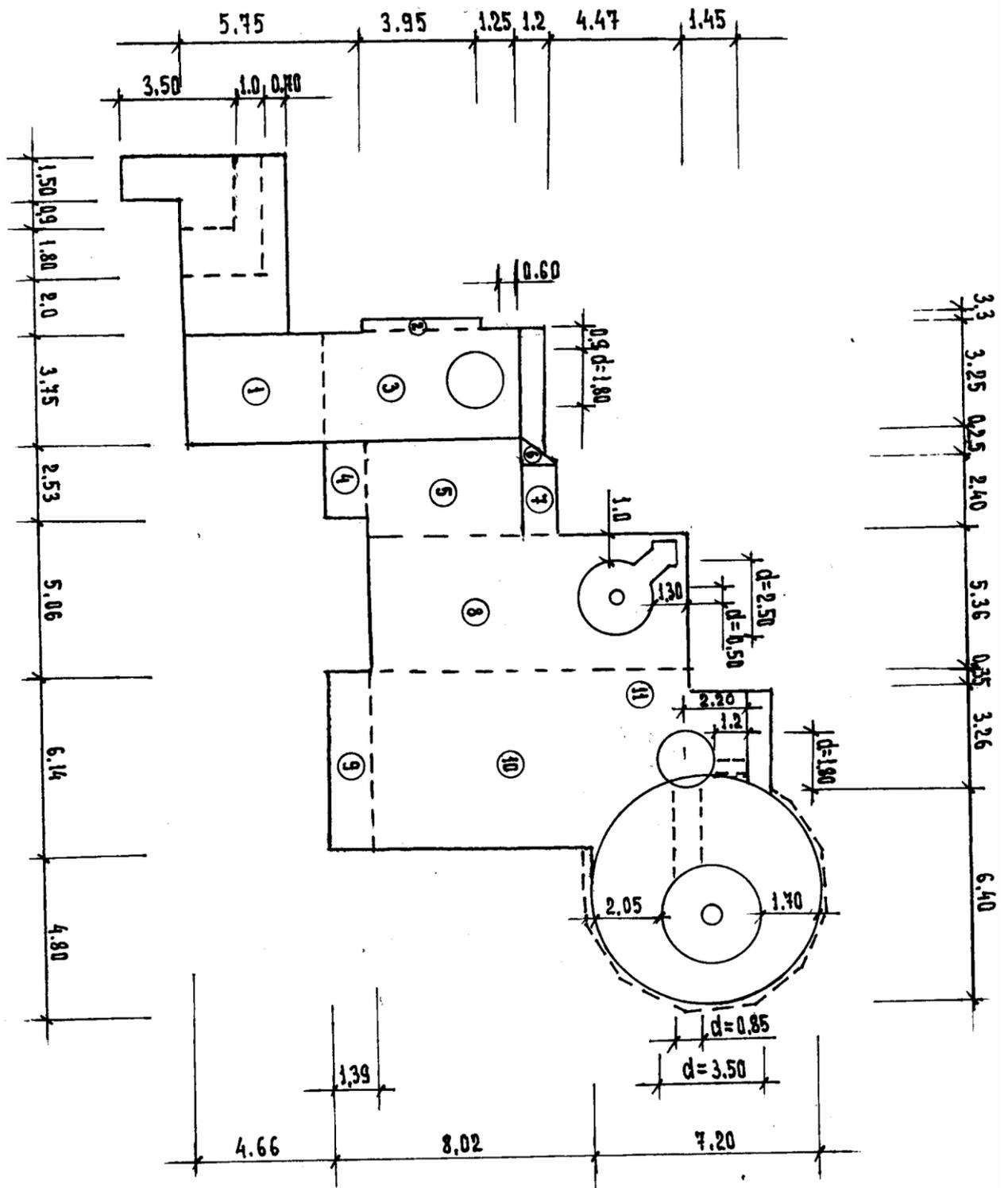


Рис.2.15. План западного пилона.

## ГЛАВА 3

### НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ г. ШАХРИСАБЗА

#### 3.1. Методология и аппаратуры для измерения природных динамических параметров

В результате землетрясений и других сейсмических воздействий здания и сооружения, запроектированные с учетом требований сейсмостойкости, получают повреждения различной степени. Наиболее частые и значительные повреждения получают здания и сооружения, возведенные без учета требований сейсмостойкости, что также относится к сооружениям архитектурных памятников. Еще недавно степень повреждения сооружений оценивалось на основе визуальных обследований, хотя кроме видимых повреждений, в сооружениях накапливаются скрытые деформации, приводящие к частичному или полному выходу их из строя или к большим затратам материальных ресурсов на их восстановление и реставрацию. Поэтому возникла необходимость разработки методики оценки степени деформированности сооружений архитектурных памятников с помощью изучения характеристик их напряженного состояния при динамических воздействиях, требующей меньших затрат материальных ресурсов и времени, считающейся более точным по сравнению с имеющимися методами [2, 3, 11,54].

Научные исследования в области сейсмостойкости на современном этапе характеризуются переходом к более полному учету действительной работы конструкций зданий и сооружений при интенсивных сейсмических воздействиях, учитывающих физическую и геометрическую нелинейность, пространственный характер деформирования, механизм взаимодействия в системе грунт-основание и сооружение, процессы диссипации энергии и т.д.

Усовершенствование имеющихся методов экспериментальных исследований, разработка новых методов, экспериментальное получение сведений о свойствах сооружений, выявление новых свойств, которые нельзя

обнаружить и предвидеть без инструментальных методов исследований, являются в настоящее время одним из актуальных задач сейсмостойкого строительства в целом, так и повышения сейсмостойкости существующих зданий и сооружений, в том числе и памятников архитектуры.

Данные обследований и натурных исследований зданий и сооружений, поврежденных в результате землетрясений, указывают на увеличение повреждений в результате землетрясений интенсивностью 4-6 баллов, что приводит как следствие, к увеличению периода свободных колебаний.

Горизонтальную жесткость сооружений архитектурных памятников в достаточной степени надежно можно оценить по результатам натурных исследований периодов колебаний, при этом интегрально учитываются все факторы (пространственная работа сооружения, влияние несущих конструкций, влияние податливости основания и т.д.), оценка которых расчетным путем значительно затруднена.

При натурных исследованиях сооружений возбудителями колебаний могут служить как искусственные источники (взрыв, вибромашина, оттяжка, раскачка, удар по сооружению), так и естественные источники (землетрясение, микросейсмы). Наиболее простыми считаются микроколебания вызванные микросейсмами.

Микросейсмы представляют собой колебания поверхности грунта небольшими амплитудами. Низкочастотные микросейсмы обусловлены геофизическими явлениями, а высокочастотные колебания поверхностных слоев грунта – движением транспорта, воздействием работ промышленного оборудования и др.

Некоторыми учеными достоверность результатов колебаний сооружений, вызванных микросейсмами, ставится под сомнение и отмечается возможность расхождения в экспериментально найденных частотах и записях микросейсмоколебаний сооружений, имеющих жесткое конструктивное решение, однако, результаты опытов, проведенных Таджикским институтом сейсмологии и сейсмостойкости, ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко (Москва),

КазНИИСА Алмата, института Строительной механики и сейсмостойкости АН Грузии, Арм НИССА АН Армении, опыты кафедры «Строительная механика и сейсмостойкость сооружений» ТАСИ свидетельствуют об обратном.

Методика натуральных экспериментальных оценок динамических характеристик архитектурных памятников предусматривает использование многоканальных исследований колебаний сооружений (МИКС) разработанных институтом физики Земли АН СССР. При этом комплект сейсмометрических приборов расставляется как по высоте, так и в плане объекта исследований с записью колебаний на специальных осциллографах. Возбудителями колебаний служили резкие торможения груженых большегрузных автотранспортных средств. При этом запись колебаний получается свободно затухающей и легко поддающейся к обработке.

По данной методике комплекс натуральных испытаний был проведен во дворце Оксарой в 1995, 1998, 2001, 2004-2008 годах. Целью последовательных испытаний является оценка влияний различных факторов (слабые землетрясения, техногенные воздействия и др.) на состояние конструкций. Результаты испытаний приведены ниже.

После проведения обследований на пилонах дворца Оксарой выполнены инструментальные методы оценки степени деформированности. Основной задачей инструментального наблюдения является получение натуральных значений динамических характеристик дворца Оксарой. Они могут быть получены с помощью экспериментальных исследований колебаний отдельных пилонов дворца Оксарой.

Как известно, при экспериментальных исследованиях колебания можно вызвать внезапным сбросом нагрузки, оттяжкой, ударом, раскачкой и другие. В данном случае из-за плохого состояния пилонов микросейсмические колебания создавались движением тяжелых транспортных средств (автомобили МАЗ, КРАЗ,ЗИЛ и трактор с грузами) с резким их торможением.

В июне 1995 г. И повторно в октябре 1998 г. (июле и августе 2001, 2002, 2003, 2004 гг.) были произведены натурные инструментальные исследования колебаний пилонов дворца Оксарой.

В качестве измерительной аппаратуры использованы электродинамические сейсмографы типа ВЭГИК. Колебания регистрировали осциллографом типа Н-041 с зеркальным гальванометром ГБ-Ш с частотой 5 Гц.

Для получения численных значений амплитуд колебаний по результатам, при экспериментальных исследованиях, была произведена тарировка приборов ВЭГИК расчетным путем в соответствии с инструкцией [55], а также проведена проверка осциллографа Н-041 совместно со сменными блоками в соответствии с техническим описанием и инструкцией по эксплуатации. С целью определения влияния техногенных факторов на сооружения дворца, а также сопоставления полученных материалов с предыдущими, расстановка сейсмометрических приборов была произведена как в плане, так и по высоте пилонов. На западном пилоне приборы были установлены на грунте и на отметках 15м, 24м, 38м. А на восточном пилоне также на грунте и на отметках 14 м, 18 м, 22 м и 31 м. Схема расстановки приборов приведена на рис.4.1.

### **Расстановка приборов**

#### **1. Западный пилон**

Направление запад-восток принят поперечным, а север-юг продольным.

1 – канал (ВЭГИК № 13) – на уровне поверхности земли.

2 – канал (ВЭГИК № 14, 15) отм. 15,0 м и 24,0 м – средняя часть пилона.

3 – канал (ВЭГИК № 17) отм. 33 м – на верху пилона

4 – канал (ВЭГИК № 16) отм. 38 м – на верху минарета.

#### **2. Восточный пилон.**

Направление с запада на восток – принято поперечным и с севера на юг продольным.

1 – канал (ВЭГИК № 13) – на уровне поверхности земли.

2 – канал (ВЭГИК № 14, 15) отм. 14,0 м и 22,0 м – средняя часть пилона.

3 – канал (ВЭГИК № 17) отм. 28 м – на верху пилона

4 – канал (ВЭГИК № 16) отм. 33 м – на верху минарета.

### **3. Восточный пилон (деформированная часть)**

1 – канал (ВЭГИК № 13) – на уровне поверхности земли.

2 – канал (ВЭГИК № 14, 15) отм. 14,0 м – середина пилона.

3 – канал (ВЭГИК № 17) отм. 33 м – на верху пилона

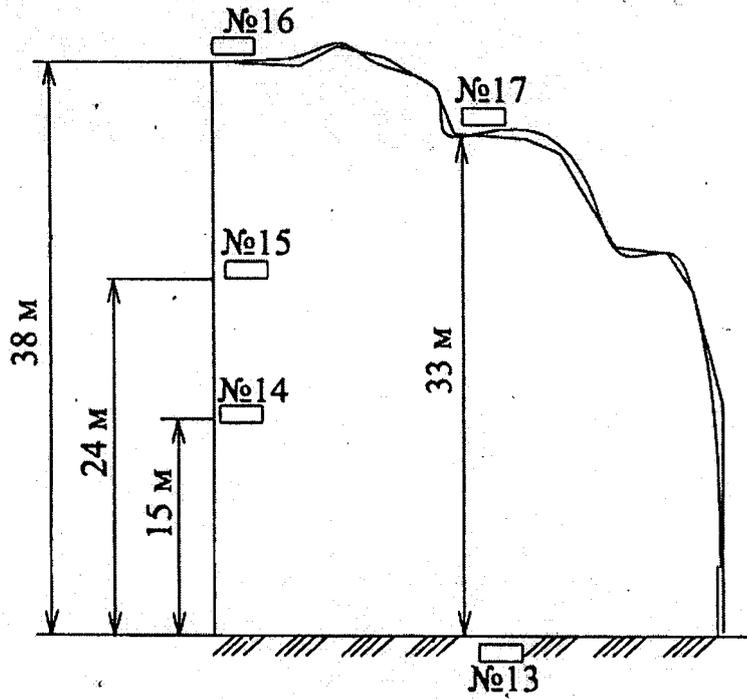
4 – канал (ВЭГИК № 16) отм. 38 м – на верху пилона.

Схемы расстановки измерительных приборов на пилонах приведены на рис.

3.1. Кроме того, с целью уменьшения воздействия микросейсмических колебаний на вспомогательную аппаратуру, она была по возможности удалена от исследуемого объекта.

Натурные исследования проводились для получения материала, позволяющего судить о сейсмостойкости сооружений дворца Оксарой. Непосредственные результаты представляют собой запись осциллограмм колебательного движения, т.е. графическую интерпретацию колебательного процесса как функцию времени.

a)



б)

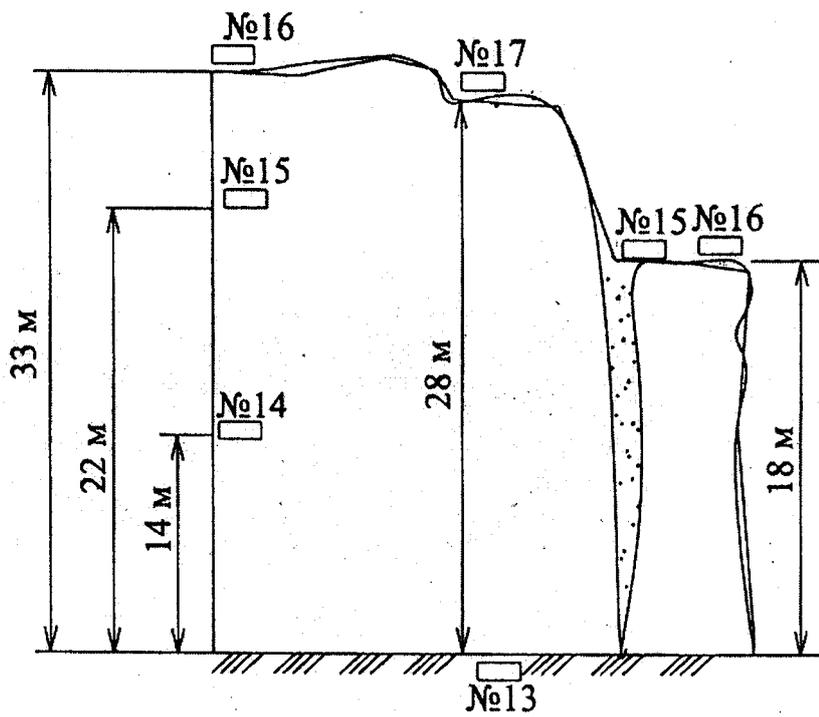


Рис. 3.1. Схема расстановки приборов:  
а) западного пилона: б) восточного пилона

### 3.2. Результаты инструментальных исследований динамических характеристик

В результате проведенных экспериментальных работ получены записи колебаний пилонов в продольном и поперечном направлениях. Фрагмент записей колебаний восточного пилона приведен на рис.4.3. При обработке записей полученных при микросейсмических возбуждениях выбраны участки осциллограмм, на которых записи колебаний имели более закономерный характер. Значение периодов колебаний определялось путем выше указанной методике обработки записей колебаний.

#### Периоды колебаний Западного пилона

Таблица 3.1.

Дата испытаний	Отметки установки приборов, м	Период основного тона колебаний, с	
		$T_{\text{поп}}$	$T_{\text{прод}}$
09.06.1995 г.	38	0,75	0,52
23.10.1998 г.	-//-	0,76	0,53
22.07.2001 г.	-//-		0,53
21.08.2001 г.	-//-		0,53
06.06.2002 г.	-//-		0,53
16.04.2003 г.	-//-		-
23.07.2003 г.	-//-		0,51
14.05.2004 г.	-//-		0,51

#### Периоды колебаний Восточного пилона

Таблица 3.2.

Дата испытаний	Отметки установки приборов, м	Период основного тона колебаний, с	
		$T_{\text{поп}}$	$T_{\text{прод}}$
09.06.1995 г.	33	0,65	0,50
23.10.1998 г.	-//-	0,65	0,50
22.07.2001 г.	-//-	0,65-0,67	0,48-0,52
21.08.2001 г.	-//-	0,65	0,52
06.06.2002 г.	-//-	0,68	0,53
16.04.2003 г.	-//-	0,68	-
23.07.2003 г.	-//-	0,60	0,52
14.05.2004 г.	-//-	0,60	-

### Периоды колебаний аварийного пилона

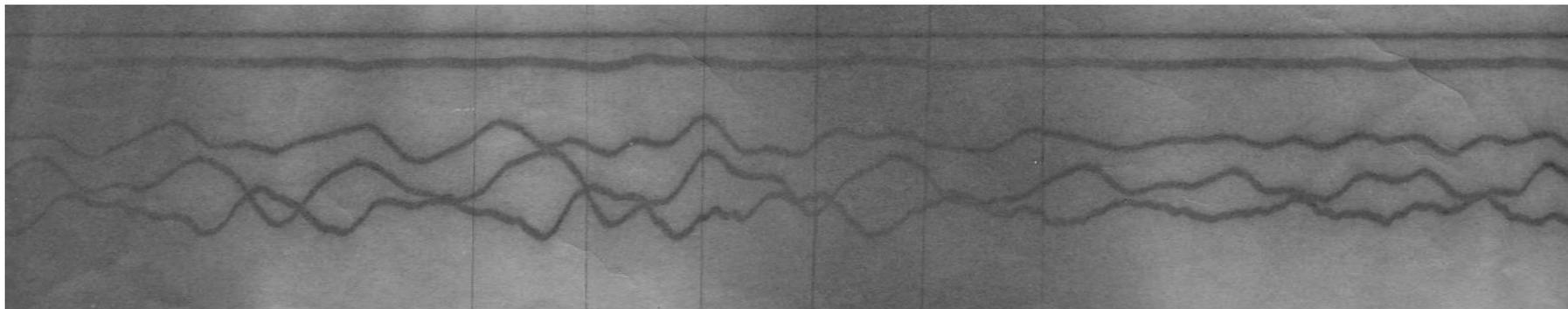
Таблица 3.3.

Дата испытаний	Отметки установки приборов, м	Период основного тона колебаний, с	
		$T_{\text{поп}}$	$T_{\text{прод}}$
10.06.1995 г.	22	0,677	0,65
23.10.1998 г.	-//-	0,677	0,65
22.07.2001 г.	-//-	0,68	0,68
21.08.2001 г.	-//-	0,75	0,68
06.06.2002 г.	-//-	0,75	0,68
16.04.2003 г.	-//-	0,76	0,70
23.07.2003 г.	-//-	0,60	0,53
14.07.2004 г.	-//-	0,60	0,50

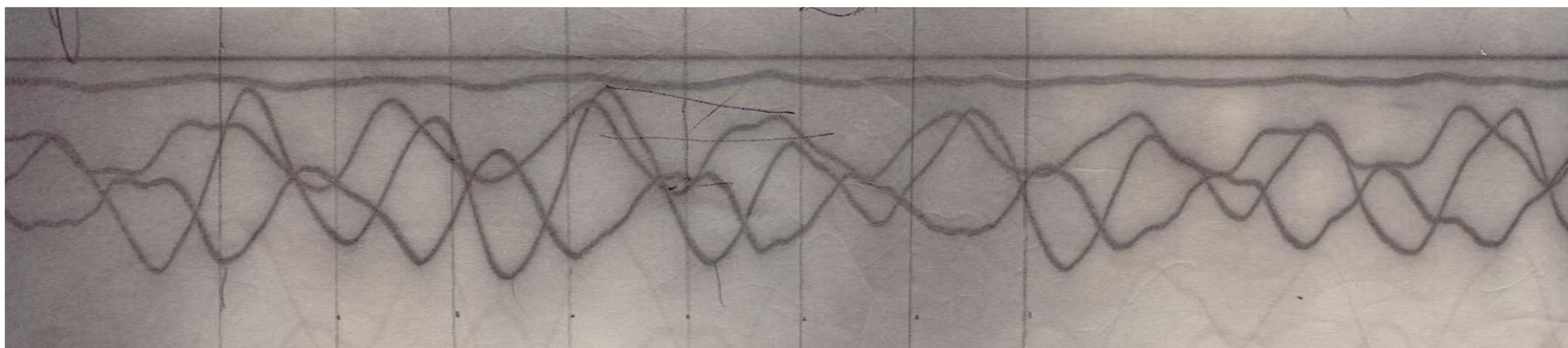
### Периоды колебаний архитектурных памятников в г. Шахрисабзе

Таблица 3.4.

Дата испытаний	Обмены испытаний	Период основного тона колебаний, с	
		$T_{\text{поп}}$	$T_{\text{прод}}$
20.07.2000	Мечет Кук Гумбаз	0,29	0,20
7.06.2002	Мечет КукГумбаз	0,29	0,22
20.07.2002	Мечет Кук Гумбаз	0,32	0,26
21.07.2000	Мавзолей Жахонгир Мирзо	0,23	0,2
21.07.2001	Мечет хазрати Имом	0,16	0,14
20.07.2001	Мечет Шамсиддин Кулол	0,22	
20.07.2001	Мавзолей Гумбази Саидон	0,23	



а) осциллограмма колебаний, от микросейсмы



б) осциллограмма колебаний, когда поднимались 25-30 человек.

Рис.3.2. Осциллограммы колебаний

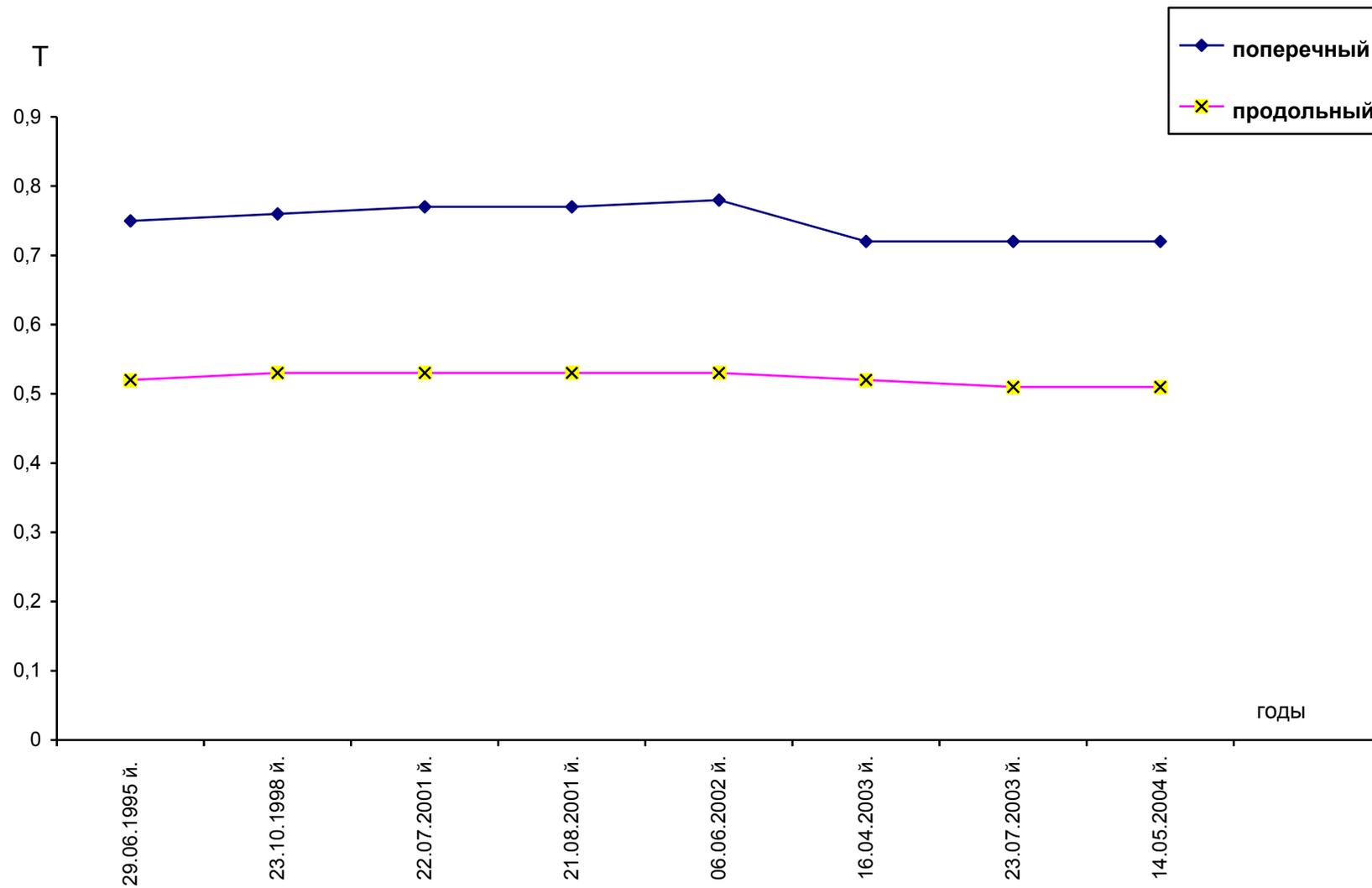


Рис.3.3. График изменения периода колебаний западного пилона дворца Оксарой

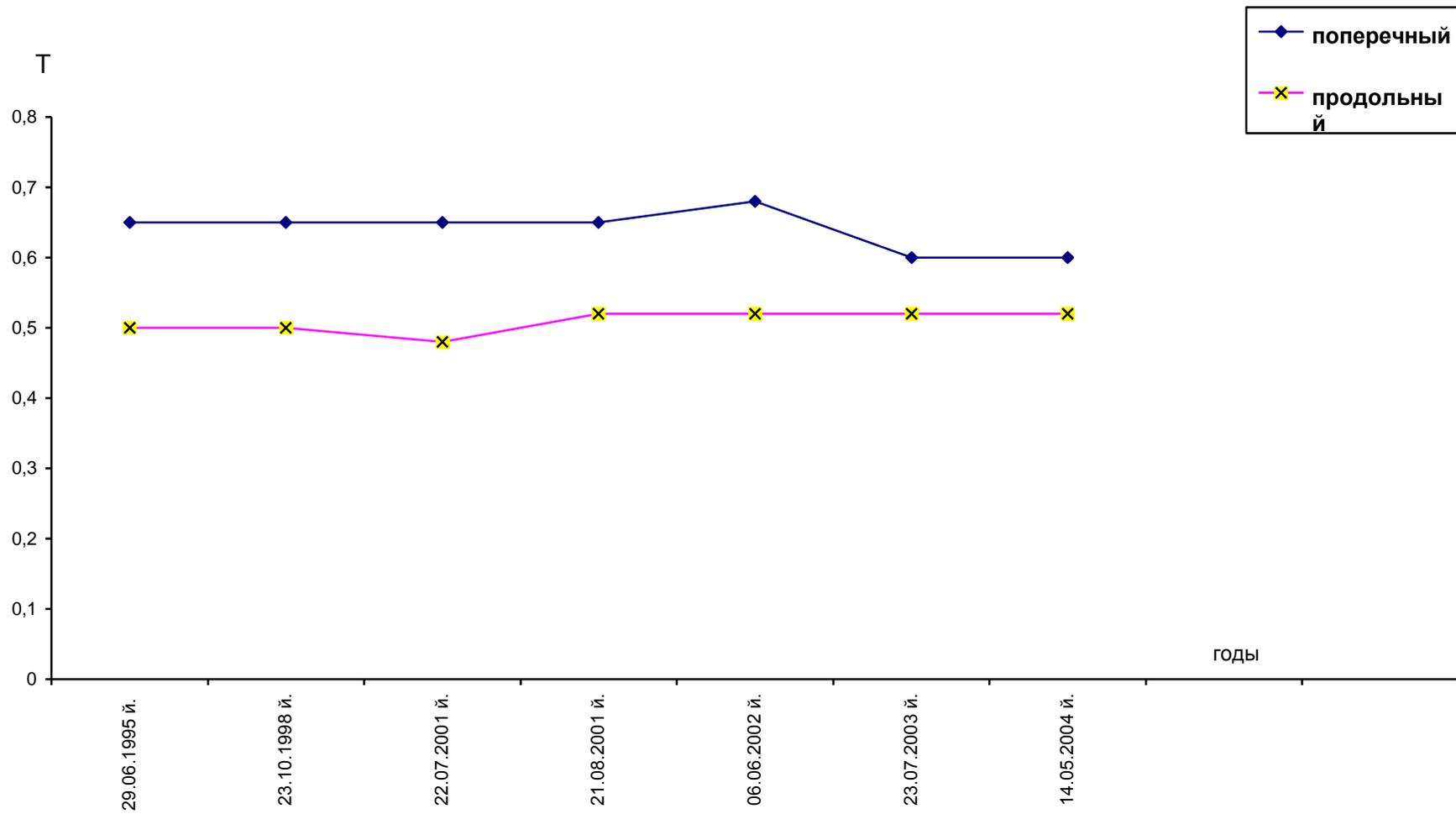


Рис.3.4. График изменения периода колебаний западного пилона дворца Оксарой

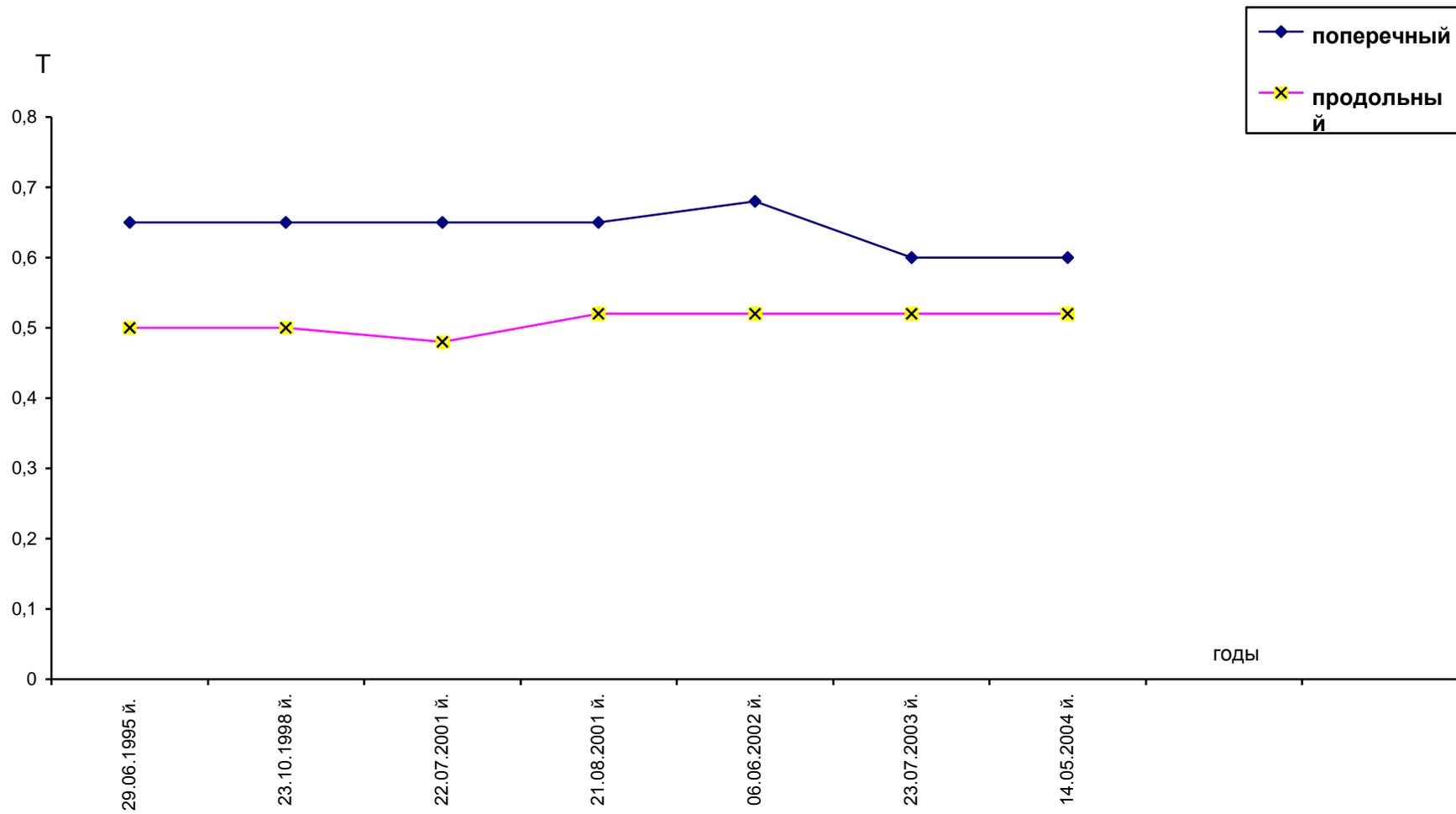


Рис. 3.5. То же, восточного пилона.

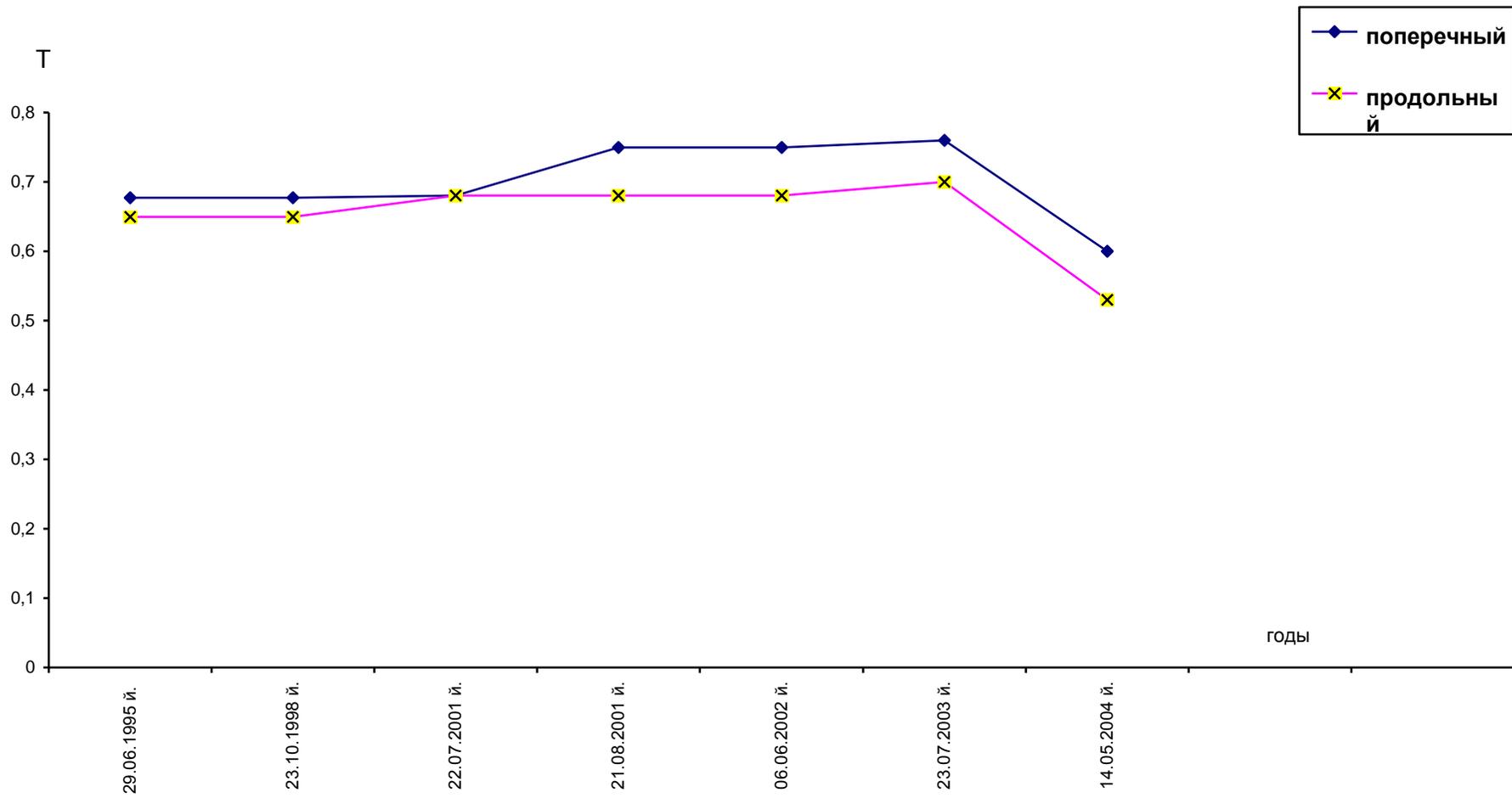


Рис.3.6. То же, аварийной части восточного пилона.

### 3.4. Анализ результатов

Согласно комплексной научно-технической программе [5,6,24,42,43,53] начиная с 1995 года проводятся мониторинговые наблюдения за дворцом Оксарой в г. Шахрисабзе.

При мониторинговом наблюдении применяются два метода:

1. Определение осадок и крена сооружения высокоточными геодезическими измерениями; [Глава 4].
2. Наблюдение за общими деформациями, применяя для этого сверхчувствительные сейсмометрические приборы.

Из этих методов для наблюдения за деформациями архитектурных памятников второй метод применяется впервые.

Анализ результатов, полученных в натуральных условиях, показывает следующее: остались неизменными результаты динамических характеристик западного пилона, измеренные 8 раз в разное время. А на восточном пилоне период колебаний в поперечном и продольном направлениях соответственно увеличился на 40-42%, 28-32%. В аварийном пилоне увеличения периода колебаний составляет 20-22%, что свидетельствует об увеличении деформаций. На рис. 3.2 - 3.4. приведены графики изменения периода свободных колебаний, полученных натурными измерениями 8 раз в течении 1995-2004 годов. Как видно из табл. 3.3. и рис. 3.4. периоды колебаний аварийного пилона до усиления увеличилось от  $T = 0,677$  с до  $T = 0,76$  с. А после усиления оно уменьшилось до  $T = 0,30$  с в поперечном и  $T = 0,26$  с в продольном направлении. Что доказывает о значительном увеличении жесткости конструкции.

В качестве доказательства повышения деформации сооружения можно привести следующий пример. Установленные в 1995-98 годах на трещинах деформированного аварийного пилона гипсовые «маяки» местами оторваны, что показывает о развитии и расширении трещин.

Результаты натурных измерений динамических характеристик показали увеличение периода колебаний, что также подтверждает увеличение деформации.

Основными причинами этого являются разнообразные техногенные воздействия на сооружение.

Кроме того, 2 марта 2002 года в Афганистане произошло сильное землетрясение. По данным сейсмологов его интенсивность в г.Шахрисабзе составила 5-6 баллов.

Детальным инженерным обследованием установлено значительное увеличение конструктивных трещин и появление новых, особенно в аварийном пилоне. Во внутренней части винтовой лестницы восточного пилона на высотах 4, 5, 7, 17, 20 метров появились трещины шириной 1-2 см, длиной 1-3 метра. Выпали несколько кирпичей, появились трещины и на внешней стороне восточного пилона, например, между минаретом и пилоном, над третьей осадочной маркой появились трещины на высотах 8-9 метров.

Результаты исследований позволяют сделать следующие рекомендации:

Для оценки степени деформированности и эффективности методов усиления необходимы последовательные натурные исследования динамических характеристик памятников архитектуры. Этот метод рекомендуется для применения оценки степени деформированности и эффективности методов усиления архитектурных памятников республики Узбекистан.

### **3.5. Некоторые результаты инструментально-мониторинговых наблюдений за развитием деформации дворца Оксарой с сейсмометрической аппаратурой**

Начиная с 1995 года проводятся мониторинговые наблюдения за состоянием конструкции дворца Оксарой в Шахрисабзе.

При мониторинговом наблюдении применяются два метода:

1. Определение осадок и крена сооружения высокоточными геодезическими измерениями.
2. Наблюдение за общими деформациями, применяя для этого высокочувствительные сейсмометрические приборы.

Из этих методов для наблюдения за архитектурными памятниками второй метод применяется впервые. Ниже приводятся полученные данные. В 1995-98,

2001 годах и в 2002 году разработан особый метод наблюдения за техногенными воздействиями и изучены динамические характеристики сооружения.

3 марта 2002 года произошло землетрясение, эпицентр которого находится в Афганистане. Интенсивность землетрясения, в г.Шахрисабзе оценена 5-6 баллами по 12 балльной шкале.

Визуальные и инструментальные обследования состояния сооружения, проведенные 10-12 марта 2002 года показали следующие результаты: гипсовые маяки, заложенные 6 октября 2001 года на трещинах восточной и западной стороны аварийного массива имеют разрывы и сдвиги. На южной стороне аварийной части, на высоте 1,5-2,0 м из меж кирпичных швов выпирание раствора, которые долгое время служили для сцепления кирпичей. Это является результатом достаточно большой нагрузки. Подтверждением этого является появившиеся мелкие трещины.

Объясняется это тем, что внутри пилона имеется не действующая по своей непригодности винтовая лестница, обуславливающая нарушение монолитности конструкции в целом и над арочного «замка», в частности. Для измерения осадки оснований по периметру двух пилонов дворца заложены 31 осадочные арки (рис 6.9). Они представляют собой металлический стержень длиной 20 см и диаметром 3 см, которые заложены на близкой к горизонтальной плоскости, на высоте 0,4-0,5 м от поверхности земли.

Визуальное наблюдение показало, что на западной части аварийного пилона над осадочной маркой 10 заметны горизонтальные, а над 11-маркой вертикальные сжатия. Есть мелкие трещины. Это показывает на то, что увеличен размер трещины между основным пилоном и аварийной частью.

Обследование винтовой действующей лестницы восточного пилона показало, что на высоте 17 и 20 метров внутри лестницы, на высоте 22 и 25 м., а также на высоте 5 м над «замком» первой по высоте аркой, появились новые трещины. Кроме этого появились трещины и на внешней стороне пилона над 4-осадочной маркой на высоте 7 м.

Между минаретом и основным пилоном на высоте 7-9 м над 3-осадочной маркой появились мелкие трещины.

Визуальное наблюдение западного пилона, показало, что над замками винтовой лестницы появились новые трещины. Кроме того, поперечные и продольные размеры старых трещин, увеличились. Следует заметить, что поперечные размеры трещин увеличились на 3-4 см.

Измерение высоты аварийного массива до конца верхней щели основной лощины произведено от поверхности земли и составила 17,03 м. Измерение выпуклости края аварийной части восточного пилона показало, что верхняя точка аварийного массива отклонена на 0,72 м от вертикальной линии, которая проходит по крайней точке основания.

Выпуклость профиля массива с той же вертикали составляет 0,62 метра южнее. Замечено, что во время землетрясения выпали несколько старинных кирпичей с верха аварийного пилона.

Анализ результатов, полученных в натуральных условиях, показывает следующее: остались неизменными результаты динамических характеристик западного пилона, измеренные 5 раз в разное время. А на восточном пилоне период колебаний увеличился на **25-30%**, что свидетельствует об **увеличении деформации**.

Основной причиной этого являются разнообразные техногенные воздействия на сооружение. В данном случае основным из них является воздействие посетителей. Иногда число людей, которые поднимаются и спускаются в один день, по винтовой лестнице доходило до нескольких сотен. Это продолжается в течение нескольких лет. Сооружение, которое построено 600 лет назад, его сильно деформированное состояние очень чувствительно к разным незначительным воздействиям.

Если эти воздействия не прекратятся, это только повышает величину деформации.

В качестве примера повышение деформации можно привести следующий пример. В 1995-98 годах на трещинах деформированного аварийного пилона

были установлены «маяки». Последние инструментальные наблюдения показали то, что эти «маяки» местами сломаны, что показывает о развитии и расширении трещин.

В заключении следует отметить о том, что нужно незамедлительно разработать конструктивные меры по укреплению сооружения.

Результаты исследований позволяют сделать следующие рекомендации:

1. Нужно запретить подъём посетителей-экскурсантов, туристов на архитектурные сооружения.

В целях изучения техногенных воздействий от посетителей, которые поднимаются и опускаются по винтовой лестнице, 21 августа 2001 года произведены измерения с помощью сейсмометрических приборов.

Для этого на точках (см.рис.3.1) восточного и аварийного пилонов, на которых в 1996, 1998, 2001 годах произведены измерения, в продольном и поперечном направлении установлены сейсмографы.

Без посетителей произведены измерения. Затем запущены 25-30 человек посетителей, которые поднимались по винтовой лестнице. Когда они поднимались до середины, были произведены измерения, и когда они поднимались на самый верх, были произведены повторные измерения.

Анализ полученных данных показывает следующее:

На таблицах 3.1, 3.2, 3.3 приведены периоды колебаний, полученных в 1995, 1998, 2001, 2002-2006 годах на восточном и аварийном пилонах. На рис. 3.3, 3.4 приведены фрагменты записей колебаний проведенных в разное время. Сравнение и анализ этих данных показывают, что на западном пилоне период (Т) колебаний остался почти неизменным.

На продольном и поперечном направлениях, (табл-3.2.) взятых на восточном пилоне период колебаний увеличился на 25-30%, а это показывает на повышение деформации. И, наконец, на аварийном пилоне также период (Т) колебаний увеличился на 25-30%.

Изучено также техногенное воздействие поднимающихся по винтовой лестнице посетителей. Когда посетители не поднимались по винтовой

лестнице, максимальная амплитуда колебаний составила 11,4 микрона, т.е.е на 4,7 раза больше, чем в первом случае (рис.3.2).

Это позволяет сделать вывод о том, что на сохранившуюся деформированную часть арки Оксарой, которая построена 600 лет назад, воздействует движение посетителей поднимающихся по внутренней винтовой лестнице.

Это заключение относится к комплексу Шахи-Зинда в г. Самарканде, Минораи Калон в Бухаре, Жума Масжид Минора в Хиве и др., нужно запретить подъём посетителей наверх этих памятников архитектуры.

Все эксперименты, внешние воздействия в 1995, 1998 и 21.07.2001 годах микросейсмические колебания создавались движением тяжелых транспортных средств (автомобилями МАЗ, КРАЗ, ЗИЛ с грузами) с резким их торможением. 21 августа 2001 года эксперименты по определению степени воздействия посетителей на восточный пилон были возобновлены, колебания можно вызвать подъёмом на верх пилона посетителей 25-30 человек.

Результаты обработки записей колебаний западного, восточного пилона и деформированной части приведены соответственно в таблицах 3.1, 3.2, 3.3. В таблице 3.4 приведены результаты обработки записей колебаний других памятников архитектуры г. Шахрисабза.

Из таблицы 3.2 видно, что период поперечных колебаний деформированной части восточного пилона резко отличается от основного.

Таким образом, полученные экспериментальные динамические характеристики восточного пилона показывают, что нарушена его монолитность, поврежденная часть пилона работает отдельно.

## **4. ОЦЕНКА ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК МАТЕРИАЛОВ\***

### **4.1. Краткий исторический обзор производства и применения строительной керамики в Средней Азии**

Исторические памятники архитектуры нашей родины отличаются грандиозностью, неповторимой красотой и высоким уровнем архитектурного и конструктивного решения, которые показывают, насколько была богата и развита культура наших предков.

Как известно, для строительства зданий и сооружений самым распространенным сырьем является – глина. Все материалы из обожженной глины называют керамическими. Слово «керамика» греческого происхождения, которое означает в переводе – посуда. Исторически это объясняется тем, что в глубокой древности из глины изготавливали посуду сначала необожженную, только высушенную а впоследствии обжигали. Далее стали изготавливать из глины высушенной, а затем и обожженной.

Рассматривая исторические памятники можно узнать, что наши предки вначале строили из пахсы или сырцового кирпича. Подтверждением этого могут быть стены Афросиёба, Ичан-Калы, Бухарского арка, а также стены крепости в Усть-Юрте.

Н.С.Гражданкина в результате многочисленных анализов глиняной керамики различных типов и времён установила [34,37], что керамический материал начал использоваться при строительстве объектов в начале I-II в.в. до нашей эры. Обожженный материал применяли лишь в тех случаях, когда сырость угрожала сырцу разрушением. Все зависело исключительно от важности и назначения объекта. Начиная с IX-X веков в качестве стенового материала, начато использование обожженного кирпича. Обожженный кирпич по сравнению с сырцовым кирпичом имеет ряд положительных свойств – высокая прочность, водо- и морозостойкость и др.

---

\* Данный раздел выполнялся совместно со специалистами кафедры «Строительные материалы» ТАСИ. Автор выражает благодарность д.т.н., проф.Н.А.Самигову, к.т.н. Х. Комилову и к.т.н. Ж. Зокирову.

Еще из положительных свойств кирпича при строительстве специфично на наших конструкциях при возведении куполов (гумбаза), т.е. сферического свода, можно выкладывать без устройства арочных кружал. Для этого кладку купола выполняли горизонтальными рядами, образующими замкнутые кольца, постоянно уменьшающимися в диаметре. Однако изготовление керамических изделий всегда отличалась большой трудоемкостью. Составление глиняной массы требовало огромного опыта, ручная формовка – мастерства, а нанесение глазури являлось тайной, передаваемой из поколения в поколение.

Шли века, но труд гончаров, особенно, рабочих кирпичеделателей, так же как и работа каменщиков на постройке существенного облегчения не получили.

Как предполагается, перед строительством объекта мастера всегда делали карьер глины для изготовления кирпича и на данном месте для этого специально были построены обжиговые печи — хумдоны.

Формовочную массу готовили способом, сохранившимся в некоторых местах до настоящего времени. После тщательного удаления почвенного покрова культурных наслоений в лёссе выкапывали яму, в которой разрыхлённый кетменями грунт заливали водой и многократно перелопачивали для лучшего измельчения. Воду периодически, сливали и заливали вновь, промывки грунта от солей. На зиму тесто складывали в кучи и оставляли, для промораживания, которое способствует разрыхлению грунта.

Считали, что длительная обработка грунта (промораживания, промывка, перелопачивание) значительно повышает качество будущего материала. Это совершенно правильно — измельчение повышает пластические свойства формовочной массы, способствует плотности изделия, которое приводит к долговечности материала. Удаление солей обеспечивает отсутствие высолов на обожженном материале и уменьшает размокаемость сырцовых изделий.

Кирпич с самых отдалённых времён чаще всего формовали в рамках, которые устанавливались на выровненной площадке. Рамку набивали формовочной массой, срезали при помощи деревянного бруска или же просто

рукой и осторожно снимали рамку. Если формовочная масса была очень пластичной, то при набивке её в рамку, часть массы выползала из-под края рамки, образуя продольный рубец вдоль формы. Иногда керамические изделия вместо формования вырезали ножом из выровненного пласта глины.

Сушку изделий по всей вероятности производили естественным способом на открытых площадках, где формовали.

Высушенные изделия подвергали обжигу в печах — хумдонах. Температура обжига в различных участках печи, наверное, была непостоянной, вследствие чего и степень обжига изделий была различной. Температура обжига, вероятно, находилась примерно 850-1000° С, подтверждением этого может служить довольно часто встречающийся недожог, пережог почти не встречается, редки случаи задымленного обжига. Вследствие неравномерности температуры обжига в печи изделия, т.е. кирпичи, имеют различную окраску.

Сортировку изделий, как вероятно, производили визуально по степени обжига, по внешнему виду.

При строительстве памятников архитектуры в IX-X веках применялся керамический квадратный кирпич (мусульманский) для возведения стен, настила полов помещений и дворов размерами: 23x23x3 см; 12x12x3 см; 60x63x6,5 см. В X-XI веках также применяли кирпич 21x21x2,5 см; 24x24x4 см; в XII-XVI веках также применяли кирпич размерами сторон 24÷28 см и толщиной 4,5÷7 см /III/.

Водопоглощение стеновой керамики колеблется в пределах от 18 до 30 % в зависимости от материала.

Предел прочности при сжатии 50-300 кг/см (5-30 МПа). Морозостойкость свыше 50 циклов.

#### **4.2. Объекты и методика исследований**

В исследованиях были изучены физико-механические характеристики строительных материалов, использованных при строительстве объектов города Шахрисабза, а именно кирпич и строительные растворы. Объектами

исследований служили образцы кирпича, отобранные из следующих памятников архитектуры:

- Дворца Оксарой;
- Мечети Кук-Гумбаз;
- Мавзолея Шейха Шамсиддина Кулола;
- Мавзолея Гумбази Саидон;
- Мавзолея сына Тимура — Жахонгира Мирзо;
- Мечети Хазрати Имом.

В исследованиях были изучены следующие характеристики кирпича:

- средняя плотность;
- плотность
- пористость;
- водопоглощение;
- предел прочности при сжатии.
- скорость прохождения ультразвука и др.

Испытание образцов проводили в соответствии действующих стандартов и методик:

- размер и правильность размеров — ГОСТ 530-95. Межгосударственный стандарт. Кирпич и камни керамические. Технические условия;
- Водопоглощение и плотность — ГОСТ 7025-91. Кирпич и камни керамические и силикатные. Методы определения водопоглощения, плотности и контроля морозостойкости;
- предел прочности при сжатии ГОСТ 8462-85. Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе;
- пористость кирпича определяли по формуле:

$$P = (1 - p_0 / p) 100\%,$$

Где  $p_0$  и  $p$  соответственно средняя и истинная плотность кирпича.

водопоглощение по массе и объёму определяли по формуле:

$$W_m = [(m - m_0) / m_0] 100\%;$$

$$W_v = [(m - m_0) / V] 100\%,$$

где  $W_m$  и  $W_v$  — соответственно водопоглощение кирпича по массе и по объёму;  $m$  — масса кирпича в сухом состоянии;  $m_1$  — масса кирпича в водонасыщенном состоянии;  $V$  — объём исследуемого образца.

Предел прочности при сжатии кирпича определяли испытанием образцов кубов вырезанных из кирпичей.

#### **4.3 Приборы и оборудования**

Сушку образцов производили при температуре  $105 \pm 5 \text{ C}^0$  до постоянной массы в лабораторном сушильном шкафу СНОЛ-3,5.

Плотность кирпича определяли с помощью колбы Ле-Шателье.

Массу образцов определяли на весах, максимальная масса взвешивания до 200 г. (точность взвешивания до 0,01 г) и KERN 440-33 максимальная масса взвешивания до 6000 г. (точность взвешивания до 1 г).

Предел прочности при изгибе определяли в лабораторном гидравлическом прессе.

Прохождение ультразвука через образцы проводили с помощью Ultrasonic Tester BRV Steinkamp.

Силу сцепления кладочного раствора с кирпичом определения  $0,01 \text{ N/mm}^2$  при максимальном усилии натяжения 16 кН.

#### **4.4. Исследование физико-механических свойств кирпича**

Как уже отмечалось выше во всех объектах (кроме Масжида Хазрати Имом) использован квадратный кирпич (мусульманский). Размеры кирпичей весьма разнообразные. Он колеблется от 22 см до 26 см по ширине и от 4,1 см. по 7,2 см. по толщине.

Кирпичи, отобранные из объектов Оксарой и мавзолея Жахонгира Мирзо, близки по размерам. Ширина колеблется от 25,4 до 26 см. Толщина в среднем составляет 6,6 см. На наш взгляд, такое сходство, в первую очередь, связано с периодом строительства этих объектов, т.е. они строились в один и тот же период параллельно (XIV век). А у других образцов ширина составляет 22,23 и 25,8 см., толщина соответственно 4,1; 5,3 и 4,8 см.

Визуальный осмотр образцов показывает, что они формировались вручную пластическим методом. Углы у некоторых образцов отколоты. Почти все образцы имеют некоторые искривления. В основном, по толщине каждый кирпич имеет разницу. Например, по толщине образец кирпича с мавзолея Жахонгира имеет толщину (один и тот же образец) — 6; 6,6; 7,2 и 6,2 см, а с мечети Кук-Гумбаз — 4,4; 4,1; 4,2 и 4,7 см. Такое сильное расхождение, на наш взгляд, в первую очередь, связано с низким уровнем производства изделий.

В отличие от других образцов, кирпич Мечети Хазрати Имом имеет форму параллелепипеда. Размеры, которого составляют в среднем 24,5x12x6,5 см и имеет чёткие грани, которые свидетельствуют о более совершенном способе производства изделий, в котором изготавливались эти образцы.

Параллельно со старинными образцами кирпича исследованы современные квадратные кирпичи, используемые в реставрации исторических объектов.

Первый тип образцов кирпича исследованы современные квадратные кирпичи, используемые в реставрации исторических объектов.

Первый тип образцов показывает, что они также изготавливались вручную пластическим способом в формах с дном. Присутствие песка на поверхности образцов свидетельствует, что для лучшего снятия изделия с формы, последние во влажном виде обрабатывались песком. Размеры этих образцов находятся в среднем 23,8x23,7x4,8 см. Здесь также по толщине образцы имеют разницу (на примере одного образца) 4,7; 4,6; 4,8 и 5 см.

Второй тип нового кирпича, это образец, изготовленный механизированным способом — путем полусухого формования. Образец имеет чёткие грани и гладкую поверхность, размеры которого составляют 24,9x24,9x5,6 см.

В качестве физических свойств вышеуказанных образцов определены - средняя и истинная плотность, пористость, а также водопоглощение по массе объёма.

Истинную плотность определяли с помощью колбы Ле-Шателье, который основан на использовании закона Архимеда. Для этого образцы измельчали на ступке и просеивали через сито 02. Полученный порошок засыпали в колбу, в

второй находилась, вода и по объёму вытесненной жидкости определяли истинную плотность кирпичей (рис.4.1-4.4).

Водопоглощение определяли на образцах кубов, выпиленных из кирпичей.

Полученные результаты приведены в табл.4.1.

#### Физические свойства испытываемых образцов кирпичей

Таблица 4.1

№	Название объекта, откуда был отобран образец	Средняя плотность, г/см	Плотность, г/см	Пористость, %	Водопогл. по массе %	Водопогл. по объёму %
1.	Оксарой	1,5	2,78	46	24,75	36,67
2.	Кук-Гумбаз	1,56	2,76	43,48	26,7	39,5
3.	Шайх Шамситдин Кулол	1,47	2,74	46,35	19,47	32,27
4.	Джахонгир Мирзо	1,45	2,79	48,03	25,04	38,9
5.	Гумбази Саидон	1,55	2,58	40,2	24,5	37,1
6.	Масжиди Хазрати Имом	1,7	2,82	39,71	9,79	18,29
7.	Новый кирпич пластичного формирования	1,68	2,72	38,91	19,4	37,3
8.	Новый кирпич полусухого формирования	1,72	2,74	37,23	20,01	35,4

Как видно из таблицы 4.1, средняя плотность образцов колеблется в широких пределах. Самую высокую среднюю плотность имеют образцы Мечети Хазрати

Имом, которая составляет 1,7 г/см, низкую образцы мавзолея Жахонгира Мирзо — 1,45 г/см . Кроме того, водопоглощение по массе и объёму у образца с Мечети Хазрати Имом самое низкое, которое составляет 9,79% и 18,29% по массе и объёму соответственно.

Также самую высокую пористость имеют образцы с мавзолея Жахонгира Мирзо - 48,03 %, а самую низкую — образцы с Мечети Хазрати Имом, которое составляет 39,71 %.

При распиловке образцов установлено, что образцы с мавзолея Жахонгира Мирзо и Кук-Гумбаз имеют значительные внутренние поры, которые показывают на плохое уплотнение массы при формовке изделий.

При распиловке образцов также установлено, что образцы кирпича с Мечети Кук-Гумбаз имели инородные включения в виде кости, а также по всей вероятности кусков ранее обожженной глины.

Для определения механической прочности образцов из кирпичей с помощью распиловки готовились кубики, которые испытывались с помощью лабораторного гидравлического пресса (рис 4.3). Параллельно образцы испытывались с помощью ультразвукового прибора. Из-за ограниченного количества испытываемых образцов, как уже отмечалось выше, испытания проводились на кубиках. Ограниченное количество образцов не позволяет определения переходного коэффициента для определения марки кирпича, в соответствии с требованиями стандартов, действующих в настоящее время.

Поэтому в таблице 4.2 приводятся полученные данные, соответствующие размерам испытываемых образцов.

## Предел прочности образцов при сжатии и скорость прохождения ультразвука

Таблица 4.2

№	Название объекта, откуда был отобран образец	Размеры куб., см	Предел прочности при сжатии, МПа	Скорость прохождения ультразвука, км/с
1.	Оксарой	5,5x5,4x5,6	15,2	3,4
2.	Кук-Гумбаз	4,4x4,5x4,6	7,2	2,4
3.	Шайх Шамсиддин Кулол	5,6x5,7x5,6	8,2	3,4
4.	Жахонгир Мирзо	6,5x6 6x6,6	8,6	2,45
5.	Гумбази Саидон	4,5x4,5x4,5	5,9	2,8
6.	Мечеть Хазрати Имом	6,5x6,5x6,5	22,8	3,3
7.	Новый кирпич пластического формования	5x5x5	7,9	2,13
8.	Новый кирпич полусухого формования	5,5x5,6x5,6	8,6	2,4

Из таблиц, видно, что основные свойства кирпичей почти у всех испытанных образцов близки, лишь образцы Мечети Хазрати Имом по прочности, плотности и другим показателям отличаются от других.

В натурных исследованиях также применялся ультразвуковой прибор. При этом на каждом объекте изучали скорость прохождения ультразвука через кирпичи.

Скорость прохождения ультразвука через кирпич и динамический модуль упругости последнего приведены в табл. 4.3.

Для определения марки растворной части были отобраны образцы и объектов Оксарой и Кук Гумбаз. Из растворов были приготовлены образцы кубов размерами 1x1x1 см, которые были испытаны при помощи пресса P5

диапазон испытаний, которого составляет 50 кгс и 500 кгс. Полученные результаты следующие:

Окасарой 30-75 кг/см<sup>2</sup>

Кук Гумбаз 30-65 кг/см<sup>2</sup>

**Результаты испытаний в натуральных условиях ультразвуковым импульсным методом**

Таблица 4.3.

Название объекта	№ образца				
	1	2	3	4	5
Хазрати Имом	$\frac{4,06}{44,62}$	$\frac{3,75}{38,07}$	$\frac{2,19}{13,0}$	$\frac{3,30}{29,5}$	$\frac{2,22}{13,3}$
Джахангир Мирзо	$\frac{1,8}{8,7}$	$\frac{1,7}{7,7}$	$\frac{3,6}{35,0}$	$\frac{3,19}{34,0}$	$\frac{2,7}{19,5}$
Гумбазы Саидон	$\frac{3,5}{30,5}$	$\frac{3,98}{39,2}$	$\frac{3,3}{26,9}$	$\frac{3,1}{23,8}$	$\frac{2,1}{10,9}$
Кук Гумбаз	$\frac{4,0}{42,3}$	$\frac{3,44}{31,4}$	$\frac{2,3}{13,9}$	$\frac{2,52}{16,8}$	$\frac{2,0}{10,5}$
Оксарой западный портал	$\frac{3,2}{27,3}$	$\frac{2,8}{20,9}$	$\frac{3,4}{30,9}$	$\frac{2,8}{20,9}$	$\frac{3,0}{24,0}$
Оксарой восточный портал	$\frac{3,6}{34,5}$	$\frac{1,9}{9,6}$	$\frac{4,2}{47,0}$	$\frac{2,4}{15,37}$	$\frac{4,1}{44,9}$

Примечание: в числителе скорость прохождения ультразвуковых волн (км/сек); в знаменателе динамический модуль упругости (100 МПа).

**4.5. Разработка методологии ликвидации дефектов керамических стен**

Архитектурные памятники в г. Шахрисабзе в основном построены из обожженного кирпича на ганчевом растворе.

Видимо, известковые растворы были модифицированы путем введения в их состав древесной золы, кирпичной пыли, глины, в некоторых случаях специальных органических природных добавок с целью придания раствору гидрофобизирующие свойства. В качестве мелкого заполнителя практически во всех случаях были введены кварцевый песок местных месторождений.

Известковым или глиняным растворам свойственна гибкость, которая часто сопровождается движением, не подвергая напряжению отдельные кирпичи, из которых состоит конструкция. Напряжение при неровной просадке во время строительства или внезапная нагрузка при землетрясении могут более легко быть поглощены конструкцией, а именно, из-за отсутствия сцепления между соседними кирпичами. Эта гибкость может вызвать значительные перекосы плоскостей здания, и могут пострадать отдельные части, в целом же конструкция может быть повреждена незначительно.

Линии повреждений, проходящие через конструкцию, часто могут быть видны в виде перекосов в связных или в горизонтальных рядах кладки, но какие - либо растрескивания отсутствуют. Ганчевый (глиняный) раствор способен распределить напряжение по во всему объему стены или стен.

Кирпичная конструкция на сложном цементном растворе работает по другому. При этом сила такой конструкции находится в связи между кирпичами, которая передает силу тысячи единиц кирпичей силе отдельной единице. Такая конструкция жертвует упругость ломкости. Это означает, что при перегрузке (особенно при землетрясении) она не способна постепенно распространять (перераспределять) нагрузку. Она будет поглощать силы до тех пор, пока вся конструкция не сможет противостоять им, а затем внезапно освободит энергию в динамике, что может привести к разрушению здания в целом.

Цементный раствор будет в целом крепче, чем кирпичи, тем самым вызывая трещинообразования поперек кирпичей в большей степени, чем вокруг них. Эти линии повреждений будут, часто проходит непосредственно поперек конструкции, и таким образом, нарушать естественную динамику геометрии

здания, приводя к большому риску обвала вновь образовавшихся отдельных частей.

В этой связи, если мягкую податливую конструкцию отремонтировать с помощью цементного раствора, то возникает такая же проблема, кроме случаев, когда исключительные нагрузки налагаются на отремонтированную конструкцию, напряжение минует твердые заделывания или швы и проходит по парому, более мягкому материалу.

**Таким образом, вместо того, чтобы предохранить ценный первоначальный материал, ремонт на цементном растворе становится инициатором дальнейшего разрушения, являясь причиной увеличения напряжения и направляя энергию в участки, находящиеся в близком контакте с новым ремонтом.** При динамических нагрузках, эти чужеродные гордые подкладки с различной плотностью колеблются с разной частотой, что увеличивает вероятность повреждений. И можно привести такой пример: В 1998 году в Италии, в Ассизи, катастрофическим повреждениям подверглись стены и купол монастыря. Здание переживало столетиями множество землетрясений и есть уверенность в том, что трагическое повреждение, которое перенесло здание и фреска Симабю, явилось следствием проведения жесткого ремонта (реставрации) в 1960 году. Ремонт заключался в использовании армированного бетона и твердого цементного раствора для трещин. А также закрепления арок окон таким же материалом.

Реставрация кирпичных стен предполагает укрепление поврежденного роста с тем, чтобы противостоять нормальному напряжению от ветра и дождей, дать возможность ослабленной конструкции сохранить равновесие. Кроме того, ежедневные эрозии кирпичных стен от внешних факторов катастрофически способствуют к разрушению при землетрясениях.

С целью, избежания жестких участков, цементный раствор не должен использоваться в составе раствора, подобный первоначальному. При этом должны использоваться растворы более крепкие. (прочные, жесткие), чем первоначальный, с целью придания гидрофобизирующих свойств раствору, в

исключительных случаях, когда кирпичная конструкция будет работать в увлажненных условиях. Трещины в архитектурных памятниках могут образоваться в результате землетрясения, не правильной эксплуатации, ремонта с использованием чужеродных материалов, изменения уровня и направления движения грунтовых вод и других причин.

При ремонте трещин, кирпичи, расположенные рядом с трещинами, будут осторожно убраны для вторичного использования. Трещина, таким образом может быть прослежена на максимально возможную глубину толщи стены. Недостигаемые части должны быть вычищены, пропитаны очищенной от соли (дистиллированной) водой и заполнены известковым раствором. При этом после усадки известкового раствора осуществляется перезаливка этим раствором с целью уплотнения. Основные трещины должны переделаны первоначальными кирпичами, добавив кирпичей со схожей прочностью твердостью. Их следует использовать для внутренней части стены.

## **5. ОЦЕНКА ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЙ\***

### **5.1. Краткие сведения о геологолитологическом строении г.**

#### **Шахрисабза.**

Территория г. Шахрисабза расположена на третьей террасе долины р.Кашка-дарьи, поверхность которой представляет собой волнистую с общим лоном с востока на запад. Волнистый характер рельефа третьей террасы образован эрозионными врезами боковых слоёв долины реки. Город занимает волнистое равнинное пространство между боковыми слоями Чоршанбе и Муминабад, имеющие почти широтное направление, с востока на запад.

В геологическом строении как города, так и участка памятника Оксарой и других архитектурных памятников широко распространены аллювиальные и аллювиально-пролювиальные четвертичные отложения р. Кашкадарьи и ее притоков Чоршанбе и Муминабад.

---

\*Данный раздел выполнялся совместно со специалистами «Узбектаъмиршунослик» Автор выражает благодарность за представленный материал к.т.н. Р.Умрзакову и инженеру А.Худойбергганову.

Они состоят из лёссовых пород, песчано-гравийных и галечниковых отложений. Лёссовые породы, слагающие верхнюю часть разреза с поверхности до глубины 10-20м представлены сравнительно однородными суглинками и супесями. В нижней части слоя они с включениями мелкого ровня и уплотненного, алевролитического суглинка мощностью 3-4 м. Общая мощность слоя отчитывается с востока на запад. На участке Оксарой по данным пробуренной нами скважины вскрытия мощность лёссовых пород составляет 40 м, алевролитиствии проёмов встречались на интервале, глубиной 26-30 м от поверхности (приложение 1). В основании толщи четвертичных отложений почти повсеместно прилегают гравийно-галечные мощностью 70-90м. Общая мощность четвертичных отложений составляет 120-150 м и более.

На центральной исторической части территории г. Шахрисабза распространён слой насыпных грунтов в виде сплошного покрова на поверхности лёссовых пород. В пределах города выделяется 3-5 прослоев насыпных грунтов, соответствующие историческим событиям и этапам развития города. Исторический возраст наиболее древних насыпных грунтов (самого нижнего прослоя) на исследованном участке по данным археологических определений датирован IX-X в.в. нашей эры.

Насыпные грунты состоят, в основном, из переотложенных и необразованных суглинков и супесей естественного залегания данной территории. В виде исключения встречаются обломки кирпичей, керамических изделий, остатки сырцово-кирпичной кладки, крошки и скопления ганча, золы, древесного угля, кости и др. Мощность насыпных грунтов весьма изменчива и в среднем составляет 3-7 м. На участке памятника Оксарой она составляет 4-5м.

— Подробное описание литологического состава и состояния насыпных грунтов на участке Оксарой по заложенным разведочным шурфам приводится в приложении 1 и 2.

Грунтовые воды распространены повсеместно в четвертичных лёссовых суглинках и супесях, подстилающих их гравийно-галечниковых отложениях. Общая мощность водоносных слоёв соответствует мощности четвертичных

вложений и составляет 120-160 м. Грунтовые воды формируются, в основном, за счёт подземного притока, инфильтрационных потоков поливных вод и атмосферных осадков. Кроме того, они частично подпитываются подземными водами, поступающих из нижних субнапорных водоносных горизонтов неогеновых песчаников. Основное направление грунтового потока с востока на запад — от предгорной зоны и периферии конусов выноса слоёв, нижним террасам к пойме р. Кашкадарьи.

Грунтовые воды Китаб Шахрисабзской котловины характеризуются значительным затруднённым водообменом, особенно, в горизонтальном направлении. Такой водообмен обусловлен замкнутостью котлована и наличием слабопроницаемых водовмещающих лёссовых пород большой мощности (в среднем 40 м).

В связи с этими природными особенностями гидрогеологических условий в пределах котлована, в том числе, в г. Китабе и в г. Шахрисабзе грунтовые воды залегают близко к поверхности земли. Вероятно, название города Китаб связано с высокой водообильностью этого района. Согласно объяснению историков, Китаб происходит от персидского словосочетания «Кифти се об», что означает в переводе «плечо трёх вод». По данным многолетних режимных наблюдений по региональной сети Государственного гидрогеологического предприятия (ГГП) «Узбекгидрогеология» и наших исследований глубина залегания грунтовых вод на территории г. Шахрисабза на период высокого колебания уровня составляла 0-3 м. Эти данные 1995 года. На участке памятника Оксарой уровень грунтовых вод на период 5.05,1995 г. составляло 3,05-3,10 м.

В настоящее время уровень грунтовых вод резко понижена от 5 до 7,0м. В пределах памятника в настоящее время на период 30.09.2000 г. уровень грунтовых вод ниже фундамента составляет 7,0 м.

**Результаты определений физико-механических и прочностных  
свойств этих грунтов приводятся ниже в таблице 5.1.**

**Шурф № 1**

2001 г.

№	Наименование показателей	Единица измерения	Краткие значения	Нормативное значение
1.	Плотность частиц грунта	Ss	2,72	
2.	Плотность естественного влажного грунта	S	1,85	
3.	Плотность сухого грунта	Sd	1,51	
4.	Пористость	N	44,4	
5.	Коэффициент пористости	E	0,801	
6.	Природная влажность	V	22,2	
7.	Степень влажности	Sr	0,766	
8.	Влажность на границе текучести	We	31,0	
9.	Влажность на границе раскатывания	W	17,5	
10.	Число пластичности	Jp	13,5	
11.	Показатель текучести	Ji		
12.	Угол внутреннего трения	J	29 <sup>0</sup>	
13.	Удельное сцепление	C	0,107	
14.	Коэффициент относительной просадочности при нагрузке P= 3,0 кг/см		0,013	
15.	Модуль деформации а) естественного влажного грунта б) водонасыщенного грунта	E Ew	51,5 48,53	

**Результаты определений физико-механических и прочностных свойств этих грунтов приводятся ниже в таблице 5.2 и в приложении 2**

**Шурф № 2**

1995 г.

№	Наименование показателей	Единица измерения	Краткие значения	Нормативное значение
1.	Плотность частиц грунта	S <sub>s</sub>	2,69-2,69-2,67	2,68
2.	Плотность грунта	S	1,67-1,65-1,88	1,73
3.	Плотность сухого грунта	S <sub>d</sub>	1 38-1 33-1 51	1,40
4.	Пористость	N	48,7-50,5-43,8	47,3
5.	Коэффициент пористости	E	0,949-1,022-0,780	0,917
6.	Природная влажность	V	0,205-0,236-0 239	0, 226
7.	Степень влажности	S <sub>r</sub>	0,57-0,62-0,81	0,66
8.	Влажность на границе текучести	W <sub>e</sub>	0 263-0,245-0 253	25,3
9.	Влажность на границе раскатывания	W <sub>p</sub>	0,185-0,169-0, 191	18,2
10.	Число пластичности	J <sub>p</sub>	0,078-0,076-0,062	7,2
11.	Показатель текучести	J <sub>i</sub>	0 25-0 88-0 77	0,63
12.	Угол внутреннего трения	J	27 <sup>0</sup> -28 <sup>0</sup> -27 <sup>0</sup>	27 <sup>0</sup>
13.	Удельное сцепление	C	0,0066-0,0058-0 0083	0,0069
14.	Коэффициент относительной просадочности при нагрузке P= 3,0 кг/см		0,046-0,034-0,027	0,036
15.	Модуль деформации	E	31-20-78	43
	а) естественного влажного грунта	E <sub>w</sub>	19-15-43	26
	б) водонасыщенного грунта			

**5.2. Грунты основания памятника Оксарой и их физико-механические свойства**

Грунтами оснований памятника Оксарой служат насыпные грунты подстилающие их лёссовые суглинки и супеси. Литологическая характеристика их приведена в предыдущем параграфе. Насыпные грунты залегают непосредственно под фундаментами. Лёссовые грунты составляют нижнюю часть толщи. При мощности насыпных грунтов на участке, ровная 4,5 м и

заложение фундамента 3,8 м от современной поверхности площадки вокруг сооружения под фундаментами находится слой насыпных грунтов. Насыпные грунты, залегающие под фундаментами по литологическому составу, являются более однородными. Представлены, в основном, уплотнённые суглинки редкими включениями обломков керамических изделий и обломков жженого кирпича и др. По состоянию плотности сложения насыпных грунтов оснований и прилегающих к фундаментам зоны видно, что перед строительством они были уплотнены ручной трамбовкой. Однако, при ручной трамбовке не было достигнуто довольно равномерного уплотнения грунта по всей площади сооружения. В результате этого по площади и мощности грунты к степени уплотнённости оказались значительно разнородными. По состоянию уплотнённости особенно сильно отличаются грунты основания левого пилона сооружения. Они здесь являются менее уплотнёнными или наиболее рыхлого сложения.

По результатам химического анализа водной вытяжки грунты слабоагрессивные к бетонам на портландцементе. Содержание полов

SO<sub>4</sub> — 790 -1250 мг/л (1995 г.), глубина 3,0 м;

S<sub>04</sub> — 400 — 220 мг/л, 2001 г. глубина 4,5 м.

Физико-механические свойства грунтов отличаются более высокой изменчивостью, показывающей большую их разнородность по степени влажности — 0,66 (1995 г.); 0,766 (2001 г.); плотности сложения 1,81-1,73 т/м (1995); 1,85 т/м' (2001 г.); коэффициенту пористости 0,784-0,917 (1995г.); 0,801 (2001 г.). Тип грунтовых условий по просадочности — 1 тип.

Значения коэффициента внутреннего трения при водонасыщенном стоянии грунтов несколько завышены на глубине 5,0 м в среднем на 0,506 (1995) и на 0,563 (2001 г.), что объясняется большим содержанием в гранулометрическом составе песчаных фракций. Угол внутреннего трения 27<sup>0</sup> (995 г.), 29<sup>0</sup> (2001 г.), сила сцепления  $C = 0,007 \text{ кг/см}^2$  (1995 г.),  $0,107 \text{ кг/см}^2$  2001 г.).

Таким образом, разнородность состава и деформационно-прочностных свойств насыпных грунтов являются главной причиной, создающей неблагоприятные инженерно-геологические условия.

### **5.3. Определение прочностных и деформированных характеристик грунтов оснований**

По результатам инженерно-геологических исследований площадки дворца Оксарой, приведенной в работе [17] грунтами оснований памятника являются насыпные грунты и подстилающие их лессовые суглинки и супеси.

Насыпные грунты залегают непосредственно под фундаментами мощностью 2,0-2,3 м, лёссовые грунты составляют нижнюю часть сжимаемой толщи.

Для определения физико-механических свойств грунтов оснований и глубины залегания грунтовых вод на территории дворца Оксарой – взяты два шурфа. Первый - у западного пилона, расположенный на расстоянии 1,5 м от гудаста, второй - у восточного пилона, расположенный на расстоянии 2,0 м от внутренней боковой части малого портала. Кроме того, эти характеристики определены геофизическими методами, позволяющие изучать их непосредственно в условиях естественного залегания, т.е., не нарушая структуры пород.

В результате обработки полевых данных определены физико-механические и прочностные свойства грунтов оснований дворца Оксарой по каждому пилону /шурф № 1/ получены следующие нормативные значения:

плотности грунта — 1,81 т/м;

природная влажность — 0,206;

коэффициент пористости — 0,784;

коэффициент текучести — 26; 0.

удельное сцепление — 0,0079 кг/см;

коэффициент относительной просадочности — 0,019;

модуль деформации - 57 кг/см.

По восточному пилону - /шурф № 2 /:

плотность грунта — 1,73 т/м;  
 природная влажность — 0,229;  
 коэффициент пористости — 0,917;  
 показатель текучести — 0,63;  
 угол внутреннего трения — 27; о.  
 удельное сцепление — 0,0069 кг/см;  
 коэффициент относительной просадочности — 0,036;  
 модуль деформации — 43 кг/см .

#### 5.4. Определение расчётного сопротивления грунтов оснований.

Расчетное сопротивление грунта основания определяется по формуле:

$$R = \frac{y_{c1} y_{c2}}{K} [M_y K_z B_{yII} + M_q d_1] y_{II}^I + (M_q - 1) d_b y_{II}^I + M_c c_{II}]$$

где  $y_{c1}$  и  $y_{c2}$  - коэффициент условий работы;

$k$  — коэффициент, принимаемый равным:  $k=1$ , если прочностные характеристики грунта  $\gamma$  и  $c$  определены непосредственно испытаниями;

$M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  , - коэффициенты, принимаемые по табл. 4 [ ];

$K_z$ ,— коэффициент, принимаемый равным  $k=1$  при  $< 10$  м;

$b$ - ширина подошвы фундамента;

$\gamma_{II}$  — осреднённое расчётное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы;

$\gamma_{II}^I$ — то же, залегающих выше подошвы; 1

$c_{II}$  - расчётное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента;

$d_i$ - глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений;

$d_b$ , — глубина подвала.

Определяем расчётное сопротивление грунта основания для западного пилона.

По табл. 3 находим  $\gamma_{c1} = 1,1$ ;  $\gamma_{c2} = 1,0$  по табл.4 для  $\varphi_{II} = 26^0$  находим  $M_\gamma = 0,84$ ;  $M_q = 4,37$  и  $M_c = 690$

$\gamma_{II} = 1,82$  т/м<sup>2</sup>;  $\gamma_{II}^I = 1,80$  т/м';  $c_{II} = 0,075$  т/м;  $d_I = 3,45$  м

Тогда

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,84 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,82 + 4,37 \cdot 3,45 \cdot 1,80 + 6,90 \cdot 0,075] = 3,210 \text{ т/м}^2$$

Для восточного пилона по табл. 4 для  $\gamma_{II} = 27^0$  находим

$$M_{\gamma} = 0,91, M_q = 4,64 \text{ и } M_c = 7,14$$

$$\gamma_{II} = 1,88 \text{ т/м}^2; \gamma_{II}^I = 1,67 \text{ т/м}^2; c_{II} = 0,083 \text{ т/м}^2;$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,91 \cdot 1,0 \cdot 1,88 + 4,64 \cdot 3,45 \cdot 1,67 + 7,14 \cdot 0,083] = 3,194 \text{ т/м}^2.$$

Установившийся уровень грунтовых вод составляет 3,05-3,10 м.

Тип грунтовых условий по просадочности — I.

Сейсмичность площадки дворца Оксарой согласно СНиП II-7 - 8 баллов.

Насыпные грунты по литологическому составу являются более однородными. Они представлены, в основном, уплотнёнными суглинками. По состоянию плотности сложения видно, что были уплотнены по всей площади дворца Оксарой. Поэтому грунты по степени уплотнённости оказались значительно разнородными, особенно, сильно отличаются грунты оснований восточного пилона сооружения. Они здесь являются менее уплотнёнными или наиболее рыхлого сложения.

По состоянию влажности грунты характеризуются высокой степенью увлажнённости. Грунты, залегающие под фундаментами, находятся в зоне капиллярного увлажнения грунтовыми водами.

Физико-механические свойства грунтов отличаются более высокой изменчивостью, показывающие большую их разнородность.

Таким образом, разнородность состава и деформационно-прочностных состояний грунтов являются главной причиной, создающей неблагоприятные инженерно-геологические условия. С этой особенностью грунтов связаны большие неравномерные осадки сооружений и их деформации.

### **5.5. Результаты геофизических исследований на территории дворца «Оксарой».**

Геофизические исследования в комплексе сейсмoeлектропроводочных модуль на участке «Оксарой» проводились по одному профилю (рис.5.1). Результаты

работ представлены в качестве геолого-геофизического разреза. Изучаемый разрез характеризуется сверху в низ нижеследующими слоями которые отличаются сейсмо-электромагнитными свойствами, отражающими характер изменения литологического состава в зависимости от воздействия природно-техногенных факторов.

Верхняя часть разреза представлена преимущественно насыпными грунтами, мощность которых достигает до 4 метров. При этом сами насыпные грунты условно делятся на два прослоя и в верхней части они представлены строительным мусором мелкозернистого материала, тогда как нижний прослой представлен плотными отложениями, характеризующимися как керамика и кирпич. Последние развивают в пределах 3÷7 пикетах в восточном направлении участка. Мощность последних достигает до 3м. Необходимо, отметить, что деформирующийся пилон приурочен к западной границе этого отложения. Если описанный насыпной грунт, в целом характеризуется низкими значениями удельного электрического сопротивления скорости сейсмических колебаний, тогда как нижний прослой высокими значениями сопротивления скорости распространения сейсмических волн.

Повышенное значение скорости и сейсмических волн в нижнем слое говорит, о том что характеризуемый плотный прослой в свое время служил по всей вероятности в качестве основания сооружения. Ниже описанного слоя залегают суглинистые отложения естественного сложения и в пределах пикетов № 3÷4, где наблюдаются, деформированные здания. Последние отложения отличаются низкими значениями и сопротивлениями. В этой зоне также наблюдаем локальные вертикальные увлажненные зоны, которые отличаются проницаемостью. С другой стороны, также наблюдаем, углубление подошвы проницаемых отложений, что благоприятствует накоплению вод в пределах описываемых зон.

## **5.6. Грунты основания и физико-механические свойства комплекса Доруттиловат.**

### **1. Мечеть Кук Гумбаз.**

В апреле месяце 2001 г были произведены инженерно-геологические изыскания на участке комплекса Доруттиловат в г. Шахрисабза.

В процессе работы была произведена проработка архивных материалов прежних лет исследований и по ним произведено описание общих условий района, геоморфологические и геологические строение, глубина залегания уровня грунтовых вод, химизм грунтов и грунтовых вод, их воздействие на фундамент. Для получения исходных данных для реставрации галереи Кук Гумбаз на исследуемом участке были пройдены шурфы в количестве 2 шурфов.

Общий метраж проходки составил 6,0 м. Место заложения шурфов согласованы с заказчиком.

Геологические строения основания мечети Кук Гумбаз принимает участия аллювиальные и аллювиально-пролювиальной толщей галечников с прослойками и линзами конгломератов и разнозернистых песков, перекрытых с поверхности не больших слоев мелкоземов. Общая мощность четвертичной толщи не превышает 150 м.

Верхняя часть толщи состоит из суглинков и супесей средними прослойками песков. С поверхности мелкоземы превращены в культурно-насыпные отложения, неоднородные по составу и плотности сложения, с включениями обломков кирпичей, керамика, костей и бытового мусора.

## Результаты определений физико-механических и прочностных свойств грунтов

Табл. 5.3

№	Наименование показателей	Ед. изм.	Нормативное значение
1.	Удельный вес	т/м <sup>3</sup>	2,67
2.	Объемный вес естественного грунта	т/м <sup>3</sup>	1,68
3.	Объемный вес сухого грунта	т/м <sup>3</sup>	1,33
4.	Пористость	%	49,9
5.	Коэффициент пористости	б/р	1,007
6.	Естественная влажность	%	22,6
7.	Степень влажности	б/р	0,60
8.	Верхний предел текучести	%	27,5
9.	Нижний предел раскатывания	%	21,7
10.	Число пластичности	б/р	5,7
11.	Консистенция	б/р	0,16
12.	Угол внутреннего трения	Град.	29 <sup>0</sup>
13.	Удельное сцепление	Кг/см <sup>2</sup>	0,065
14.	Коэффициент относительной просадочности при нагрузке P=20 кг/см	б/р	0,020
15.	Модуль деформации а) естественной влажности грунта б) насыщенного грунта	Кг/см <sup>2</sup> -//-	40 22,5

Грунты исследуемого участка представлены супесями ( $W_n=5,2-6,2$ ), влажными. ( $G=0,56-0,64$ ) рыхлого сложения ( $\gamma_{ест.}=1,56-1,42$  т/м<sup>3</sup>) при нормальном значении  $\gamma_{ест.}=1,49$  т/м<sup>3</sup>.

Грунты просадочные, тип грунтовых условий по просадочности — I.

Для расчета следует принимать следующие значения:

$$\gamma_n = 1,68 \text{ т/м}^3; \varphi_n = 29^0; C_n = 0,065 \text{ кг/см}^2.$$

По результатам химанализа водной вытяжки грунты от силноагрессивный до слабоагрессивный к бетонам на портландцементе содержание ионов SO<sub>4</sub>— 1000 мг/л (2001 г.), глубина 4,5 м.

Грунтовые воды в период исследований выработками глубиной 4,0 м не были вскрыты.

Группу грунтов для ручной разработки принимать по СНиП ГЧ-10-77, табл.10-II. Глубина промерзания почвогрунтов -0,7 м. сейсмичность района -8 баллов. Категория грунта по сейсмическим свойствам-III (КМК 2.01.03-96 т.1,1). Сейсмичность участка — 8 баллов.

Геофизические исследования в комплексе сейсмо-электрразводочных руль на участке мечети «Кук Гумбаз» проводился по одному профилю. Результаты работ представлены в качестве геолого-геофизического разреза и изучаемый разрез характеризуется сверху в низ нижеследующими слоями, вторые отличающиеся сейсмо-электромагнитными свойствами, отражающими характер изменения литологического состава в зависимости от воздействия природно-техногенных факторов.

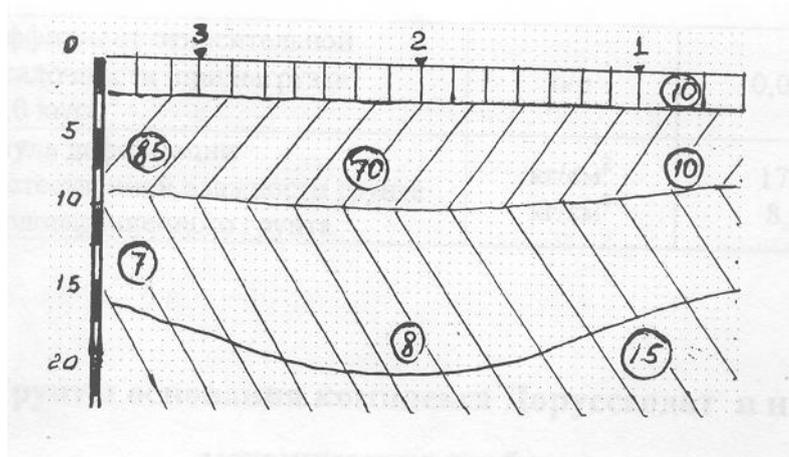


Рис.5.2. Геолого-геофизический разрез Кук Гумбаз

Анализ геолого-геофизический разреза показывает, что скорость прохождения сейсмических волн почти одинакова с комплексом Оксарой. Потому что, составляющие грунты основания мечети Кук Гумбаз одинаковы с комплексом Оксарой.

## 2. Мавзолей Гумбази Саидон и Шайх Шамсиддин Кулол

От проведенного инженерно-геологического изыскания по комплексу Доруттиловат получены следующие исходные данные:

Результаты определений физико-механических и прочностных свойств

Табл. 5.4

№	Наименование показателей	Ед. изм.	Нормативное значение
1.	Плотность частиц грунта	т/м <sup>3</sup>	2,65
2.	Плотность грунта	т/м <sup>3</sup>	1,80
3.	Плотность сухого грунта	т/м <sup>3</sup>	1,47
4.	Пористость	%	44,3
5.	Коэффициент пористости	б/р	0,756
6.	Природная влажность	%	0,709
7.	Степень влажности	б/р	21,5
8.	Влажность на границе текучести	%	25,4
9.	Влажность на границе раскатывания	%	20,0
10.	Число пластичности	б/р	7,4
11.	Показатель текучести	б/р	-
12.	Угол внутреннего трения	Град.	29 <sup>0</sup>
13.	Удельное сцепление	Кг/см <sup>2</sup>	0,065
14.	Коэффициент относительной проса дочности при нагрузке Р= 3,0 кг/см	б/р	0,046
15.	Модуль деформации	Кг/см <sup>2</sup>	17,2
	а) естественного влажного грунта	-//-	8,5
	б) водонасыщенного грунта		

### 5.7. Грунты основания комплекса Доруссаодат и их физико-механические свойства

В месяце апреле 2002 года на участке комплекса Доруссаодат были проведены инженерно-геологические изыскания.

Цель работы получение необходимых исходных данных, прочностных характеристик грунта комплекса.

Для получения исходных данных на исследуемом участке были пройдены шурфы в количестве 3 шт., глубиной от 3 до 4,5 метра. Общий метраж проходки составил 6,0 м.

Результаты определений физико-механических свойств грунтов

Табл. 5.5

№	Наименование показателей	Ед. изм.	Нормативное значение
1.	Плотность частиц грунта	т/м <sup>3</sup>	2,68
2.	Плотность грунта	т/м <sup>3</sup>	1,75
3.	Плотность сухого грунта	т/м <sup>3</sup>	1,55
4.	Пористость	%	45,5
5.	Коэффициент пористости	б/р	0,706
6.	Природная влажность	%	0,759
7.	Степень влажности	б/р	22,5
8.	Влажность на границе текучести	%	27,3
9.	Влажность на границе раскатывания	%	18,0
10.	Число пластичности	б/р	8,4
11.	Показатель текучести	б/р	-
12.	Угол внутреннего трения	Град.	27 <sup>0</sup>
13.	Удельное сцепление	кг/см <sup>2</sup>	0,083
14.	Коэффициент относительной просадочности при нагрузке P=2,0 кг/см	б/р	0,050
15.	Модуль деформации а) естественного влажного грунта б) водонасыщенного грунта	кг/см <sup>2</sup>	18,24
		-//-	9,0

Грунты исследуемого участка представляются суглинками ( $W_n=8,4$ ), влажными ( $V=0,759$ ), слабоуплотненными, пористыми, грунты просадочные, тип грунтовых условий по просадочности — II тип.

По результатам химанализа водной вытяжки грунты слабо агрессивны к бетонам на портландцементе — содержание ионов  $SO_4$  — 650 мг/л (2001г.), глубина 3,0 м.

Грунтовые воды в период исследования выработками глубиной до 3,0 м не были вскрыты. По архивным данным уровень грунтовых вод около 4,5 м от поверхности земли.

Группу грунтов для ручной разработки принимать по СНиП IV-10-77 табл. 10-I- равной II.

Глубина промерзания почвогрунтов 0,6 м. Сейсмичность района 7 баллов. Категория грунта по сейсмическим свойствам — II. Сейсмичность участка 8 баллов.

Для расчетов принимать следующие значения:

$$\gamma_n = 1,75 \text{ т/м}^3; \varphi_n = 27^0; C_n = 0,083 \text{ кг/см}^2.$$

### **5.8. Грунты основания и их физико-механические свойства мечети Кундузак.**

В августе месяце 2001 года были произведены инженерно-геологические изыскания на участке мечети Кундузак в г. Шахрисабзе.

Цель изысканий получение необходимых исходных данных для реставрации мечети, литологические строения участка, прочностные характеристики грунта и др.

Для получения исходных данных на исследуемом участке были пройдены шурфы в количестве 2 шт., глубиной до 3 метров.

#### **Инженерно-геологические условия.**

В геологическом строении конуса выноса принимает участие аллювиальные и аллювиально-пролювиальной толщей галечников с прослойками и линзами конгломератов и разнозернистых песков, перекрытых с поверхности не больших слоев мелкоземов. Общая мощность четвертичной толщи не превышает 150 м.

Верхние части толщи состоят из суглинков и супесей средними прослойками песков. С поверхности мелкоземы неоднородные по составу и плотности сложения, с включением обломков кирпичей, керамики, костей и бытового мусора.

**Результаты определений физико-механических и прочностных свойств грунтов**

табл. 5.6.

№	Наименование показателей	Единица измерения	Краткие значения	Нормативное значение
1.	Удельный вес	т/м <sup>3</sup>	2,67-2,67	2,67
2.	Объемный вес естественного грунта	т/м <sup>3</sup>	1,56-1,72	1,64
3.	Объемный вес сухого грунта	т/м <sup>3</sup>	1,25-1,42	1,33
4.	Пористость	%	53,1-46,8	49,9
5.	Коэффициент пористости	б/р	1,135-0,880	1,007
6.	Естественная влажность	%	24,1-21,1	22,6
7.	Степень влажности	б/р	0,56-0,64	0,60
8.	Верхний предел текучести	%	27,6-27,3	27,5
9.	Нижний предел раскатывания	%	22,4-21,1	21,7
10.	Число пластичности	б/р	5,2-6,2	5,7
11.	Консистенция	б/р	0,32-0,00	0,16
12.	Угол внутреннего трения	Град.	30 <sup>0</sup> -28 <sup>0</sup>	29 <sup>0</sup>
13.	Удельное сцепление	Кг/см <sup>2</sup>	0,050-0,075	0,0625
14.	Коэффициент относительной просадочности при нагрузке P=20 кг/см	б/р	0,006-0,033	0,020
15.	Модуль деформации а) естественной влажности грунта б) насыщенного грунта	Кг/см <sup>2</sup> -//-	16-65 15-30	40 22,5

Грунты исследуемого участка представлены супесями ( $W_n=5,2-6,2$ ), влажными. ( $G=0,56-0,64$ ) рыхлого сложения ( $\gamma_{ест.}=1,56-1,42\text{т/м}^3$ ) при нормальном значении  $\gamma_{ест}=1,49\text{ т/м}^3$ .

Грунты просадочные, тип грунтовых условий по просадочности — I.

Для расчета следует принимать следующие значения:

$$\gamma_n = 1,64\text{ т/м}^3; \varphi_n = 29^0; C_n = 0,062\text{ кг/см}^2.$$

По результатам химанализа водной вытяжки грунты от сильноагрессивного до слабоагрессивного к бетонам на портландцементе содержание ионов SO<sub>4</sub>— 1524 — 648 мг/л (2001 г.), глубина 3,0 м.

Грунтовые воды в период исследований выработками глубиной 4,0 м не были вскрыты.

Группу грунтов для ручной разработки принимать по СНиП IV—10—77,

табл.10—III. Глубина промерзания почвогрунтов -0,6 м. сейсмичность района- 7 баллов, Категория грунта по сейсмическим свойствам-III (КМК 2.01.03- 96 табл. 1.1). Сейсмичность участка — 8 баллов.

### **5.9. Грунты основания и их физико-механические свойства торгового купола Чорсу.**

В марте месяце 2001 г. были произведены инженерно-геологические изыскания на участке торговый купол Чорсу.

Цель изысканий — получение необходимых исходных данных для реставрации торговли купола Чорсу.

Для получения исходных данных для реставрации торговли купола Чорсу на исследуемом участке были пройдены шурфы в количестве 3 шт.

Общий метраж проходки составил 9,0 м.

**Результаты определений физико-механических и прочностных свойств этих грунтов приводятся ниже в таблице 5.7.**

Табл.5.7

№	Наименование показателей	Ед. изм.	Нормативное значение
1.	Плотность частиц грунта	т/м <sup>3</sup>	2,70
2.	Плотность грунта	т/м <sup>3</sup>	1,85
3.	Плотность сухого грунта	т/м <sup>3</sup>	1,52
4.	Пористость	%	43,5
5.	Коэффициент пористости	б/р	0,776
6.	Природная влажность	%	0,759
7.	Степень влажности	б/р	21,5
8.	Влажность на границе текучести	%	25,4
9.	Влажность на границе раскатывания	%	17,0
10.	Число пластичности	б/р	8,4
11.	Показатель текучести	б/р	-
12.	Угол внутреннего трения	Град.	28 <sup>0</sup>
13.	Удельное сцепление	кг/см <sup>2</sup>	0,083
14.	Коэффициент относительной проса дочности при нагрузке P= 3,0 кг/см	б/р	0,049
15.	Модуль деформации	кг/см <sup>2</sup>	18,23
	а) естественного влажного грунта б) водонасыщенного грунта	-//-	8,4

Грунты исследуемого участка представляется суглинками ( $W_n=8,4$ ), влажными ( $V=0,759$ ), слабоуплотненными, пористыми, грунты просадочные, тип грунтовых условий по просадочности — II тип.

По результатам химанализа водной вытяжки грунты слабо агрессивны к бетонам на портландцементе — содержание ионов  $SO_4$  — 530 мг/л (2001г.), глубина 3,0 м.

Грунтовые воды в период исследования выработками глубиной до 3,0 м. не были вскрыты. По архивным данным уровень грунтовых вод около 4,5 м. от поверхности земли.

Группу грунтов для ручной разработки принимать по СНиП IV-10-77 табл. 10-I- равной III.

Глубина промерзания почвогрунтов 0,6 м. Сейсмичность района 7 баллов. Категория грунта по сейсмическим свойствам — III. Сейсмичность участка 8 баллов.

Для расчетов принимать следующие значения:

$$\gamma_n = 1,85 \text{ т/м}^3; \varphi_n = 28^0; C_n = 0,083 \text{ кг/см}^2.$$

### **5.10. Грунты основания и физико-механические свойства мечети Молик Ашдар**

В октябре месяце 2001 г. были произведены инженерно-геологические изыскания на участке комплекса «Молик Ашдар».

Для получения исходных данных на исследуемом участке были пройдены шурфы в количестве 2 шт.

Мощность толщи насыпных грунтов варьирует в пределах 2,5 – 4,0 м. иногда до 5,0 м. Вскрытая мощность насыпного слоя на исследуемом участке 1,0-2,5 м.

Результаты определений физико-механических и прочностных свойств этих грунтов приводятся в табл. 5.8.

табл. 5.8.

№	Наименование показателей	Ед. изм.	Нормативное значение
1.	Плотность частиц грунта	т/м <sup>3</sup>	2,75
2.	Плотность грунта	т/м <sup>3</sup>	1,52
3.	Плотность сухого грунта	т/м <sup>3</sup>	1,05
4.	Пористость	%	68
5.	Коэффициент пористости	б/р	1,619
6.	Природная влажность	%	45,0
7.	Степень влажности	б/р	0,761
8.	Влажность на границе текучести	%	44,5
9.	Влажность на границе раскатывания	%	22,0
10.	Число пластичности	б/р	22,5
11.	Показатель текучести	б/р	-
12.	Угол внутреннего трения	Град.	26 <sup>0</sup> 30
13.	Удельное сцепление	кг/см <sup>2</sup>	0,058
14.	Коэффициент относительной просадочности при нагрузке P=3,0 кг/см	б/р	0,009
15.	Модуль деформации а) естественного влажного грунта б) водонасыщенного грунта	кг/см <sup>2</sup> -//-	- -

Грунты исследуемого участка представляется супесями ( $W_n=22,5$ ), влажными ( $V=0,76$ ), уплотненного сложения ( $\gamma_{\text{ест.}}=1,52$  т/м<sup>3</sup>)

Грунты просадочные, тип грунтовых условий по просадочности — I.

По результатам химанализа водной вытяжки грунты слабо агрессивны к бетонам на портландцементе содержания ионов SO<sub>4</sub>—1000 мг/л (2001 г.) по ГОСТ 101-78-85. СНиП 2.03. II—85, табл.4.

Уровень грунтовых вод в период исследований выработками глубиной до 2,5 м. не были вскрыты. По архивным данным уровень грунтовых вод в летний период поднимается до поверхности земли.

Глубина промерзания почвогрунтов – 0,6 м. Сейсмичность района 7 баллов. Категория грунта по сейсмическим свойствам – III. Сейсмичность участка 8 баллов (КМК 2.01.03 – 96. табл. 1.1.)

## **6. ИНСТРУМЕНТАЛЬНО-МОНИТОРИНГОВЫЕ НАБЛЮДЕНИЯ СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИИ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ ВЫСОКОТОЧНЫМИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИМИ ИЗМЕРЕНИЯМИ**

### **Анализ результатов ранее выполненных геодезических измерений**

**Исходные данные:** За осадками и горизонтальными смещениями в архитектурных памятниках г. Шахрисабза ведутся систематические геодезические наблюдения. В течение 1995 -98 годов велись высокоточные измерения, выполнялись в виде геометрического нивелирования по программе 2 класса точности. Подвергались нивелированию осадочные марки, заложенные на комплексе «Оксарой». Анализ выполненных измерений не вызывает сомнений. В результате анализов установленные величины осадок. За весь период наблюдения они составляют 3-5 мм. Количество реперов, заложенные как исходные опорные пункты, составляет 3 репера и она расположены вокруг комплекса «Оксарой». (рис.6.1) на расстоянии 10-15 м от него, т.е. в зоне возможных деформаций. Глубина заложения реперов находится в пределах 1,5-2 м. Форма конструкции реперов трубчатая, металлическая. Привязка этих реперов к местным предметам указаны на рисунках 6.2 — 6.4.

Осадочные марки, заложенные, в 1995-98 годах утрачены. Остались только 3-4 марки. Для дальнейших измерений их нельзя использовать. Потому что, при включении их в состав проектируемых осадочных марок, они не обеспечивают единую систему с проектируемыми осадочными марками и не составляют однообразие с ними.

Кроме этого на комплексе «Оксарой»,сохранились фотограмметрические марки, послужившие как опорные марки при стереофотограмметрической съемке. Высота заложения этих марок 6-8 м от поверхности земли. Возле каждой такой марки, коричневой краской нарисован треугольник и написан номер этой марки.

Не выполнены работы по определению пространственных положений высотных точек сооружений, неопределены величины крена.

Нивелирный ход не привязан к государственной высотной сети. Хотя нивелирный ход в таких случаях, создаётся как автономный, подвергается привязке к государственной высотной сети только для того, чтобы узнать абсолютную отметку осадочных марок, чтобы представить себе какое высотное вложение занимают осадочные марки относительно фундаментов городских зданий и сооружений.

Не вычислены координаты шпилей куполов, а также основных высотных агентов архитектурных комплексов.

Начиная с 1991 года для изучения процесса осадки основания и состояния отдельных пилонов дворца «Оксарой» выполнены научно-исследовательские работы.

Наблюдательная станция представляет из себя сеть реперов и осадочных марок, закрепленных соответственно в основании дворца «Оксарой» и на стенах пилонов в местах, где имеются трещины всего было заложено в 1991 году 12 реперов, пять в западном и семь в восточном пилонах. Схема расположения осадочных реперов приведены на рис 6.5., результаты измерения осадок приведены в табл.6.1.

### Ведомость вертикальных перемещений, в мм

Табл.6.1.

№ реперов	05. 1995-1991	05. 1995-08.1995	08.1995-08.1991
1	- 4,5	- 1,4	- 5,9
2	-4,4	-1,3	-5,7
3	-4,9	+0,2	-4,7
4	-0,9	-1,1	-2,0
5	-1,6	+2,7	-0,4
6	+2,3	-3,1	-0,8
7	-2,6	+3,4	+0,8
8	-2,2	-0,1	-2,3
9	-0,3	-3,8	-4,1
10	-0,9	-4,5	-5,4
11	+0,8	-5,0	-4,2
12	-3,2	-3,8	-7,0

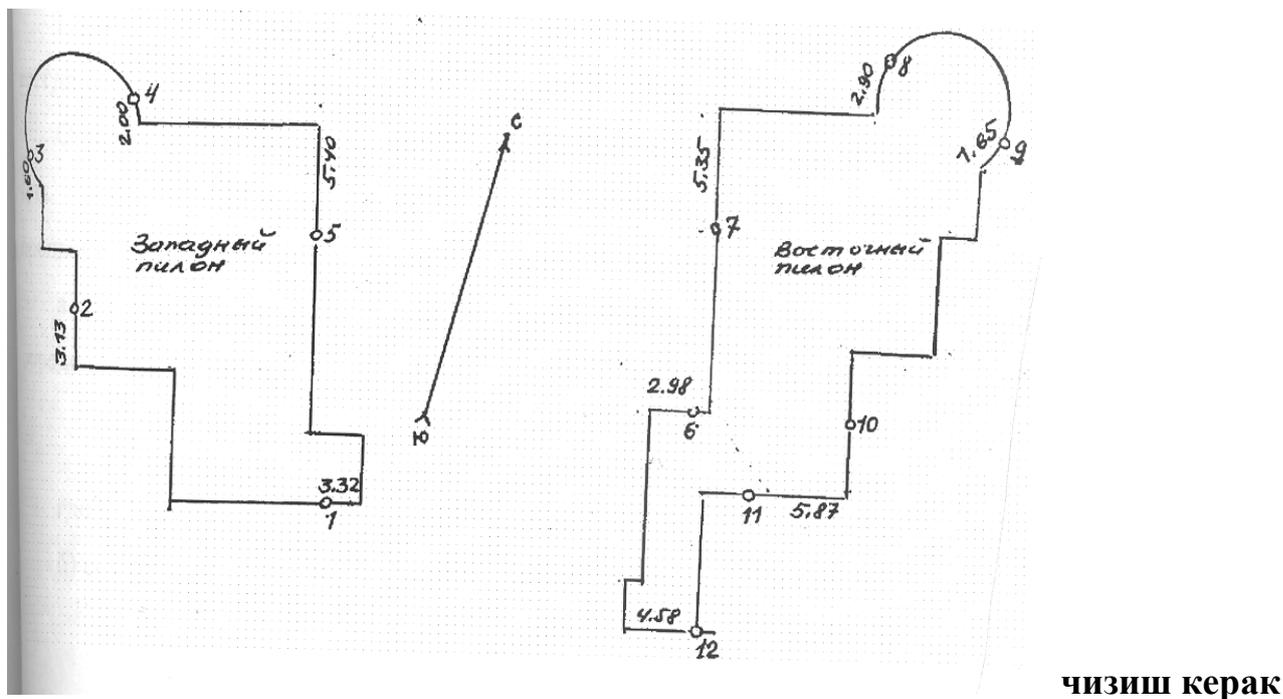


Рис. 6.5. Схема расположения осадочных марок

## 6.2. Обоснование точности геодезических наблюдений

Осадки основания и фундаментов определяются высокоточным нивелированием 2 класса – способом совмещения.

Нивелирования 2-класса позволяют обеспечить среднюю квадратическую ошибку нивелирования на 1 км. хода  $\pm 1,0$  мм, а на станции  $\pm 0,3$  мм., предельная ошибка для полигона  $\pm 5 \sqrt{L}$ , где  $L$  - количество километров в ходе или периметр полигона [22].

Произведены проверки нивелира. Определен угол  $i$  по формуле

$$i^n = \frac{[(v_1 + v_2) - (u_1 + u_2)]}{2d} \cdot p^n,$$

Где  $i^n$  – угол между визирной осью цилиндрического уровня, т.е. угол наклона;

$\sqrt{v_1 + v_2}$  - отчеты по ближним рейкам,  $u_1 + u_2$  - по дальним рейкам.

$d$  - расстояние между исследуемыми точками.

Пределом выполнения каждого цикла определен угол  $i$ . Величина угла была всегда в пределах нормы.

Осадки архитектурных сооружений измеряются определенной точностью. Для того, чтобы обеспечить необходимую точность производится предварительный расчет точности выполнения геодезических измерений [27].

а) средняя квадратическая ошибка совмещения пузырька уровня определяется по формуле

$$m_n = \pm \frac{0'' ,3d}{S},$$

где  $d$  – расстояние от нивелира до рейки;

б) средняя квадратическая ошибка биссектирования будет

$$m_n = \pm \frac{0'' ,2d}{S},$$

в) средняя квадратическая ошибка взятия отчета с барабана плоскопараллельной пластины

$$m_6 = \pm m_d \cdot n,$$

где  $m$  – цена деления барабана;  $n$  – количество делений.

Таким образом, средняя квадратическая ошибка взятия отсчета по рейке будет

$$m_0 = \pm \sqrt{m_n^2 + m_h^2 + m_6^2}.$$

Превышение определяется как разность двух отсчетов, взятых с задней и передней реек. Поэтому,

$$m_n = \pm m_0 \sqrt{2}.$$

Предельная ошибка определяется по формуле

$$\Delta_{prod} = \pm 3m_n.$$

Если нивелирный ход состоит из станций, то предельная ошибка в сумме « $n$ » превышений будет

$$\Delta_n = \pm 0,13\sqrt{n}.$$

Известно, что наиболее слабым местом уравненного нивелирного хода является его середина. Марка, находящаяся в середине этого хода, будет иметь ошибку:

$$\Delta \frac{n}{2} = \pm \frac{0,13\sqrt{n}}{2}$$

Примем  $\Delta \frac{n}{2} = \pm 0,3 \text{ mm}$ , отсюда число допустимых станций будет:

$$n = \left[ \frac{\Delta^2 \frac{n^2}{2}}{0,13} \right]^2 = \left[ \frac{0,3 \cdot 2}{0,13} \right]^2 = 20.$$

### 6.3. Обоснование проекта геодезических измерений

Объекты исследований расположены вдоль улицы Узбекистанской в г. Шахрисабзе. Общая протяженность хода около 1,5 км. Ход ограничен с одного конца дворцом Оксарой, а с другого конца комплексом Кук Гумбаз.

Объектами исследований являются: комплексы Оксарой, Чорсу, Доруссаодат, Доруттиловат.

Проектом геодезических измерений было предусмотрено нивелирный ход 1-класса протяженностью 1,5 км, который соединяет все эти объекты. Ход приложен между двумя кустовыми реперами (рис.6.6.) Кустовые реперы состоят из двух кустов. На каждом кусте предусмотрено закладывать по 3 фундаментальных реперов (рис.6.7.). Схема расположения фундаментальных реперов показана на рис. 6.8. Это положение объясняется следующими обстоятельствами: для выполнения анализа устойчивости необходимо иметь не менее 3 пунктов или реперов. Но при наличии только 3-х пунктов, выполнение анализа становится невозможным и выводы об устойчивости могут быть ошибочными, что приведет к ошибочной оценке деформационных процессов. Поэтому, рекомендуется использовать не менее удвоенного количества минимально необходимых пунктов, т.е. не менее 6 реперов [27].

На комплексе Оксарой заложены 31 осадочных марок. Нумерация выполнена для каждого комплекса отдельно, на первых марках каждого комплекса, на внешних торцовых кругах выбиты номер и слова: «1, ТАСИ, 2001».

Высокоточное нивелирование выполнено с визирным лучом в пределах 6-20 метров.

Схемы расположения осадочных марок комплекса Оксарой указаны отдельно (рис. 6.9.).

Периодичность определена по формуле [22]

$$m_{\Delta t} = \frac{\Delta t}{N\sqrt{2}},$$

где,  $m_{\Delta t}$  – допустимая погрешность определения периодичности циклов,  $m_{\Delta t}=0,2$ мес;  $\Delta t$ -периодичность циклов; N-коэффициент управления процессами, установленными в результате отдельных исследований  $N=10$ .

Тогда из этой формулы можно получить

$$\Delta t = N\sqrt{2 \cdot m_{\Delta t}}; \Delta t = 10\sqrt{2 \cdot 0,2} = 2,8; \Delta t = 3 \text{ мес.}$$

Отсюда, цикличность составляет 3 месяца.

#### **6.4. Полевые измерения**

На всех комплексах произведены обмерные работы по определению положения фундаментальных опорных реперов и осадочных марок (таблицы 6,2; 6,2). На рисунках 6.15 и 6.17 приведены обмерные размеры южной части западного пилона и аварийной части восточного пилона.

Проложен нивелирный ход 1-класса между начальным и конечными пунктами исследуемого участка.

В связи с тем, что кустовые реперы не построены, полевые измерения производились относительно существующих опорных реперов, которые заложены в начале 90-х годов.

С начала наблюдений, которые начались в августе 2001 года произведены цикла измерений: в августе, ноябре 2001 года, в марте и июне 2002 года.

Результаты измерений по комплексам архитектурных памятников приведены в таблицах 6.4.-6.7. величины уравненных превышений между соседними осадочными марками по результатам четырех циклов приведены в таблицах 6.4.-6.7.

**Измеренные расстояния между осадочными марками на объекте  
«Оксарой» 13.03.2002.**

(расстояния измерены от марки до марки, на «обхват»)

Табл. 6.2.

№	Между осадочными марками	Расстояния, м	Осадочные марки	Высота расположения марок, м
1	2	3	4	5
1	1-2	5,45	h <sub>1</sub>	0,63
2	2-3	4,38	h <sub>2</sub>	0,54
3	3-4	5,32	h <sub>3</sub>	0,52
4	4-5	6,76	h <sub>4</sub>	0,48
5	5-6	3,34	h <sub>5</sub>	0,42
6	6-7	7,24	h <sub>6</sub>	0,34
7	7-8	5,60	h <sub>7</sub>	0,56
8	8-9	7,30	h <sub>8</sub>	0,16
9	9-10	3,37	h <sub>9</sub>	0,54
10	10-11	2,84	h <sub>10</sub>	0,37
11	11-12	3,14	h <sub>11</sub>	0,84
12	12-13	5,28	h <sub>12</sub>	0,51
13	13-14	2,95	h <sub>13</sub>	0,48
14	14-15	8,95	h <sub>14</sub>	0,49
15	15-16	7,88	h <sub>15</sub>	0,39
16	16-17	4,35	h <sub>16</sub>	0,42
17	17-18	4,75	h <sub>17</sub>	0,50
18	18-19	4,76	h <sub>18</sub>	0,54
19	19-20	4,11	h <sub>19</sub>	0,46
20	20-21	7,12	h <sub>20</sub>	0,45
21	21-22	10,08	h <sub>21</sub>	0,45
22	22-23	2,71	h <sub>22</sub>	0,42
23	23-24	4,84	h <sub>23</sub>	0,51
24	24-25	4,77	h <sub>24</sub>	0,56
25	25-26	6,65	h <sub>25</sub>	0,26
26	26-27	8,00	h <sub>26</sub>	0,42
27	27-28	4,07	h <sub>27</sub>	0,52
28	28-29	4,75	h <sub>28</sub>	0,47
29	29-30	4,75	h <sub>29</sub>	0,44
30	30-31	4,03	h <sub>30</sub>	0,38
31	31-1	5,70	h <sub>18</sub>	0,54

**Измеренные расстояния между осадочными марками и их высоты на  
комплексах архитектурных памятников в г.Шахрисабзе**

Табл. 6.3.

№	Между осадочными марками	Расстояния, м	Обозначение осадочной марки	Высота расположения осадочных марок, м
<b>А. Комплекс Мавзолеев Жажонгира Мирзо плюс мечет Хазрати Имом</b>				
1	1-х	19,85	$h_x$	0,30
2	х-2	18,74	$h_2$	0,64
3	2-3	23,60	$h_3$	0,30
4	3-4	12,82	$h_4$	0,47
5	4-5	22,90	$h_5$	0,51
6	5-6	19,63	$h_6$	0,52
7	6-7	4,41	$h_7$	0,62
8	7-8	11,87	$h_8$	0,50
9	8-9	14,74	$h_9$	0,53
10	9-10	6,51	$h_{10}$	0,95
11	10-1	13,27	$h_1$	0,84
<b>Б. Комплекс Гумбази Саидон плюс Мавзолеев Шамсиддин Кулол</b>				
1	2-3	28,20	$h_2$	0,47
2	3-4	7,65	$h_3$	0,41
3	4-5	2,05	$h_4$	0,48
4	5-6	5,28	$h_5$	0,41
5	6-7	9,81	$h_6$	0,50
6	7-8	8,43	$h_7$	0,41
7	8-9	14,42	$h_8$	0,44
8	9-10	9,85	$h_9$	0,51
9	10-11	38,93	$h_{10}$	0,49
10	11-1	19,73	$h_{11}$	0,50
<b>В. Комплекс Кук Гумбаз</b>				
1	1-12	26,30		
2	12-13	8,82	$h_{12}$	0,57
3	13-14	5,12	$h_{13}$	0,54
4	14-15	11,25	$h_{14}$	0,27
5	15-16	13,51	$h_{15}$	0,32
6	16-17	12,35	$h_{16}$	0,64
7	17-18	3,64	$h_{17}$	0,97
8	18-19	14,56	$h_{18}$	0,43
9	19-20	1,78	$h_{20}$	0,42
10	20-21	15,15	$h_{21}$	0,35
11	21-22	25,90	$h_{22}$	0,92
12	22-23	23,93	$h_{23}$	0,68
13	24-25	10,38	$h_{24}$	0,43
14	25-26	8,54	$h_{25}$	0,43
15	26-27	9,98	$h_{26}$	0,43
16	27-28	11,28	$h_{27}$	0,20

17	28-29	7,70	$h_{28}$	0,19
18	29-30	8,57	$h_{29}$	0,18
19	30-31	21,70	$h_{30}$	0,42
20	31-1	39,40	$h_{31}$	0,36

Примечания:

1. Периметр минарета (рис.6.14) на уровне осадочных марок 1 и 2 составляет  $p=6,44$ .
2. В связи с производством реставрации на комплексе «Чорсу» измерения периметра, расстояний, между марками, высоты закрепления осадочных марок не производились.  
Результаты измеренных расстояний между северными марками и их высот не комплексе Оксарой.

Табл. 6.4.

Марки	I 24.08.01	II (17-18) 11.01	III 12.03.02	IV 6.06.02	V 5.10.02	Примечания
1-2	-0,058	-0,064	-0,062	-0,063	-0,062	Марки 6,7,8,9,10 заложены заново
2-3	+0,463	+0,463	+0,461	+0,461	+0,460	
3-4	-0,015	-0,018	-0,022	-0,022	-0,021	
4-5	-0,036	-0,037	-0,037	-0,037	-0,036	
5-6	-0,061	-0,066	-0,065	-0,066	-0,066	
6-7	+0,188	+0,187	+0,193	+0,188	+0,205	
7-8	+0,293	+0,304	+0,301	+0,304	+0,286	
8-9	-0,329	-0,336	-0,334	-0,333	-0,448	
9-10	-0,262	-0,271	-0,267	-0,268	-0,156	
10-11	+0,187	+0,185	+0,186	+0,186	+0,189	
11-12	-0,090	-0,091	-0,096	-0,096	-0,098	
12-13	-0,173	-0,173	-0,174	-0,174	-0,173	
13-14	+0,009	+0,015	+0,013	+0,014	+0,013	
14-15	-0,190	-0,192	-0,191	-0,191	-0,189	
15-16	-0,002	-0,004	-0,003	-0,001	-0,002	
16-17	+0,052	+0,050	+0,053	+0,053	+0,053	
17-18	+0,039	+0,052	+0,044	+0,045	+0,045	
18-19	-0,017	-0,017	-0,028	-0,028	-0,028	
19-20	+0,035	+0,035	+0,032	+0,032	+0,031	
20-21	-0,053	-0,054	-0,059	-0,058	-0,059	
21-22	+0,134	+0,138	+0,139	+0,139	+0,138	
22-23	+0,060	+0,060	+0,060	+0,060	+0,060	
23-24	+0,190	+0,195	+0,192	+0,194	+0,194	
24-25	+0,760	+0,671	+0,666	+0,666	+0,667	

25-26	-0,695	-0,695	-0,693	-0,693	-0,693	
26-27	+0,023	+0,023	+0,022	+0,022	+0,022	
28-29	-0,117	-0,118	-0,109	-0,109	-0,108	
29-30	-0,001	-0,001	0	-0,002	0	
30-31	-0,145	-0,146	-0,141	-0,142	-0,142	
31-18	-0,086	-0,087	-0,081	-0,081	-0,082	

Комплекс

Мавзолей Мирзо Жахонгира плюс мечеть Хазрати Имом

Табл. 6.5.

Марки	Циклы					Примечание
	I 23.08.01	II 19. 11.01	III 10.03.02	IV 07.06.02	V 5.10.02	
2-3	+0,800	+0,800	+0,799	+0,799	+0,799	
3-4	+0,175	+0,175	+0,174	+0,174	+0,174	
4-5	-0,855	-0,855	-0,856	-0,860	-0,860	
5-6	-0,204	-0,204	-0,203	-0,203	-0,203	
6-7	+0,012	+0,012	+0,012	+0,013	+0,013	
7-8	-0,092	-0,091	-0,092	-0,091	-0,093	
8-9	-0,029	-0,030	-0,029	-0,030	-0,030	
9-10	-0,027	-0,026	-0,027	-0,026	-0,026	
10-1	-0,010	-0,011	-0,010	-0,011	-0,009	
1-2	+0,230	+0,230	+0,232	+0,235	+0,235	
	+1,217	+1,217	+1,217	+1,221	+1,221	
	-1,217	-1,217	-1,217	-1,221	-1,221	

Комплекс

Гумбази Саидон плюс мавзолей Шайх Шамсиддин Кулол

Табл. 6.6.

Марки	Циклы					Примечание
	I 23.08.01	II 18. 11.01	III 11.03.02	IV 07.06.02	V 5.10.02	
2-3	-0,093	-0,099	-0,098	-0,101	-0,101	
3-4	+0,089	+0,086	+0,086	+0,086	+0,087	
4-5	-0,057	-0,061	-0,061	-0,062	-0,060	
5-6	+0,095	+0,101	+0,101	+0,102	+0,102	

6-7	-0,190	-0,192	-0,191	-0,190	-0,182	
7-8	+0,030	+0,037	+0,036	+0,038	+0,213	
8-9	-0,998	-0,949	-0,949	-0,948	-1,141	
9-10	+0,911	+0,912	+0,912	+0,911	+0,912	
10-1	0,957	+0,955	+0,953	+0,953	+0,958	
11-2	-0,794	-0,790	-0,789	-0,789	-0,738	
	+2,082	+2,091	+2,088	+2,090	-2,272	
	-2,082	-2,091	-2,089	-2,090	+2,272	

Соборный мечеть «Кук Гумбаз»

Табл. 6.7.

Марки	Циклы					Примечание
	I 23.08.01	II 18. 11.01	III 10.03.02	IV 07.06.02	V	
12-13	+0,008	+0,008	+0,008	+0,008	+0,009	
13-14	-0,330	-0,330	-0,330	-0,330	-0,328	
14-15	+0,000	+0,000	+0,000	+0,000	0	
15-16	0,301	0,301	0,301	0,301	0,299	
16-17	+0,035	+0,035	+0,035	+0,035	+0,036	
17-18	-0,134	-0,134	-0,134	-0,134	-0,134	
18-19	-0,105	-0,105	-0,105	-0,105	-0,105	
19-20	-0,205	-0,205	-0,205	-0,205	-0,204	
20-21	-1,259	-1,259	-1,259	-1,259	-1,259	
21-22	-1,210	-1,210	-1,210	-1,210	-1,213	
22-23	+0,098	+0,098	+0,098	+0,098	+0,100	
23-24	+0,092	+0,092	+0,092	+0,092	+0,089	
24-25	+0,303	+0,303	+0,303	+0,303	+0,304	
25-26	+0,203	+0,203	+0,203	+0,203	+0,203	
26-27	+1,687	+1,687	+1,687	+1,687	+1,687	
27-28	+0,217	+0,217	+0,217	+0,217	+0,217	
28-29	+274	+274	+274	+274	+274	
29-30	+0,475	+0,475	+0,475	+0,475	+0,476	
30-31и	-0,920	-0,920	-0,920	-0,920	-0,922	
31и-12	+0,470	+0,470	+0,470	+0,470	+0,471	
	+4,163	+4,165	+4,165	+4,165	+4,165	
	-4,163	-4,165	-4,165	-4,165	-4,165	

**6.5. Анализ результатов инструментально-мониторинговых  
геодезических наблюдений**

Таким образом, высокоточные геодезические измерения осадок памятников архитектуры выполнены, с определенным перерывом в период 1995-98 и 2001-2003 годы. Анализ результатов геодезических измерений, выполненных в первый период не вызывает сомнений. Между тем, следует отметить, что результаты геодезических измерений двух периодов не подлежат обобщению, тем более, научному анализу. Дело в том, что результаты измерений получены по двум группам осадочных марок. Первая группа осадочных марок, вероятно, заложены до выполнения первого цикла в 1995 году. Они полностью утрачены, за исключением трех-четырёх марок, которые не вписываются в проект нового периода наблюдений, 1-цикл, которого выполнен в августе 2001 года. Они не обеспечивают единую систему осадочными марками 2-го периода наблюдений.

Нельзя забывать и тот факт, что измерению осадок в первом периоде подвергался только комплекс Оксарой, а во втором периоде все 5 комплексов памятников архитектуры. Поэтому по результатам двух периодов, можно выполнить только сравнение величин осадок основания фундаментов комплекса Оксарой. Такой анализ выполнен. По результатам сравнения можно констатировать о том, что судить о стабильности основания фундамента комплекса Оксарой не приходится. Если в первом периоде наблюдений величина осадок с 1995 по 1998 год составила местами 3-5 мм, то в начале второго периода эта величина оставалась в пределах 1-6 мм за 3-4 месяца.

Таким образом, по результатам двух периодов измерений осадок фундаментов памятников архитектуры и мониторинговых сейсмометрических измерений установлены непрекращающиеся деформации конструкции памятника.

Были приняты срочные меры по ослаблению отрицательно действующей формации факторов.

## **7. РАСЧЕТЫ ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ**

## **7.1. Постановка задач**

В развитых странах мира (Япония, США, Китай, Мексика, Италия, Германия, Россия, страны Центральной Азии и др.) расположенных сейсмически активных зонах начиная с 1950 годов применяют динамический метод расчета сооружений на сейсмические воздействия. Для этого разработаны коды, СНиПы, руководства, рекомендации и другие инструктивные и нормативные документы. Основой динамической теории сейсмостойкости зданий сооружений является динамические характеристики (периоды свободных колебаний амплитуды, формы колебаний и декременты затухания).

Упомянутые нормативные документы предназначены для расчета вновь строящихся зданий и сооружений, Для архитектурных памятников построенных 500-2000 лет назад эти нормативные документы не приемлемы, потому что, конструкции архитектурных памятников в корне отличаются от вновь строящихся зданий и сооружений и самое главное за время эксплуатации этих памятников (500 — 2000 лет), они перенесли не одно сильное землетрясение и другие воздействия, соответственно они серьезно деформированы. [53]

Кроме того, когда строились эти памятники, отсутствовали нормативные документы. Поэтому разработана концепция расчета архитектурных памятников на сейсмические воздействия с использованием натуральных значений динамических характеристик.

В соответствии с этим методом выполнен комплексный расчет аварийного пилона дворца Оксарой. Результаты анализа показывают хорошую сходимость результатов, соответственно принятая методика отражает действительную расчетную схему конструкции.

## **7.2. Расчет аварийной части восточного пилона дворца Оксарой на сейсмические воздействия**

Расчеты на сейсмические воздействия выполнены с использованием натуральных значений динамических характеристик; КМК 2.01.03—96 Строительство в сейсмических районах. СНиП II — 7 — 81 и на реальные воздействия акселерограмм сильных землетрясений.

В результате проведенных испытаний, получены записи колебаний аварийного пилона в продольном и поперечном направлениях. [21,25]

В результате обработки записей колебаний установлены следующие значения периодов колебаний в продольном и поперечном направлениях:

$$T_{\text{экс}}^{\text{попер}} = 0,677 \text{ сек.}$$

$$T_{\text{экс}}^{\text{попер}} = 0,375 \text{ сек.}$$

Используя, экспериментальные значения динамических параметров выполнены расчеты на сейсмические воздействия. Как было отмечено выше дело в том, что когда строился дворец Оксарой не было СНиПов и действующие СНиПы не могут быть использованы по известным причинам.

Поэтому учитывая что коэффициент динамичности является функцией  $T$  т.е  $\beta=f(T)$  находя значения  $\beta$  и коэффициент учитывающий форму колебаний  $\eta$  и по формуле расчета сейсмических сил СНиП — II — 7 — 81.

На основе сравнения и анализа этих результатов делаются выводы и рекомендации расчета архитектурных памятников на сейсмические воздействия.

Полученные экспериментальные динамические характеристики восточного пилона говорят о том, что нарушена его монолитность, следовательно, только поврежденная часть пилона работает отдельно.

### **7.3. Расчет на сейсмические воздействия по СНиП 11-7-81**

Высота аварийного пилона дворца Оксарой 21,0 м.

На рис. 7.1. показана расчетная схема, на которой равномерно распределены по высоте сосредоточенные массы.

вес аварийного пилона

$$\sum Q = 1570 \text{ т.}$$

$A_{\text{ф}}$  – площадь фундамента

$$A_{\text{ф}} = 59,02 \text{ м}^2$$

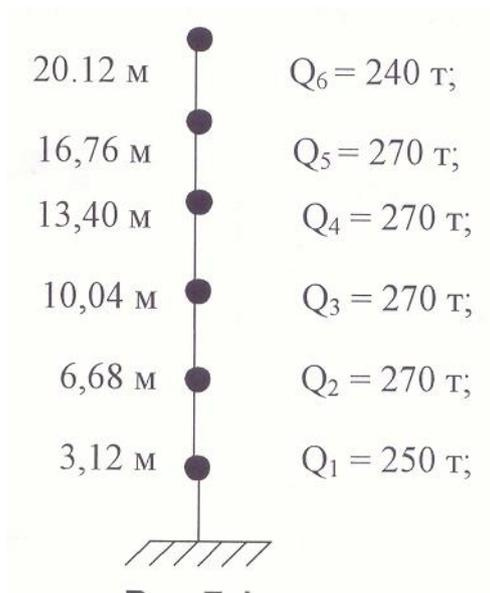


Рис. 7.1.

$$\sigma = \frac{1570}{59,02} = 26,60 \text{ т} / \text{м}^2 = 2,66 \text{ Н} / \text{см}^2$$

Соответствующие массы:

$$m_1 = 25,5 \frac{\text{м} \cdot \text{с}^2}{\text{м}}; \quad m_2 = 27,52 \frac{\text{м} \cdot \text{с}^2}{\text{м}};$$

$$m_3 = 27,52 \frac{\text{м} \cdot \text{с}^2}{\text{м}}; \quad m_4 = 27,52 \frac{\text{м} \cdot \text{с}^2}{\text{м}};$$

$$m_5 = 25,5 \frac{\text{м} \cdot \text{с}^2}{\text{м}}; \quad m_6 = 24,46 \frac{\text{м} \cdot \text{с}^2}{\text{м}};$$

Сейсмическая нагрузка  $S_{ik}$  определяется по формуле (СНиП II-07-81);

$$S_{ik} = K_1 K_2 S_{oik}; \quad S_{oik} = Q_k A \beta_i K_\psi \eta_{ik};$$

Сейсмичность территории 8 баллов;

Коэффициент  $K_1$  по табл.3 –  $K_1=1,0$ ;

Коэффициент  $K_2$  по табл.3 –  $K_2=1,3$ ;

Коэффициент динамичности для грунта второй категории;

$$\beta = \frac{1,1}{T_i} = \frac{1,1}{0,67} = 1,625$$

$T=0,67$  с. Определилось экспериментально.

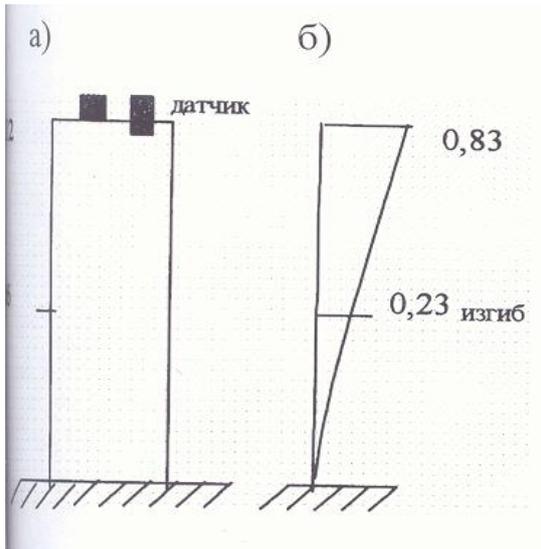


Рис. 7.2. а) Схема размещения датчиков;  
б) экспериментальная форма колебаний;

$\eta_{ik}$  – коэффициент, зависящий от формы деформации сооружения при его собственных колебаниях определяется по следующей формуле:

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(X_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_i(X_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j X_i^2(X_j)}$$

где  $X_k$   $X_i$  – расстояния от точек  $k$  и до верхнего обреза и фундамента.

$$\sum_{i=1}^6 Q_j X_i(X_i) = 17981,4;$$

$$\sum_{i=1}^6 Q_i X_i^2 = 257880.$$

$$\eta_1 = 0,231, \eta_2 = 0,46578, \eta_3 = 0,7, \eta_4 = 0,934, \eta_5 = 1,1686, \eta_6 = 1,40292$$

Тогда расчетная сейсмическая нагрузка

$$S_1 = 24,4, S_2 = 53,12, S_3 = 79,84, S_4 = 104,54, S_5 = 123,44, S_6 = 142,26.$$

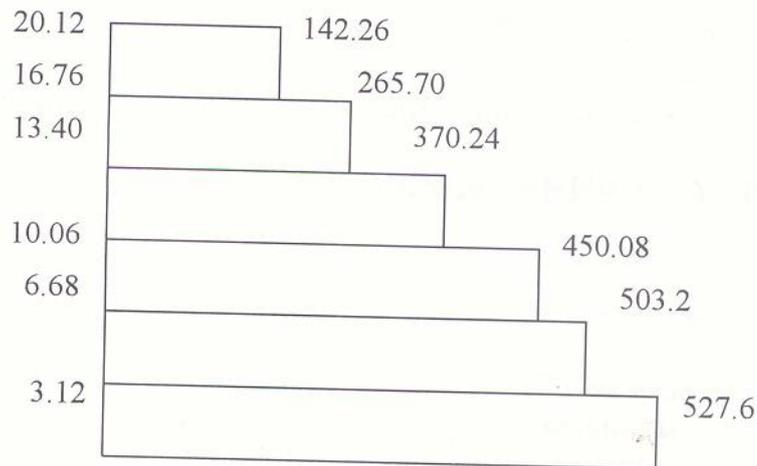


Рис.7.3. Расчетные значения сейсмических сил по СНиП 11-7-81.

#### 7.4. Результаты расчетов на сейсмические воздействия по СНиП — II — 7- 81.

Периоды и формы свободных колебаний поврежденной части дворца Оксарой в Шахрисабзе.

Реальные конструкции по существу обладают распределенной массой, часто оказывается возможным рассматривать их как систему с отдельными сосредоточенными массами (т.е. силы инерции в какой либо пропорциональных амплитуде колебаний, этой точке), ниже даны лишь окончательные формулы для определения периодов и формы свободных колебаний некоторых, распространенных в практике систем, на рис.7.1. и изображена работающая на сдвиг система с равномерно распределенной массой  $m_1$  | имеющая жесткое защемление опоры и постоянную характеристику жесткости  $EJ = \text{const}$ .

Периоды свободных колебаний такой системы определены формулой:

$$T_i = \frac{2\pi H^2}{\alpha^2} \sqrt{\frac{m}{EJ}}$$

В которой значение коэффициента частоты  $\alpha_1$  для первых трех тонов соответственно равно  $\alpha_1 = 1,875$ ;  $\alpha_2 = 4,694$ ;  $\alpha_3 = 7,86$ .

Ординаты первых форм свободных колебаний табл. 4.3.

## ПОВРЕЖДЕННАЯ ЧАСТЬ

Табл. 7.1.

№ точки	Вес сосредоточенных масс в т.	Высота от основания $h$ в м	Относительная высота $h/H$	Табличные ординаты, $X_i$	Коэффициенты формы $\eta_{ik}$	Сейсмический $S$ по СНиП II - 7 - 81. Т – аналит.
6	240	20,12	1,0	1,0	1,42	238,96
5	270	16,76	0,83	0,79	1,12	212,38
4	270	13,4	0,606	0,545	0,77	146,51
3	270	10,04	0,49	0,329	0,467	88,424
2	270	6,68	0,332	0,166	0,235	44,03
1	250	3,12	0,165	0,0475	0,067	12,77
0	0	0	0	0	0	0

Период свободных колебаний

$T_i$  - период  $i$  – той формы колебаний

$m$  – масса единицы длины в оснований сооружения

$$m = \frac{F_0 \eta}{q}$$

где  $\eta$  – объемный вес кладки;

$F_0$  – площадь основания

$Q$  – 9,81 м/сек<sup>2</sup>

Древний среднеазиатский кирпич по экспериментальным данным имел марку порядка 75-100.

Прочность гипсовых и ганчевых растворов определялась специальными испытаниями.

$$R^H = 1250 \text{ КПа}; \quad R_{ep}^H = 95 \text{ КПа.}$$

И соответственно  $F = 144345,0 \text{ КПа.}$

По формулам определены периоды формы свободных колебаний.

$$T = \frac{2\pi H}{\alpha i^2} \sqrt{\frac{m}{EJ}} = 0,34 \text{ сек.}$$

Где  $H$  – высота сооружения.

Сейсмическая нагрузка  $S_{ik}$  – определяется по формуле:

$$S_{ik} = K_1 K_2 S_{oik}$$

$$S_{oik} = Q_k A B_i K_\psi \eta_{ik}$$

где  $K_1=1$ ,  $A=0,2$ ,  $K=1,3$ ,  $K_\psi=1$

$$\beta_i = \frac{1,1}{T_i} = \frac{1,1}{0,34} = 3,23 > 2,7$$

Принимаем  $\beta_i = 2,7$ . Результаты расчета приведены в табл. 7.1.

### 7.5. Результаты расчетов на сейсмические воздействия по КМК-2.01.03-96 Узбекистана

Расчетная сейсмическая нагрузка в точке «К» и соответствующая тону собственных колебаний зданий определяется по формулам:

$$S_{ik} = K_0 K_n K_{от} K_p S_{oik} \quad (1)$$

$$S_{oik} = \alpha Q_k W_i K_\sigma \eta_{ik} \quad (2)$$

где  $S_{oik}$  - инерционная сила, определяемая в предположении упругого деформирования конструкций.

$\alpha$  - коэффициент, в зависимости от сейсмичности площадки строительства:

Принимаем  $\alpha = 0,5$

$Q_k$  - вес здания  $Q_1 = 250$  t;  $Q_2 = 270$  t;  $Q_3 = 270$  t;

$Q_4 = 270$  t;  $Q_5 = 270$  t;  $Q_6 = 240$  t.

$W_i$  - спектральный коэффициент,  $W_i = 0,74$  табл. 28 (КМК) стр.

$K_\sigma$  - коэффициент диссипации определяемый по формуле:

$K_\sigma = L$  где  $\sigma$  декремент колебаний  $\sigma = 0,3$   $T_1 = 0,677$  сек.

$K_\sigma = 1,025$

$K_p$  – коэффициент регулярности.

$K_p = \frac{0,1758}{5,17} = 0,034$   $K_p = 1,1$

$K_0 = 1,2$  – коэффициент ответственности;  $K_{эм} = 1,0$  - коэффициент, зависящий от этажности здания.

$\eta_{ik}$  - коэффициент, зависящий от формы соответственных колебаний здания.

Для зданий с незначительно изменяющимся по высоте массами и жесткости этажей при  $T_1$  менее 0,4 с коэффициент  $\Pi_k$  допускается определять по формуле

$$\eta_{ik} = \frac{X_k \sum_{i=1}^n Q_j X_i}{\sum_{i=1}^n Q_i X_i^2} \quad (3)$$

где  $X_k$  и  $X_j$  - расстояние от точек

$K$  и  $j$  до верхнего образа фундаментов

$K_n$  – коэффициент учета повторяемости землетрясений  $K_n = 1,2$

$W_i$  – спектральный коэффициент -  $W_i = 1,13$ .

По формуле (4.3.) определяем -

$$\eta_1 = 0,067373; \eta_2 = 0,23545; \eta_3 = 0,4006; \eta_4 = 0,773; \eta_5 = 1,1205; \eta_6 = 1,41838;$$

По формуле -  $S_{oik} = \alpha \cdot Q_k \cdot W_i \cdot K\sigma \cdot \eta_{ik}$ .

$$S_1 = 9,75 \text{ t}; S_2 = 36,82 \text{ t}; S_3 = 72,96 \text{ t};$$

$$S_4 = 120,57 \text{ t}; S_5 = 175,21 \text{ t}; S_6 = 197,17 \text{ t}.$$

$$S_{ik} = K_0 K_{\Pi} K_{\text{ЭТ}} K_{\psi} S_{oik}$$

$$K_0 = 1,2; K_{\Pi} = 1,0; K_{\text{ЭТ}} = 1,0; K_p = 1,1.$$

Сейсмическая сила:

$$S_1 = 12,87 \text{ t}; S_2 = 48,6 \text{ t}; S_3 = 96,31 \text{ t};$$

$$S_4 = 159,54 \text{ t}; S_5 = 231,28 \text{ t}; S_6 = 260,22 \text{ t}.$$

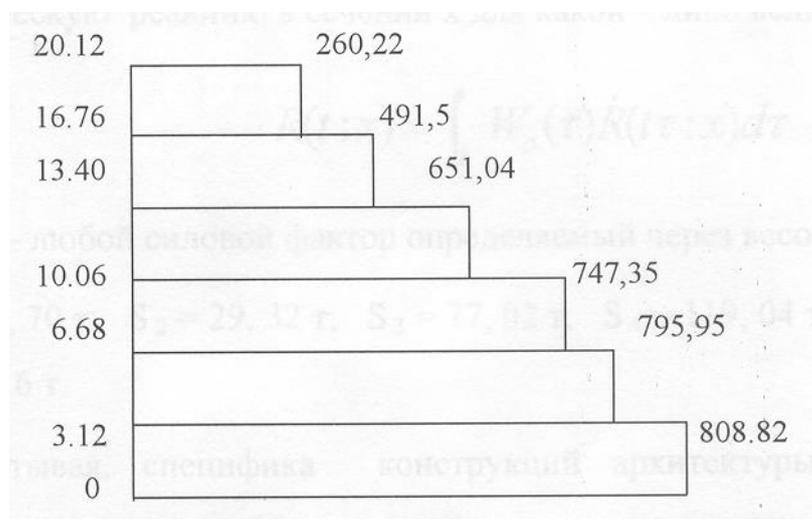


Рис. 7.4. Расчетные значения сейсмических сил по КМК 2.01.03-96

## 7.6. Расчет на реальные воздействия акселерограмм сильных землетрясений

Сейсмическая реакция при воздействии акселерограмм определяется по методу, разработанному в институте механики и сейсмостойкости сооружений АН Республики Узбекистан.

Выборка из пяти акселерограмме охватывает диапазон доминант 81617 передов от 0,1 до 1,55 с нормируется по стандарту (50 Рассказовский В.Т.). В приложение 2 приведена таблица акселерограмме землетрясения, а Эль – центро май 1940 г. шифр 8-3 Г-52.

Весовая функция сейсмических нагрузок получается в следующем виде (Рассказовский В.Т.).

При вычислении сейсмическая сила на ЭВМ аварийной части восточного пилона по высоте разделялась на в частей, с чем интегралы в формулах (Рассказовский В.Т.).

$$\dot{S}(t : x) = \int_x^H \dot{S}(f : x) dx$$
$$\dot{M}(t : h) = \int_h^H (x - h) \dot{S}(x) dx$$

Динамическую реакцию в сечении  $x$  для какой – либо величины  $R(t : x)$

$$R(t : x) = \int_d^t W_o(\tau) \dot{R}(t\tau : x) d\tau$$

Где  $R$  – любой силовой фактор определяемый через весовую функцию  $R$   
 $S_1 = 8,70 \text{ t}$ ;  $S_2 = 29,32 \text{ t}$ ;  $S_3 = 77,02 \text{ t}$ ;  $S_4 = 119,04 \text{ t}$ ;  $S_5 = 115,42 \text{ t}$ ;  $S_6 = 137,6 \text{ t}$ .

Учитывая, специфику конструкций архитектуры памятников и их деформированное состояние рекомендуется расчет на сейсмические воздействия выполнять с использованием экспериментальных значений динамических характеристик.

Результаты анализа показывают хорошую сходимость результатов, соответственно принятая методика отражает действительную расчетную схему конструкции.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Результаты детальных инженерных обследований; инструментально-мониторинговых наблюдений за состоянием конструкций, оценка физико-механических характеристик материалов, геолого–геофизические исследования состояния оснований и фундаментов, а также расчеты на статические и сейсмические воздействия архитектурных памятников в г. Шахрисабзе построенных в эпоху Темура и темуридов позволили оценить техническое состояние; разработать конструктивные мероприятия по усилению аварийного пилона дворца Оксарой. Разработанная конструкция усиления в 2002 внедрен при укрепительных мероприятиях восточного пилона дворца Оксарой. Последовательные инструментально-мониторинговые наблюдения 2003-2008 годов показывают о стабильности конструкции т.е. никаких деформационных состояний. На способ усиления получен патент республики Узбекистан. Этот способ рекомендуется для восстановления аналогичных конструкций памятников архитектуры республики Узбекистана.
2. Исследованы физико-механические и деформационные свойства керамического кирпича и растворов с применением современного способа — ультразвукового импульсного метода.
3. Методами визуального осмотра и испытания установлены причины разрушения кирпичного и кладочных растворов. Основными причинами разрушения являются следующие: атмосферные факторы (ветер, вода, солнечная радиация, высокая температура), техногенные факторы (высокая загазованность, кислые дожди, осадка глиносольной пыли и др.), высокая сейсмичность зоны, неправильная эксплуатация памятников архитектуры (человеческий фактор).
4. Установлено, что физико-механические характеристики обожженных кирпичей исследованных объектов примерно одинаковы (табл. 4.1 и 4.2), только в исключительных случаях кирпичи имеют повышенную прочность (20-25 МПа, Масжиди Хазрати Имом), что затруднительно объяснению.
5. Натурные исследования плотности и динамического модуля упругости кирпичных стен с помощью ультразвукового аппарата показывает, что скорость

прохождения ультразвуковых волн имеет большой разброс по точкам испытаний (табл.4.3). Это свидетельствует о недостаточной однородности кирпича, раствора и в целом стен из этих материалов. Следует отметить, что причиной такого разброса может быть образование внутренних дефектов в стенах исследуемых объектов.

6. Учитывая зарубежный опыт и результаты собственных исследований растворы для кладки, заделки швов и трещин должны быть, приготовлены на прежде использованных видах вяжущих (известь, ганч, гипс, глина), путем создания сложных композиционных растворов. Это является главным фактором при выборе строительных материалов для реставрации памятников архитектуры.

7. Принципиально должны быть пересмотрены вопросы использования современных строительных материалов - цемента, бетона, металла, полимеров, синтетических лаков и красок, и прежде всего обожженного кирпича по традиционной технологии. При этом следует обратить внимание не только на получение прочного кирпича, но и плотности (характер пор) этого материала, который является главным компонентом при возведении несущей части зданий и сооружений архитектурного наследия.

8. Ещё одной немаловажной причиной деформации, особенно, восточного пилона, являются, разнообразные техногенные воздействия на сооружение. Основным из них является воздействие посетителей, экскурсантов, туристов, которые поднимаются и опускаются по винтовой лестнице (в течении десятилетий) дворца Оксарой. Число людей иногда доходит до нескольких сотен в день. Основанием для такого решения являются результаты сейсмометрических измерений с участием и без участия полсотни людей во время эксперимента. Установлено, что амплитуда колебаний увеличилась от трёх до пяти раз. Это свидетельствует об активизации деформированного процесса из-за воздействия посетителей.

9. Установлено также отрицательное воздействие на сооружение изменение уровня грунтовых вод, особенно, из-за появления условия подтопления

территории грунтовыми водами. Разработан ряд мер по снижению уровня грунтовых вод, одним из которых является построение вертикально дренажей. Такой проект реализован.

10. Анализ мониторинговых инструментальных измерений динамических характеристик восточного пилона дворца Оксарой показал, что подверженная к осадке часть работает отдельно от основной конструкции пилона.

11. Разработана методика и инструментальная оценка техногенных воздействий на памятники архитектуры выполненной на примере дворца Оксарой. Разработанная методика оценки техногенных воздействий рекомендуется для применения в других памятниках архитектуры Узбекистана.

12. На основе натурных испытаний разработана методика диагностики деформирования памятников архитектуры Узбекистана. Результаты последовательных инструментально-мониторинговых наблюдений за состоянием конструкций, для прогнозирования технического состояния и предотвращения возможных повреждений и деформаций, а также расчёты на статические и сейсмические воздействия дворца Оксарой, комплексов Доруттиловат, Доруссаодат, мечети Кундузак, Молик Ашдар, торговый купол Чорсу необходимо продолжить и регулярно выполнять инструментально—мониторинговые наблюдения.

13. По рекомендации специалистов кафедры СМиСС в 2002 году осуществлены:

а) Переведена на другое место водонапорная башня, послужившая причиной подтопления основания комплекса «Оксарой».

б) С целью уменьшения техногенных воздействий перенесена за город междугородная автостанция, которая, находилась рядом с комплексом Кук-Гумбаз.

в) Приостановлено движение грузовых и других тяжелых автомобилей по центральной дороге, где в основном расположены памятники архитектуры.

г) Мониторинговыми наблюдениями было установлено, что подъем десятков, сотни посетителей на восточный пилон комплекса «Оксарой», отрицательно сказывается на конструкцию комплекса. Сейчас подъем людей-туристов и других посетителей из верхнюю частью комплекса приостановлен.

14. Составлен банк данных по результатам комплексных исследований инженерных задач памятников архитектуры г.Шахрисабза.

## **ГЛАВА VIII. АНАЛИЗ КОНСТРУКЦИЙ, ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ МИНАРЕТОВ С ЦЕЛЬЮ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ИХ ДОЛГОВЕЧНОСТИ\***

### **ВВЕДЕНИЕ**

Катастрофические последствия ряда сильных землетрясений последних лет выявили ряд проблем, требующих более детального изучения и безотлагательного решения повышения сейсмостойкости и надежности несущих конструкций зданий и сооружений.

Особенно, в последнее время по различным причинам сильно ухудшается состояние архитектурных памятников.

В этих условиях актуальность приобретает забота об их консервации и реставрации. При этом необходимо обеспечить в первую очередь сейсмостойкость и надежность их несущих конструкций. В связи с этим качестве объекта исследований принимаются минареты Узбекистана.

Приводятся результаты натурных экспериментов по исследованию динамических свойств существующих минаретов необходимость в которых вызвана тем, в настоящее время отсутствуют какие-либо достоверные данные о поведении их при динамических воздействиях.

Как пишет проф. Г.П.Горшков [35] «Интенсивность современных тектонических процессов в пределах Средней Азии выше, чем в любом другом месте азиатского материка, (за исключением, быть может некоторых участков Гималаев)».

При сейсмических колебаниях грунта в зданиях и сооружениях возникает наряду с поступательными и крутильные колебания. Они могут появляться не только при наличии эксцентриситета между центром тяжести и центром

---

\*эксперименты и их анализ выполнен совместно с к.т.н.Якубовым

жесткости сооружения, но также при его отсутствии. Одной из причин возникновения крутильных колебаний зданий может быть то обстоятельство, что направление смещений и ускорений в сейсмической волны может совпадать с направлением движения волны, так и быть к нему перпендикулярным [26,27].

В этом случае на минареты будут действовать силы которые, помимо поступательного смещения, будут стремиться повернуть его вокруг центра тяжести. Если к тому же длина здания соизмерима с длиной сейсмической волны, то крутящий момент, вызванный действием инерционных сил, может достигать существенного значения. Исследованиями проф. И.Л.Корчинского установлено, что дополнительные нагрузки от крутильных колебаний могут достигать до 20-25 % от основных сейсмических нагрузок.

В работах, посвященных инженерному анализу и описанию последствий землетрясений приводятся фактические данные о существенных влияниях крутильных колебаний на здания и сооружения [31,2, 50].

Проводятся результаты натурных экспериментов исследований динамических свойств существующих минаретов, необходимость в которых вызвана тем, что в настоящее время отсутствуют какие-либо достоверные данные о поведении их при динамических воздействиях.

Отдельные авторы достаточно подробно отмечают довольно разнообразный характер повреждений памятников архитектуры, вызываемых землетрясениями и упрощенно объясняют эти различия разным характером колебаний почвы, вращательным движением, влиянием «пластических» свойств гипсовых растворов и прочими факторами [27].

Некоторые особенности в характере разрушений можно объяснить этими причинами. Однако, сущность явлений состоит в том, что в минаретах имеет место сложное напряженное состояние, вызванное деформациями сдвига и кручения.

Поведения различных зданий и сооружений при землетрясениях свидетельствует о том, что его не всегда можно с необходимой точностью описать одномерными расчетными схемами. Сейсмическое воздействие

представляет собой многокомпонентное движение грунта, распространяющим с конечной скоростью.

Последний фактор обуславливает угловые перемещения зданий и сооружений относительно вертикальных осей. Наличие этого фактора требует перехода на расчеты с использованием усложненных расчетных моделей, в которых учитываются реальные свойства конструкций и сейсмических воздействий.

Сейсмические реакции высотных сооружений в неоднородном поле воздействий еще недостаточно изучены и по этой причине имеющиеся нормативные документы не содержат достаточных указаний по обеспечению их сейсмостойкости.

Решение этой задачи требует исследования новых видов сейсмических реакций, которые не всегда считается существенными. По это причине исследования таких вопросов, как влияние конечной скорости распространения сейсмических волн в грунте на величины сейсмических воздействий и характер напряженного состояния являются весьма актуальными.

#### 8.1. Особенности конструктивных решений и форм минаретов.

Для натурных обследований был выбран ряд минаретов из наиболее сохранившихся или имевших относительно более полные исходные данные об их первоначальном состоянии, независимо от их местоположения, размеров, пропорций и времени возведения. Перечень этих минаретов в хронологическом порядке с указанием некоторых основных параметров приведен в табл.8.1., на рис. 8.1 в едином масштабе дано их схематическое изображение.

Из рис. 8.1 и анализа табл. 8.1 видно, какой-либо явной взаимосвязи между размерами сооружений, их формой и пропорциями установить невозможно. Однако, детальное рассмотрение конструкций позволяет выявить много общих черт, свойственных Среднеазиатским минаретам. Так, большинство из них имеют конусный ствол круглого сечения и многогранный высокий цоколь, построены из обожженного кирпича на ганчевом растворе. Снаружи ствол декорирован фигурной кладкой, а внутри размещен ход винтовой лестницы.

Полость, в которую вписывается винтовая лестница, имеет форму цилиндра или конуса, суживающегося кверху рис. 8.2.

Силуэт Среднеазиатского минарета – трапеция. Для геометрического построения минарета недостаточно учитывать только два параметра  $D$  и  $H$ ; их соотношение может включать бесчисленное количество форм. Одной из существенных особенностей, выявленных на основе анализа конструкции минаретов является тот факт, что в подавляющем большинстве случаев верхний диаметр ствола минарета  $D_v$  в уровне начала фонаря или «рабочей» площадки имеет минимальный конструктивный размер (рис.1.2а), который складывается из толщины стенки (1,5 кирпича или 23-27 см, облицовка – 10-15 см); ( $\delta = 0,35-0,55$  м) минимальной ширины прохода спиральной лестницы ( $B = 0,6-0,7$  м); минимального диаметра внутреннего столба ( $d = 0,4-0,5$  м). При этом  $D_v = 2,3-2,7$  (без облицовки);  $D_v = 2,5-3,0$  (с облицовкой).

В отдельных случаях верхний диаметр может быть больше минимального. Увеличение происходит главным образом за счет диаметра внутреннего столба, а иногда некоторого увеличения прохода до ширины, более удобной для эксплуатации (рис. 8.2-б).

С геометрической точки зрения минимальный диаметр имеет место тогда, когда конические образующие внутренней лестницы и ствола минарета имеют вершину расположенную примерно на одной высоте. В тех случаях, когда образующей внутренней лестницей является вытянутый конус или цилиндр (минарет Калон), естественно, что разность между ними, т.е. толщина стенки достигала минимального значения значительно раньше, чем диаметр внутреннего столба. Однако, и в том, и в другом случае местоположение критического сечения по высоте минарет было в плане конкретным и однозначным (рис.8.2-в) и полностью предопределялось с самого начала строительства.

Таким образом, при известных по обмерам законах построения образующей винтовой лестницы и внешней поверхности ствола из условия минимума толщины стенки можно всегда и вполне однозначно вычислить как верхний

диаметр, так и высоту ствола до низа фонаря. Прибавив к ней высоту фонаря можно получить полную, первоначальную высоту минарета.

В частности, описанным способом, в пределах точности имевшихся данных вычислялась первоначальная высота приведенных здесь минаретов. Для определения первоначальной высоты венчающих частей рассмотрены существующие фонари для ряда минаретов, которые изображены на рис.8.3.

Таблица 8.1.

## Характеристики минаретов

№ п/п	Наименование и местоположение минарета	Дата постройки	Первоначальная высота Н, (м)	Высота существующей части Н, (м)	Диаметр нижнего сечения D <sub>0</sub> , (м)	Диаметр верхнего сечения D <sub>в</sub> , (м)	Высота фонаря h, (м)	Диаметр внутреннего столба h, (м)	$\frac{D_0}{H}$	Напряжения в цокольной сечении $\sigma_{ср}$ , КПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.	Башня Бурана (Киргизстан)	I пол. XI в	(30,0)	21,6	9,8	(5,2)	-	-	1:3,1	254,0
2.	Рабати-Малик (Бухарская обл. )	XI в	(21,0)	15,6	5,0	3,78	-	4,0	1:4,2	210,0
3.	Узгенский минарет (Киргизстан)	II пол. XI в	(45,0)	22,8	8,6	(4,2)	-	-	1:5,2	360,0
4.	Минарет в Мешхед и Мисриане (Туркменистан)	1102	(37,0)	21,2	8,1	(4,4)	-	-	1:4,6	326,0
5.	Минарет в Джаркургане (Сурхандар. обл.)	1109	(40,0)	21,55	5,64	(3,0)	-	-	1:7,1	270,0
6.	Минарет Калон в Бухаре	1127	(47,1)	47,1	10,4	6,0	7,5	6,6	1:4,5	375,0
7.	Минарет в Вабкенте (Бухарская обл.)	1197	40,3	40,3	6,2	2,81	6,0	3,66	1:6,5	208,0
8.	В Мешхед и Мисриане	XIII	(44,0)	22,5	8,25	(3,0)	-	-	1:5,3	310,0
9.	Минарет в Куня Ургенче (Туркменистан)	II пол. XI	(62,0)	60,4	11,0	(2,2)	-	-	1:5,7	378,0

Продолжение таблицы 8.1.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
10.	С-З минарет м-се Улугбека (Самарканд)	1405	(30,5)	18,2	4,15	3,04	-	-	1:7,6	318,0
11.	С-В минарет м-се Улугбека	1420	(41,0)	33,9	4,2	2,84	-	4,1	1:9,7	384,0
12.	С-В минарет м-се Улугбека	1420	(42,0)	32,7	4,25	3,12	-	4,2	1:9,9	394,0
13.	Южный минарет в Саурани (Туркестан)	XVI в	(20,0)	(19,0)	3,2	2,1	2,8	3,2	1:6,3	154,0
14.	Северный минарет в Саурани (Туркестан)	XVI в	(20,0)	(14,5)	3,2	2,1	2,8	3,2	1:6,3	154,0
15.	Минарет Гаукушон в Бухаре	1570	15,5	19,6	4,08	2,76	3,7	2,9	1:4,8	171,0
16.	С-З минарет м-се Шердор (Самарканд)	1636	30,2	30,2	4,5	2,6	-	3,8	1:6,7	296,0
17.	Минарет Джума в Хиве	XVIII в	34,0	34,0	7,0	3,7	5,2	3,7-3,3	1:4,9	303,0
18.	Минарет Саидниез Шоликорбая	1842	27,0	27,0	4,5	2,5	4,85	2,5-2,1	1:6	224,0
19.	Минарет Кальта-Минор	1855	(75,0)	28,0	14,2	10,1	-	-	1:2	353,0

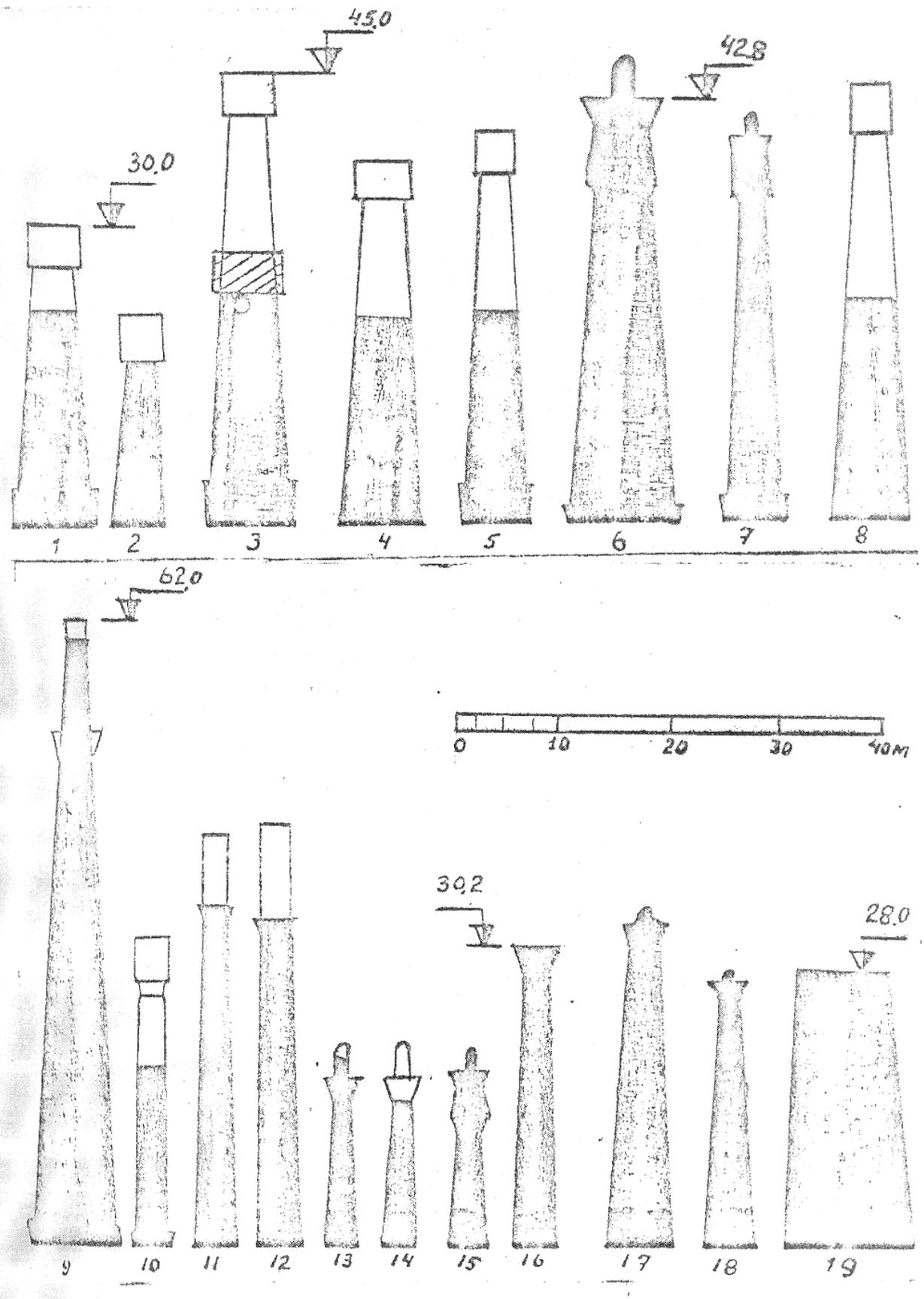


Рис. 8.1. Схема очертаний минаретов Средней Азии.

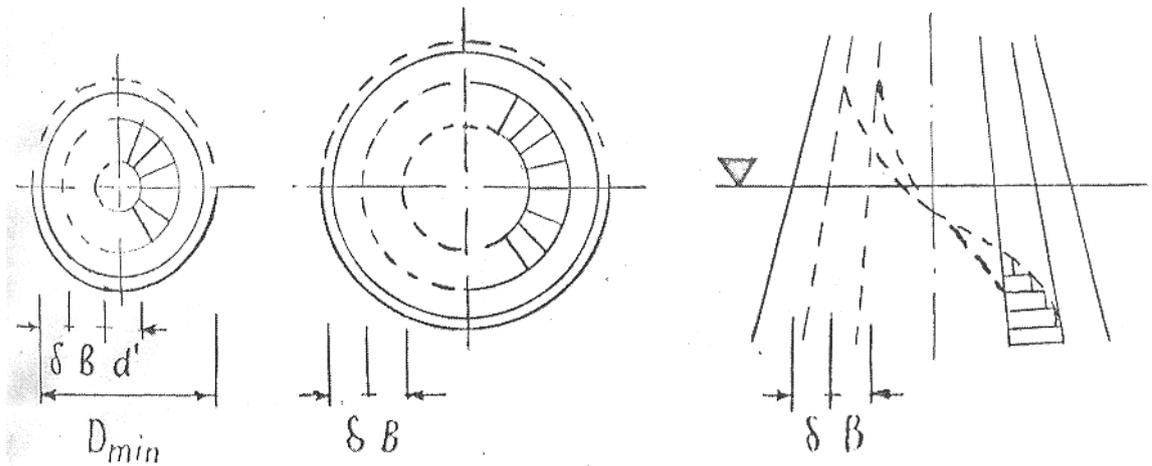


Рис. 8.2. Образование минимального сечения ствола минарета.  
(а, в – по минимуму стенки; б) по минимуму диаметра)

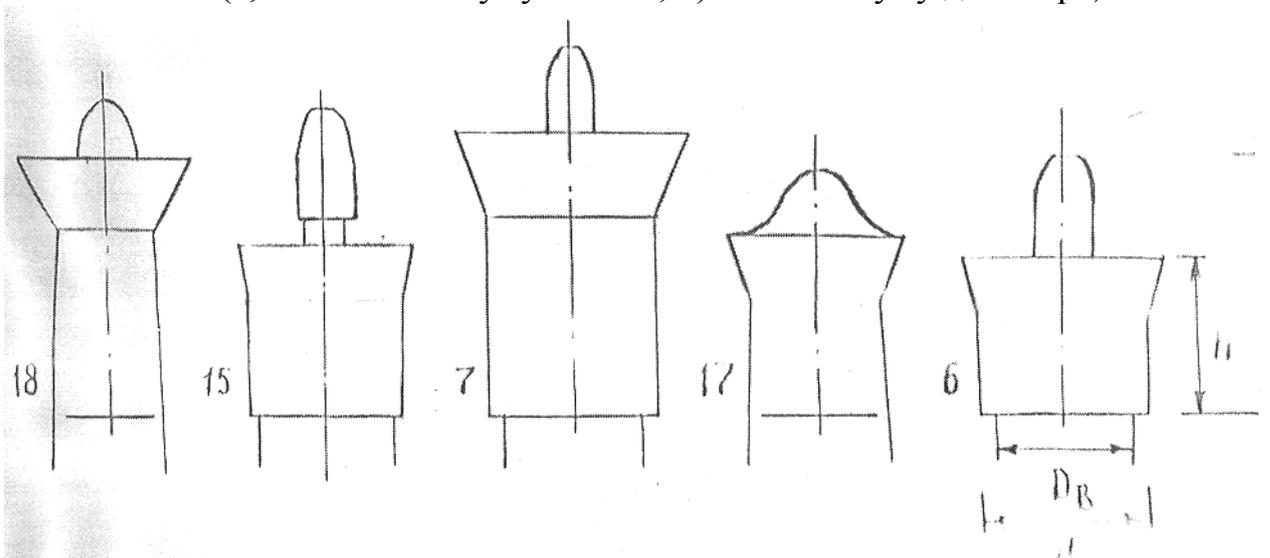


Рис. 8.3. Конструкции фонарей минаретов.

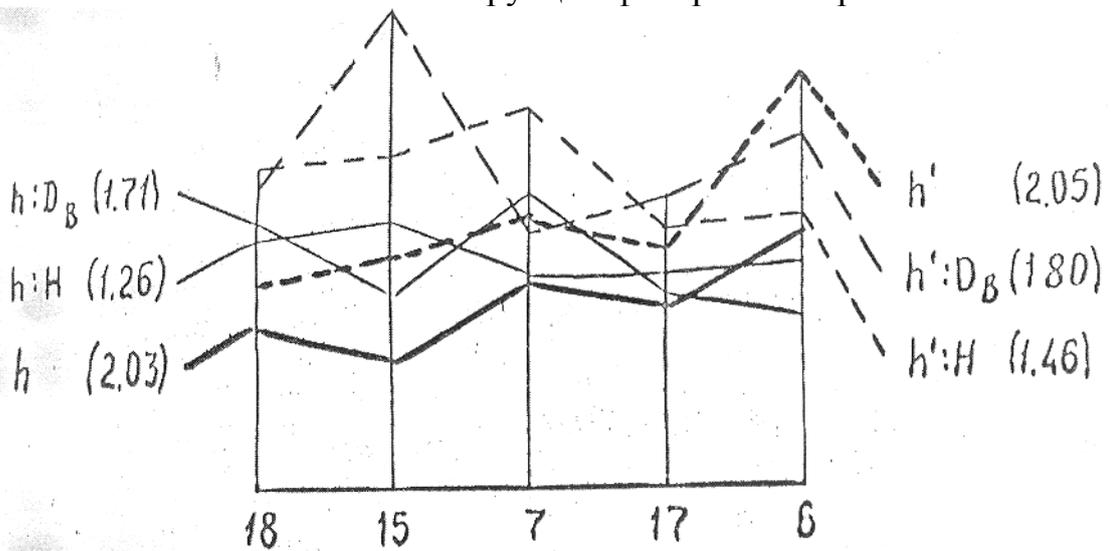


Рис. 8.4. К определению первоначальной высоты фонарей минаретов.

Для наглядности они расположены в порядке возрастания диаметра опорной части и приведены к одному масштабу относительно этой величины. Попытка систематизации самих конструкций фонарей результатов не дала ввиду того, что число объектов мало, поэтому пришлось ограничиться выявлением каких-либо иных закономерностей. Полученные результаты приведены на рис. 1.4. В этих графиках, как можно было ожидать, четкая зависимость не прослеживается, относительный разброс весьма велик, ввиду этого можно говорить только о приблизительных величинах  $h$  и  $h'$ .

$$\left. \begin{aligned} h &= \frac{1}{4} \div \frac{1}{6} H_B (h \approx 1,7D_B) \\ h' &= \frac{1}{3} \div \frac{1}{4} H_B (h \approx 2,7D_B) \end{aligned} \right\} \quad (1.1)$$

где,  $H_B$  - высота минарета до основания фонаря.

Для реконструкции утраченных форм этого недостаточно, но необходимо учитывать, что эта невязка в высоте за счет верхней части минарета на 5 - 8% дает невязку в объеме всего минарета на 2 - 4%, т.е. на допустимую для дальнейших рассуждений. Общая высота минаретов в табл. 1.1 и на схемах была определена с учетом вышеприведенных соображений.

Используя имеющиеся геометрические параметры сооружений и приняв объемный вес кладки – 16,67 кН/м<sup>2</sup>, были вычислены значения напряжений в основании всех рассмотренных минаретов с учетом их первоначальной высоты  $\sigma_{cp}$ . Установлено, что между высотой минарета и напряжением в основании, независимо от масштаба и пропорции, существует очень четкая зависимость (рис. 8.5).

Расчет выполнялся в два этапа. Сначала были определены напряжения в сохранившихся минаретах. По полученным точкам (черные) построена аппроксимирующая кривая, которая на рассматриваемом участке может быть выражена уравнением:

$$\sigma_{cp} = 0,18 + 0,101H - 0,0006 H^2 \quad (1.2)$$

где,  $\sigma_{\text{ср}}$  – напряжение, КПа;

$H$  – высота минарета, м.

При этом максимальный разброс величины  $\sigma_{\text{ср}}$  не превышает  $\pm 6 - 9 \%$ .

На следующем этапе были определены напряжения в минаретах, первоначальная высота которых вычислялась теоретически и все полученные значения (светлые точки) тоже легли в окрестности этой кривой. Известно, что точность многих расчетов в практике современного строительства не превышает вышеуказанных 6-9 %. Отметим, что все имеющиеся отступления вполне объяснимы; это оказались минареты медресе Улугбека, медресе Шердор и мечети Биби-Ханым в Самарканде, которые в нижней зоне были соединены с прилегающими частями здания и их фактическая опорная площадь была, естественно, несколько большей, что в подсчетах не учтено. Следовательно, предельные напряжения в основании минаретов никогда не были более 380 – 400 КПа.

Примером этой закономерности может служить недостроенный минарет Кальта-Минор. Как видно из табл. 1 максимум напряжения в основании равно 375 КПа, а по мере строительства оно бы возросло до 520 КПа, что по видимому и явилось истинной причиной прекращения строительства. Установленная закономерность является не простым совпадением цепи случайностей, а отражает глубокий физический смысл объективно существующих явлений и поэтому вполне может быть использована в качестве самостоятельного, независимого инструмента при исследованиях, в частности, при определении первоначальной высоты минаретов.

Поскольку вопрос о напряжениях в минаретах приобретает особый интерес, рассмотрим подробнее напряженное состояние вертикальных консольных стержней конической формы. Величины относительных напряжений в долях от максимальной величины в основании цилиндрического стержня приведены в табл. 8.2 и показаны на рис. 6. Видно, что с увеличением конечности средние напряжения сжатия уменьшаются,

причем это уменьшение происходит более интенсивно в нижних сечениях. Другими словами, коническая форма выгодна с точки зрения снижения абсолютной величины напряжений, что очень важно для такого малопрочного материала, как местная кирпичная кладка на алебастровых и глино-алебастровых растворах. Например, если в среднем сечении цилиндрического стержня напряжение составляет половину максимального в основании, то в конусном стержне при  $D = 0,25D_0$ , напряжение в среднем сечении составляет уже 36% от напряжения в основании.

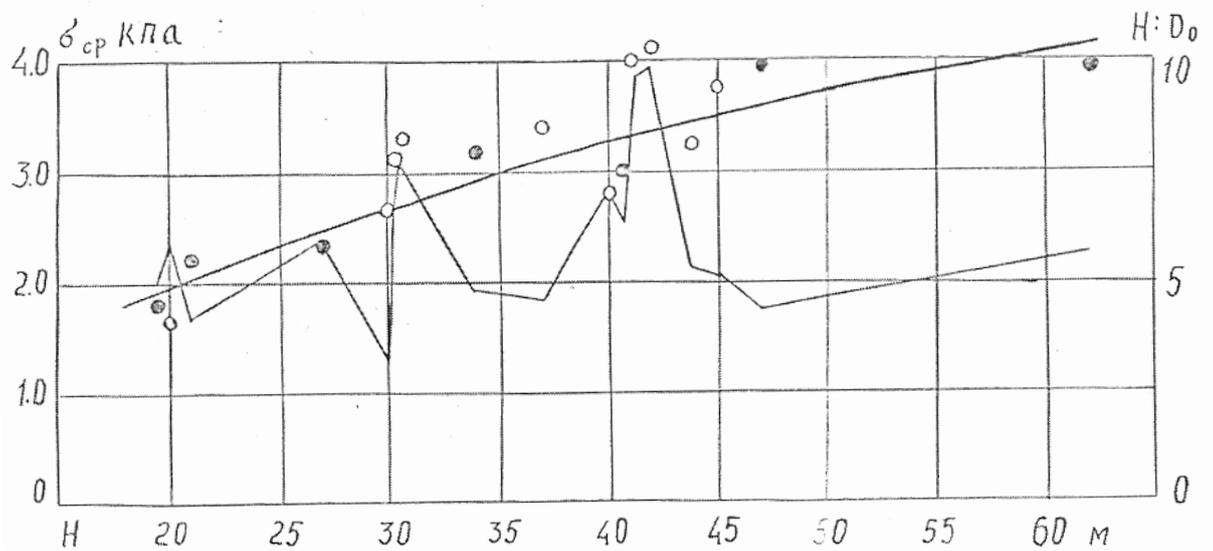


Рис. 8.5. Зависимость между высотой минарета и напряжением основания.

Таблица 8.2.

Величина напряжений в разных сечениях стержня

Сечение в долях <b>H</b>	Напряжения $\sigma_{cp}$				
	Конусность <b>a</b>				
	1,0	0,75	0,50	0,25	0,00
0,875	0,125	0,120	0,112	0,107	0,042
0,75	0,250	0,231	0,203	0,158	0,083
0,50	0,500	0,434	0,352	0,260	0,167
0,25	0,750	0,610	0,475	0,380	0,250
0,00	0,100	0,770	0,583	0,437	0,333

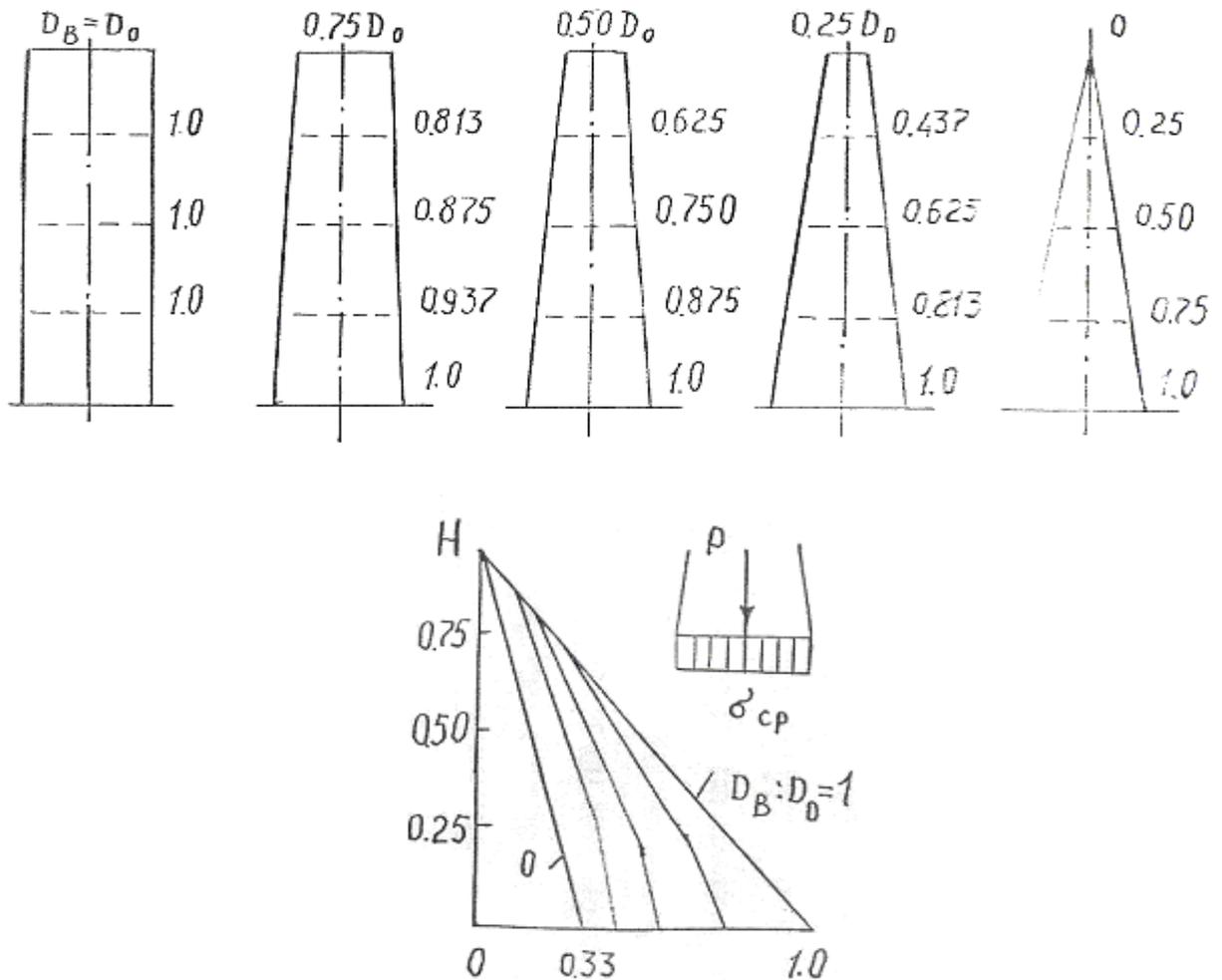


Рис. 8.6. Средние напряжения при различных конструкциях.

Результаты проведенных исследований конструктивных особенностей и напряженного состояния позволяют выдвинуть гипотезу о существовании у Среднеазиатских мастеров определенных методов построения архитектурной формы минаретов, обеспечивающих их статическую прочность и устойчивость, которые выражались либо в виде эмпирических формул, либо в виде конструктивных особенностей и свидетельствуют не только о высоком уровне инженерных познаний зодчих прошлого, но и позволяет использовать полученные данные в сегодняшней работе, например, для обоснования проектов реконструкций и реставрации подобных сооружений.

## 8.2. Натурные обследования деформаций и повреждений минаретов и подсчет их объемов

### 8.2.1. Минарет Саидниез Шоликорбой

Комплекс Саидниез Шоликорбая в г. Хивы был построен 1842 г. В комплекс входит девятикупольная мечеть, двухэтажное медресе, минарет и два внутренних дворика. Черту явно выраженного типа несет только девятикупольная мечеть. К основному объему девятикупольной мечети примыкают с севера – трапециевидный дворик наполовину занятый крытым пространством айвана, а с северо-востока крошечное выступающее двухэтажное медресе; между медресе и входным двориком построен минарет.

Уличный фасад комплекса, отражая его структуру, настроен ассиметрично; к западу от минарета – выходной портал и аркады кирпичной ограды дворика, к востоку - тот же ритм, но уже глухой. Аркады, рядом с узкими окнами по второму этажу медресе (рис.8.2.1).

Мечеть перекрыта одинарными сфероконическими куполами. Центральный из них несколько увеличенный и повышенный, выполнен на арочных парусах выделенных в особый горизонтальный ярус, остальные восемь основаны на щитовидных парусах.

Размеры в плане – общие 33,0x32,0 м, высота – 12,0 м; диаметр куполов мечети: 4,8 м - рядовых, 5,3 м - центрального. Комплекс Саидниез Шоликорбая в основном возведен из квадратного жженого кирпича размером 250x260x250-260 x50 мм на ганчевом растворе.



Рис. 8.2.1. Минарет Саидниез Шоликорбой.

Минарет при мечети является одним из важных градостроительных ориентиров Хивы (рис. 8.2.1). Стройный ствол минарета без энтазиса утончается вверх; под венчающим карнизом устроен арочный фонарь. Диаметр в цокольной части минарета – 4,5м. Высота минарета – 27,0 м меньше половины диаметра минарета выступает за тротуар в сторону улицы – за пределами ограды мечети. Минарет по всей своей высоте облицован фигурной кладкой из шлифованных обожженных терракотовых плиток и местами глазурованными "бантиками". Верх минарета оформлен сталактитовыми карнизами. Формы ствола коническая с энтазисом, ярусность (однозвенные, двухзвенные); формы завершения (фонарь Шарифа); формы основания (восьмигранник, и цилиндр) и статус (отдельный, встроенный), относятся к видовым признакам. Разновидности проявляется в разработке членений ствола и индивидуальности решений пропорций, орнамент и техники декора. Типологические ряды строятся в пределах единой группы - круглоствольного минарета.



Рис. 8.2.2. Разрыв установленных маяков за развитием деформации в минарете Саидниез Шоликорбой.

Инженерное обследование технического состояния минарета проведено в ноябре 2006 г. и августе 2007 г. были зафиксированы и обследованы имеющиеся трещины и участок с значительными разрушениями глиняного раствора кладка минарета. Разрушение раствора произошло на глубине более 30 см и продолжает разрушаться. Раствор кладки, увлажненный за счет капиллярного подъема воды.

Трещины расположены со стороны крена минарета на высоте от 1,0 до 6,0 м, с шириной раскрытия 1-4 мм, так трещина со стороны дороги образовалась до 2003 г.

В декабре 1996 г. проведен 1 цикл геодезических измерений выявивший – крен минарета составляет 958 мм, что превышает допустимые значения. Для выявления наличия увеличения крена в 2003 году было проведено геодезическое измерение и приращения крена в 2006-2007г.г. составил 1015 мм.

Путем инструментального обследования установлено, что неравномерная осадка основания под минаретом продолжается.

Об этом свидетельствует разрыв стеклянных маяков, установленных в местах примыкания одноэтажного здания мечети к минарету (рис.8.2.2). За два года отклонение минарета в местах установки маяков (примерно на высоте 3-4 м от основания минарета) составила 1-2 мм, и на вершине минарета 5-6 мм.

В результате изучения литературных и графических архивных материалов было найдено ряд материалов, которые является основным источником разработки эскизного проекта консервации минарета.

### 8.2.2. Минарет Кальта-Миноп

Медресе Мухаммед Амин Хана с минаретом было задумано, как самый значительный ансамбль Хивы, но замыслы Хивинского Хана оборвались битвой с туркменами в 1855 г.

Планировка медресе прямоугольная застройка двора хиджрами с главным порталом, ориентированным на север. Каждая хиджра первого этажа имеет подземное помещение.

Медресе Мухаммед Амин Хана и Кальта-Минор расположена в западной части Ичан-Калы. Кальта-Минор находится неподалеку от ворот Ата дарваза перед главным фасадом Медресе Мухаммед Аминхана. Само медресе с 1923 по 1950 годы использовалось как тюремное помещение. [11, 16]

В настоящее время медресе приспособлено под гостиницу.

В 1960 - 63 г.г. произведены консервационно-укрепительные работы.

Недостроенная башня минарета, получившая название Кук и Кальта-Минор (короткая башня), служит лучшим ориентиром медресе Мухаммад Аминхана, построенного в 1851-52 г.г. (рис.8.2.3).

Уникальность сооружения заключается не только в его размерах, но и в необычном декоре.

Поверхность минарета целиком облицована глазурованными плитками на голубом фоне разных оттенков голубых тонов с чередующимися поясами из темно бронзовых поливных плиток, весьма эффективно переливающимися на солнце.

Вход в минарет осуществляется со второго этажа, с северо-восточного угла медресе, через деревянный мостик, установленный несколько под уклоном.

Все деревянные элементы проантисептированы и покрывают антипиренами. Деревянная крышка отбивается кровельной оцинкованной сталью  $\delta =$



Рис. 8.2.3. Недостроенный минарет Кальта-Минор.

0,7 мм. Все трещины в стенах минарета инъецированы цементным раствором на расширяющемся цементе.

Медресе Мухаммед Амин Хана и Кальта-Минор в основном возведен из квадратного жженого кирпича размером 270x270x50мм на ганчевом растворе.

Выработанные вековым опытом приемы использования как ганчевого раствора, так и добавок к нему сделали ганч незаменимым в условиях Средней Азии. Следовательно доверие, оказанное ганчевому раствору старыми зодчими, в значительной мере оправдано. Но эластичность ганчевых растворов является тем качеством, которое делало ганч в глазах древних строителей совершенно незаменимым в условиях постоянной угрозы землетрясений.

В результате изучения литературных и графических архивных материалов было найдено ряд материалов, которые являются основным источником.

### 8.2.3. Минарет Джума

Минарет Джума находится в самом центре Ичан-Калы по середине дороги, соединяющей западные и восточные ворота города (рис.8.2.4.). Его возведение датируется концом XVIII в. (1789 г.). [(А.Манковская, В.Булатов. «Памятники зодчества Хорезма»)].

Минарет представляющий собой конусообразную башню круглого сечения, диаметр основания 7,0 м, диаметр самой узкой части у основания фонаря 3,19 м, высотой 33,4 м от цоколя фундамента.

На данный период ситуация на памятнике явна аварийная. Минарет отклонился в сторону от дороги на юго-восток, что видно даже невооруженным глазом. Причем тень падения минарета направлена в сторону газона с цветами, где находилась теплица с интенсивным поливом из прилегающего здесь же водопровода. В конце 1996 г. на месте газона построен туалет с интенсивно действующей канализацией. Все эти факторы повлияли на подтопление грунтов под фундаментами минарета, сказавшись

причиной его внезапного наклона. По наблюдениям наклон минарета стал привлекать внимание окружающих непосредственно в 1996 году. Такая тревожная ситуация на уникальном памятнике и послужила причиной организации систематических геодезических наблюдений за его состоянием.

Для определения абсолютного и относительного значения крена минарета Джума в январе 1997 г. был организован первый цикл геодезических наблюдений по программе ЦНИИОМТП.

Величина крена минарета относительно глубины фундамента 2,0 м, составила 1108 мм по абсолютной величине, относительная величина крена составила 0,032 при допуске 0,005, что в 6,4 раза превосходит допустимые значения.



Рис. 8.2.4. Минарет Джума.

Через год после 1-го цикла, увеличение крена относительно 1-го цикла произошло на 50,7 мм, что еще более усугубляет аварийную ситуацию объекта. Направление падения минарета составляет  $19^{\circ} 26,6'$  на юго-восток. Минарет Джума наклонен от вертикали – в южном направлении.

Путем инструментального обследования установлено, что неравномерная осадка основания под минаретом продолжается.

Об этом свидетельствует разрыв стеклянных маяков, установленных в июне месяце 2000 г. в местах примыкания одноэтажного здания мечети к минарету. За один год отклонение минарета в местах установки маяков (примерно на высоте 4 м от основания минарета) составила 2 мм, и на вершине минарета 14 мм.

С 1990 г. по 2000 г. ширина раскрытия треснувших стеклянных маяков составляла 6 – 10 мм, а отклонение вершины минарета 40-70 мм. При такой

скорости роста деформации через 10 лет минарет может получить недопустимые деформации и потерять устойчивость от действия ветровых нагрузок.

Одной из причин неравномерной осадки (крена) минарета по всей вероятности послужило то, что рядом с минаретом располагается поливаемый газон, а затем на его месте был построен общественный туалет с интенсивно действующей канализацией.

Минарет срочно нуждается в проведении противоаварийных работ по стабилизации крена и проведении мероприятий по его закреплению или выравниванию.

#### 8.2.4. Минарет Калон в Бухаре

Трудно представить себе архитектурный облик Бухары без минарета Калон (рис.8.2.5.).

Первое, что встает в памяти, когда вспоминаешь архитектурные памятники этого удивительного города-музея - это его величественный минарет, определяющий собой в значительной мере городской силуэт. Свыше восьми столетий возвышается он над древней Бухарой. Его видно издалека, с каких бы сторон мы ни приближались к городу.

Минарет Калон, возвышающийся в центре Бухары, построен в 1127 г. и связывается с именем Арсланхана (1102-1130 гг.), о чем свидетельствует терракотовая надпись на одном из поясов на середине высоты минарета.

Минарет был сооружен у пятничной мечети и предназначался для призыва верующих на молитву, а так служил в качестве дозорной башни.

Историк X в. Наршахи сообщает, что на его месте, рядом с соборной мечетью, возвышался минарет с деревянным верхом, построенный визирем Абу Убайдулла Джейхани в 918-919 гг., но который сгорел при осаде города Шемс-аль-Мульком в 460 г. хиджр.

Значительная часть минаретов XI-XIII вв. не сохранила своего первоначального вида. От них остались только нижние части ствола, а верхние, наиболее интересные части, бесследно исчезли. Минарет Калон является редким исключением в ряду этих минаретов. Он почти полностью сохранил свой первоначальный вид.

Со времени государства Караханидов сохранилось два полуразрушенных минарета. Наиболее древний из них (начало XI в)

находится близ Токмака Киргизии и известен под названием башня Бурана. Второй из них находится в г. Узгене – столице ферганских караханидов. Нижние диаметры этих двух минаретов и минарет Калон приближается друг к другу.

Б.Н.Засыпкин в своей записке по минарету Калон делает вывод, высокие минареты появляются впервые в восточной части Средней Азии в государстве караханидов а затем распространяется на Хорасан.

Относительно архитектуры минаретов этого времени Л.М. Прибыткова делает предположение, что в XI в. Форма верхней части минарета уже установились. Подтверждением тому служит изображение юго-западного минарета в Рабат-Малик (XI в) из рисунка Лемана 1841 г. Тогда и был завершен подобно Калону.

Минарет Калон послужил образцом для строительства в более позднее время других минаретов (например, минарет в г. Вабкенте 1196/97 г.г., минарет при мечети Ходжа XVI в. в г. Бухаре).



Рис. 8.2.5. Минарет Калон.

Некоторые исследователи высказывает предположение о том, что завершение минарета в виде купола, не сохранилось, но на его первоначальное присутствие указывает возвышающийся верх стержня.

Однако, ближе к истине, по-видимому, вывод профессора В.А.Нильсена о том, что никакого завершения не было. Наличие на верху минарета сплошной площадки с находящимся на ней купольным помещением (по нашему предположению сторожевое) само собой исключает всякую возможность предположения какого-либо купола. В этом случае помещение оказалось бы скрытой оболочкой купола и его отсутствие в минарете не имело бы никакого смысла.

В народе Калон получил название "башня смерти". Связано это с тем, что в XVIII-XIX веках он был местом публичной казни, отсюда сбрасывали вниз осужденных. Последняя казнь была совершена в 1884 г. [24]

Хотя некоторые авторы высказывают сомнение правдоподобности этих случаев, у М.Е. Массона мы находим подтверждение этим историческим фактам. [20]

В хронике «Убайдуллонаме» описан случай, когда в 1708-1709 гг. местный студент взобрался дважды на минарет по наружной поверхности при помощи специальных скобок.

В период революции 1920 г. минарет значительно пострадал от артиллерийского обстрела.

Особенное разрушение произошло на фонаре. В 1922-23 гг. под руководством мастера Абдукадыра Бакиева производились реставрационные работы на минарете, при этом на сталактитовом карнизе были допущены искажения его форм. Так, вместо 5-ти рядов было возведено 4 ряда. Тогда же полностью было переложено верхнее конусообразное помещение. И наконец, в 1975 г. из-за попадания влаги внутрь сталактитов в западной их стороне произошло обрушение части карниза и сталактитового ряда.

В результате шурфа, заложенного с северной стороны минарета Калон установлена глубина залегания фундамента - 12,0 м. Прилегающая к минарету территория вымощена жженом квадратным кирпичом, в цокольной части минарета кирпичная кладка разрушений не имеет, на основании чего можно предположить, что влага



Рис 8.2.6. Трещины в замках арки минарета Калон после последних землетрясений.

во внутрь не просачивается и фундаменты находятся в удовлетворительном состоянии.

Ствол минарета выложен из жженого квадратного кирпича размером 26x26x5см на алебастровом растворе. Лицевая поверхность выложена из резного фигурного кирпича. Во время своего существования минарет подвергался некоторым ремонтам, один из самых крупных ремонтов был сделан в 20-ые годы нашего столетия, о чем свидетельствуют следы перекладок на южном фасаде минарета. Кладка ствола в удовлетворительном состоянии. За период своего существования она приобрела свойства монолита. Два ряда сталактитовых поясов в верхней части фонаря с западной стороны минарета обрушались.

Кирпичная лестница опирается на ствол и наружные стены минарета. Техническое состояние удовлетворительное, ступени не утратили своей несущей способности.

Разрушение верхней части фонаря произошло во время Газлийского землетрясения в апреле 1976 года. Этому способствовало ослабление связи раствора между сталактитовым карнизом и основной кладкой в результате попадания атмосферной влаги.

Кирпичная выстилка пола фонаря находится в удовлетворительном состоя-

нии, после частичной перекладки фонаря во время ремонта в 20-ые годы нашего столетия. Наружные связи с кирпичной кладкой стен не наблюдаются. Балочное перекрытие фонаря находится в удовлетворительном состоянии.

Кровля выложена из жженого квадратного кирпича на ганчевом растворе. Местами наблюдаются незначительные трещины и утраты в кирпичной выстилке кровли. Разрушения в кровле произошли в результате воздействия атмосферных осадков и сейсмических нагрузок.

После двух землетрясений (1976-1984 гг.) серьезные повреждения наблюдались в минарете Калон. Главными видами повреждений от землетрясений 8 апреля 1976 г. были разрушение части фонаря, образование сквозных трещин шириной 5-10 мм в замках арки и других местах верхней части сооружения (рис. 8.2.6- 8.2.7).

Однако, зависимость степени повреждений от динамической жесткости сооружения указывает на сейсмическое происхождение этих повреждений.

По данным историко-археологических материалов разрушенный землетрясением участок от 8 апреля 1976 г. был реставрирован в 1925 г.

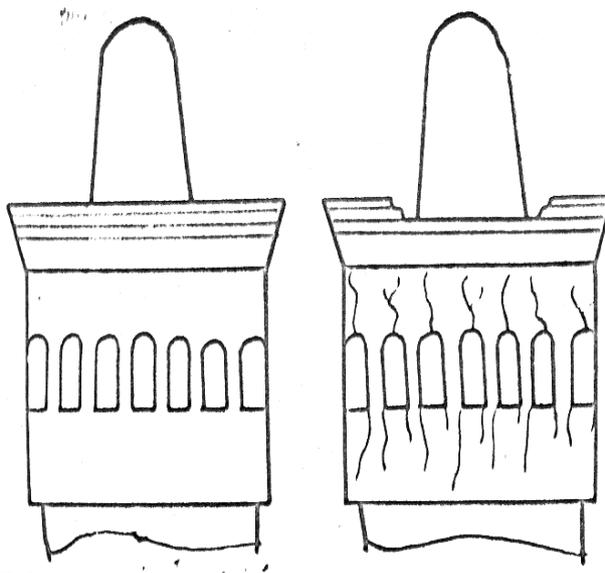


Рис. 8.2.7. Форма разрушения фонаря минарета Калон после Газлийского землетрясения.

### 8.2.5. Минарет в Вабкенте

Впервые литературе Вабкентский минарет упоминается П.Л.Лерхом, побывавшим в Вабкенте 1 ноября 1853 г. В своих записях он сообщает, что в то время к минарету примыкала большая мечеть, а минарет, дошедшим до него слухам, построен одновременно с бухарским (рис.8.2.8).

В дальнейшем этот памятник исчезает из литературы, и сведения о нем появляются вновь лишь в 1992 г. в социальном труде И.И.Умнякова, посвященном исследованию, ремонту и реставрации архитектурных памятников Средней Азии. Автор отмечает его большое сходство с минаретом Калон и на основании чтения А.Э.Шмидтом нижней надписи датирует его строительство 1196/97 г. Из этой же надписи извлечено и имя строителя. С этих пор памятник

приобретает известность, о нем начинают упоминать во многих работах, посвященных историческим, археологическим и теоретическим вопросам архитектуры Средней Азии.

Декоративное убранство ствола состоит из десяти широких поясов, разграниченных между собой полосами из рельефной орнаментальной выкладки, архитектурной эпиграфики и просто ряда кирпичей, поставленных на ребро (два нижних пояса). Эти широкие пояса обработаны облицовочной выкладкой из двух спаренных кирпичей с терракотовыми вставками в



Рис. 8.2.8. Восточный вид Вабкентского минарета.

шахматном порядке. Вставки различны для каждого пояса и не повторяются в различных поясах. Тут и простые "бантики", счетверенные квадратики, поставленные на угол, и своеобразные вставки или повернутые друг к другу две - образные фигурки, счетверенные кругляшки и др.

Ввиду конусности ствола, для сокращения длины окружности его в рядах, вставки в крайних рядах пояса и иногда перебиваются более широкими - другого рисунка.

Шесть узких полос разнообразной рельефной орнаментальной выкладки отличаются богатством и своеобразием.

Фундаменты под минаретом не обследовались, так как не были пробурены шурфы. Отмостка вокруг минарета отсутствует и прилегающая площадь возвышается по отметкам на 30-35 см. отводов воды нет и влага имеет возможность просачиваться под фундамент. В настоящее время фундаменты находятся в удовлетворительном состоянии. Деформации в цокольной части явились, возможно, результатом проникновения атмосферных осадков в фундаментах и капиллярного поднятия выше земли.

Ствол минарета выложен из жженого квадратного кирпича размером 25x25x5см на ганчевом растворе. Цокольная часть реставрировалась в 1929-1930 годы и в настоящее время реставрационная кладка отошла от основного ствола. Сам ствол – в удовлетворительном состоянии. В наружных стенах, в оконных проемах имеются трещины порядка 2-3 см.

Причины выпучивания реставрационной кладки заключаются в проникновении влаги и расслаивании. В наружных стенах возникли от осадки основания трещины с высотой 2,15 м по высоте минарета имеющий толщины 2-4 мм (рис. 8.2.9). Трещины в оконных проемах и частичное разрушение фонаря происходят в результате сейсмических и климатических воздействий, а также возможной частичной осадке фундаментов.

Сферическое завершение фонаря разрушено во время землетрясения, в оставшейся части барабана имеются трещины.

Кирпичная лестница опирается на ствол и наружные стены минарета. Ступени в среднем на 60-70 % утратили свою несущую способность. Ступени утратили свою несущую способность с течением времени, в результате деформаций, а также динамических воздействий.

Кирпичная выстилка пола фонаря разрушена на 50 %. Арчевые каркасные балки перекрытия галереи разрушены на 60 %. Перекрытия глухого помещения над галереей выложены из современных балок. Кровля выложена из жженого квадратного кирпича на ганчевом растворе. В отдельных местах наблюдаются незначительные трещины. Причиной разрушения являются сейсмические и климатические воздействия от которых страдают в первую очередь конструкции, находящиеся в верхней зоне сооружения. Кровля требует восстановления, так пришла в негодность от сейсмического и климатического воздействия.

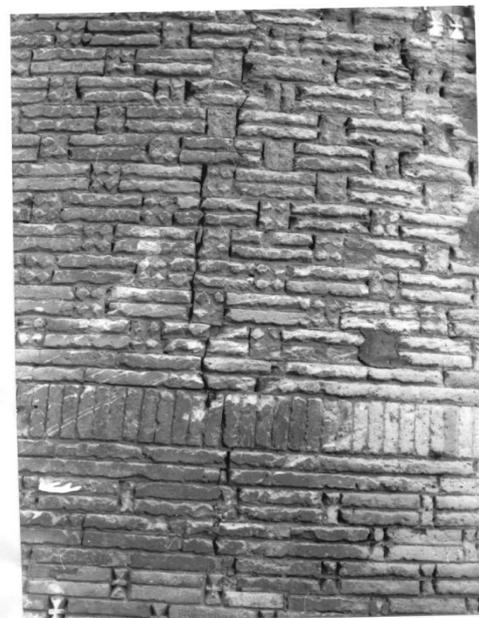


Рис. 8.2.9. Трещины, возникшие от деформации по высоте минарета.

### 8.3. Подсчет объемов

Все сооружения характеризуются малыми размерами в плане, по сравнению с высотой, независимо от типа несущей конструкции. В зависимости от соотношения этих размеров в отдельно стоящем минарете существенное значение при сейсмических могут иметь сдвиговые формы деформации. Необходимое условие для отнесения сооружения к типу гибких заключается в том, что период основного тона колебаний, соответствующий изгибной форме деформации, должен быть больше периода сдвиговых колебаний. Этот признак является решающим, а по отношению высоты к

наименьшему размеру в плане, которое иногда применяется в качестве критерия для отнесения сооружения к гибким. Гибкие сооружения, по сравнению с другими видами сооружений, имеют наиболее простую структуру, благодаря чему расчетные схемы получаются с наименьшим количеством упрощающих предпосылок. Это обстоятельство существенно упрощает некоторые аспекты теоретического изучения сейсмостойкости гибких сооружений и получаемые выводы обладают высокой степенью достоверности.

По отношению к гибким сооружениям типа минаретов, считается установленным, что наиболее часто наблюдаемой формой разрушения при землетрясениях является излом по сечениям, расположенным в верхней половине сооружения.

Инженерный анализ последствий землетрясений последних лет позволил выявить и качественно другие формы разрушений, вызванные сложным характером колебаний минаретов.

Все геометрические характеристики минаретов конической формы можно определить с помощью «коэффициента конечности» -  $\alpha$ . [ 19 ]

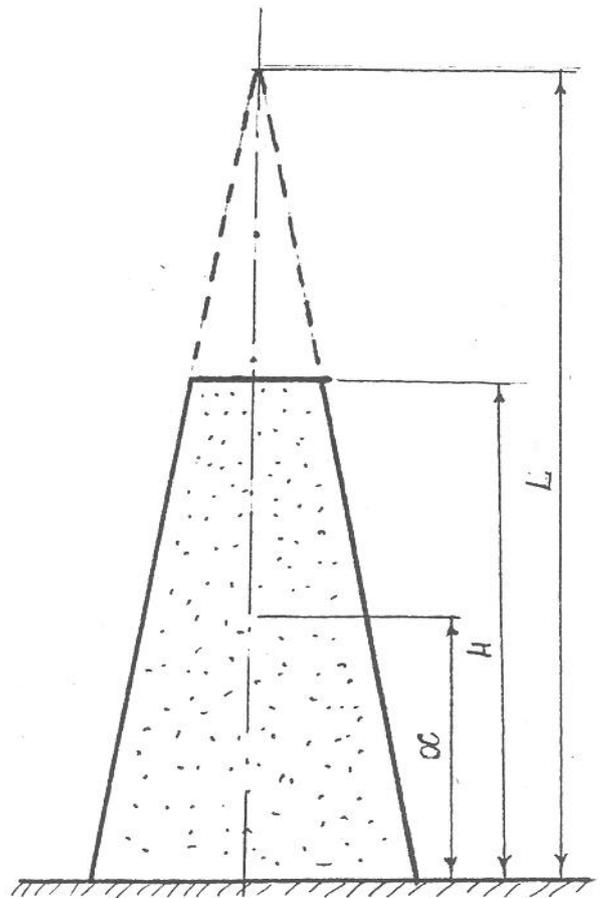


Рис. 8.2.10. Расчетная схема сооружений башенного типа.

$$\alpha = \frac{H}{L}$$

где,  $H$  - высота минарета;

L - высота соответствующего полного конуса по схеме на рис.8.2.10.

Для такого стержня момент инерции  $I(\xi)$  и площадь сечения  $F(\xi)$  выразится соответственно полиномами четвертой и второй степени

$$\begin{aligned} I(\xi) &= I_0 (1 - \alpha\xi)^4 \\ F(\xi) &= F_0 (1 - \alpha\xi)^2 \\ \alpha &= \frac{H}{L}, \quad \xi = \frac{x}{H} \end{aligned} \quad (1.2)$$

где,  $F_0$  и  $I_0$  - соответственно площадь сечение и момент инерции в основании сооружения.

Толщина стенок минарета может или уменьшается к верхнему концу или оставаться постоянной по высоте. Если толщина стенок переменная, приближенно можно принять, что она изменяется пропорционально радиусу поперечного сечения.

Для удобства подсчета объемов, каждая минарет разделена на 20 участков в зависимости от их высоты. Нумерация участков начинается сверху. Расчеты выполнены в табличной форме. В табл. 8.2.1 и 8.2.2 приведены подсчеты объемов и сосредоточенные массы минаретов Калон в Бухаре и Ислон Ходжа в Хиве.

Таблица 8.2.1.

№ п/п	Уровень H, м	Отношение $\frac{x}{H}$	Площадь F, м <sup>2</sup>	Объем V, м <sup>3</sup>	Вес P = F · γ (Т)	Масса $m = \frac{P}{g}$ (Т · с <sup>2</sup> /м)
1	38,6	1,00	2,63	2,47	4,19	0,427
2	36,67	0,95	3,27	6,31	10,72	1,09
3	34,74	0,90	4,02	7,75	13,17	1,342
4	32,81	0,85	4,77	9,20	15,64	1,594
5	30,88	0,80	5,74	11,07	18,81	2,019
6	28,95	0,75	6,74	13,00	22,10	2,259
7	27,02	0,70	7,76	14,97	25,44	2,593
8	25,09	0,65	8,78	16,94	28,79	2,935
9	23,16	0,60	9,95	19,20	32,64	3,327

10	21,23	0,55	11,19	21,59	36,70	3,742
11	19,30	0,50	12,13	23,41	39,79	4,056
12	17,37	0,45	13,51	26,07	44,31	4,516
13	15,44	0,40	15,15	29,23	49,69	5,065
14	13,51	0,35	16,49	31,82	54,09	5,513
15	11,58	0,30	18,09	34,41	58,49	6,064
16	9,65	0,25	19,27	37,19	63,22	6,444
17	7,72	0,20	21,50	41,49	70,53	7,184
18	5,79	0,15	22,11	42,67	72,53	7,393
19	3,86	0,10	26,12	50,41	85,69	8,734
20	1,93	0,05	28,03	54,09	91,95	9,375
21	0,00	0,00	30,17	28,35	48,19	4,91

Таблица 8.2.2.

№ п/п	Уровень Н, м	Отношение $\frac{x}{H}$	Площадь F, м <sup>2</sup>	Объем V, м <sup>3</sup>	Вес P = F · γ (Т)	Масса $m = \frac{P}{g}$ (Т · с <sup>2</sup> /м)
1	57,0	1,00	3,25	4,61	7,83	0,798
2	54,15	0,95	4,6	13,11	22,28	2,27
3	51,30	0,90	6,17	17,58	29,88	3,045
4	48,45	0,85	7,9	22,51	38,26	3,84
5	45,60	0,80	9,84	28,04	47,66	4,85
6	42,75	0,75	12,4	35,34	60,07	6,12
7	39,90	0,70	17,0	48,45	82,36	8,39
8	37,05	0,65	18,33	52,24	88,80	9,052
9	34,20	0,60	19,74	56,25	95,62	9,74
10	31,35	0,55	22,74	64,80	110,15	11,22
11	28,50	0,50	25,98	74,04	125,86	12,82
12	25,65	0,45	29,44	83,90	142,63	14,53
13	22,80	0,40	33,2	94,62	160,85	16,39
14	19,35	0,35	36,86	105,05	178,58	18,20
15	17,10	0,30	40,9	118,56	198,15	20,19
16	14,25	0,25	45,19	128,79	218,99	22,32
17	11,40	0,20	49,72	141,70	240,89	24,55
18	8,55	0,15	54,47	155,23	263,89	26,89
19	5,7	0,10	59,31	169,03	287,35	29,29
20	2,85	0,05	63,58	181,2	308,04	31,39
21	0,00	0,00	70,84	100,6	171,0	17,93

## 9. РАЗРАБОТКА НОВЫХ И УСОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ НАТУРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

### 9.1. Установка для исследования вращательных колебаний минаретов

В Институте физики земли АН РФ им. О.Ю.Шмидта [55] созданы сейсмоприемники ВВП-Ш\* и СБГИПП\* для отдельной регистрации линейных, угловых перемещений и больших поворотов вокруг горизонтальной и вертикальных осей.

Большой теоретический и практический интерес представляют натурные исследования малых поворотов зданий вокруг вертикальной оси. Их можно измерить с помощью механической системы, состоящей из двух идентичных горизонтальных сейсмоприемников ВЭГИК, центры качаний маятников которых расположены по разные стороны от оси вращения (рис. 9.1). Реакция такой системы при поступательных перемещениях основания и его поворотов вокруг вертикальной оси, перпендикулярной плоскости колебаний, будет различной. Действительно, при внезапном поступательном перемещении основания на оба маятника, стремясь по инерции остаться в покое, в первый момент времени отклоняются в одну и ту же сторону от нового положения основания. При быстром же повороте основания на некоторый угол  $\Delta\theta$  они отклоняются в разные стороны.

Маятники ВЭГИК снабжены идентичными магнитно-электрическими преобразователями, включаемыми в цепь гальванометра, отклонение которого в зависимости от способа подсоединения индукционных катушек будут пропорциональны либо линейным перемещениям, либо ее поворотам. Направления ЭДС, возникающих в преобразователях, обусловлены движением индукционных катушек маятников в магнитном поле.

---

\* ВВП-Ш – виброграф больших перемещений и поворотов вокруг горизонтальной оси;

\* СБГИПП – сейсмоприемник больших горизонтальных перемещений и поворотов вокруг вертикальной оси.

Пусть, например, при движении маятника вправо (рис. 9.1, 9.2) на клеммах 1 и 3 возникает знак плюса, а на клеммах 2 и 4 – минуса. Тогда при соединении между собой клемм 2 и 3 напряжения цепи, в случае линейного перемещения системы, будут складываться. Такое соединение условно назовем "на сумму". При поворотах основания индуктивные катушки маятника двигаются в противоположные стороны по отношению к направлению магнитного поля, поэтому на клеммах 2 и 3 возбуждятся ЭДС с одинаковыми значениями, и токи, идущие навстречу, будут вычитаться. В цепи гальванометра, тока не будет – система к поворотам не чувствительна. Соединив между собой клеммы 2 и 4, получим обратную картину: при поворотах токи будут складываться. Такое соединение условно назовем "на сумму".

При поворотах основания индуктивные катушки маятника двигаются в противоположные стороны по отношению к направлению магнитного поля, поэтому на клеммах 2 и 3 возбуждятся ЭДС с одинаковыми значениями, и токи, идущие навстречу, будут вычитаться. В цепи гальванометра тока не будет – система к поворотам не чувствительна.

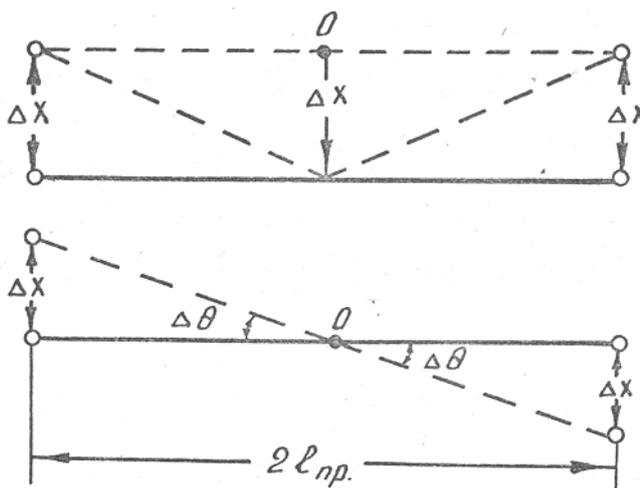


Рис.9.1. Реакция системы из двух маятников:  
 а – на внезапное перемещение системы, на  $\Delta x$   
 б – на внезапный поворот системы, на  $\Delta \theta$

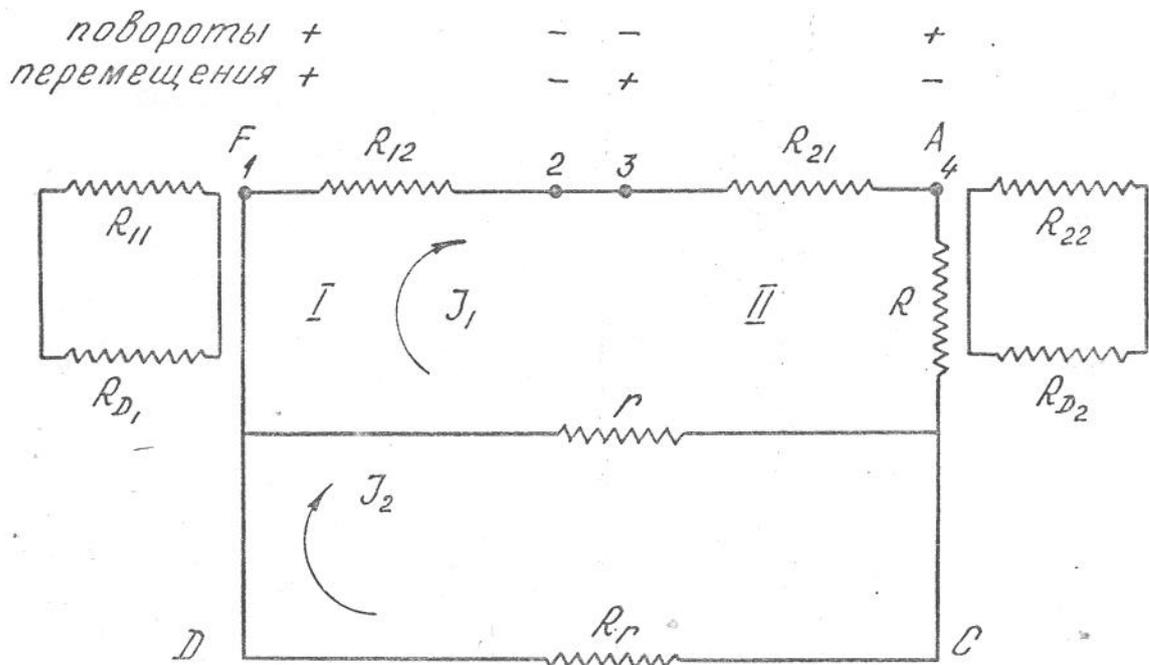


Рис. 9.2. Электрическая схема соединения маятников  
ВЭГИК к гальванометру.

$R_{12}$ ,  $R_{21}$  – сопротивления рабочих индукционных катушек маятников;

$R_r$  – сопротивление гальванометра;

$R$ ,  $r$  – сопротивления загибающего шунта;

$R_{11}$ ,  $R_{22}$  – сопротивления катушек затухания маятников;

$R_{D1}$ ,  $R_{D2}$  – внешнее сопротивление, на которые замыкаются катушки затухания'.

Соединив между собой клеммы 2 и 4, получим обратную картину: при поворотах токи будут складываться, при линейных же перемещениях – вычитаться. При таком включении, условно названном "на разность", система чувствительна только к поворотам.

Рассмотрим уравнения движения двух спаренных сейсмоприемников ВЭГИК. Допустим, что электрические контуры содержат только омические сопротивления (рис. 9.2). При движении маятников и их индукционных катушек возникают электродвижущие силы, следовательно, через рамку гальванометра проходит электрический ток. При этом она приходит в движение и в ней возникает электродвижущая сила, противодействующая

движению и вызывающая дополнительный ток в цепи гальванометра и маятников. Таким образом, наблюдается обратная реакция гальванометра на маятники.

Два маятника, преобразователи которых включены в цепь гальванометра, образуют связанную систему с тремя степенями свободы. Эта система при перемещениях вдоль горизонтальной оси и поворотах относительно осей  $x$  и  $z$  описывается тремя дифференциальными уравнениями

$$\left. \begin{aligned} K_1 \ddot{\theta}_1 &= -b_1 \dot{\theta}_1 - C_1 \theta_1 - M_1 r_{02} \ddot{x} - K_1 \ddot{x} + M_{\theta_1} + M_{\theta'_1} \\ K_1 \ddot{\theta}_2 &= -b_2 \dot{\theta}_2 - C_2 \theta_2 - M_2 r_{02} \ddot{x} - K_2 \ddot{x} + M_{\theta_2} + M_{\theta'_2} \\ K_r \ddot{\phi}_r &= -b_r \dot{\phi}_r - C_r \phi_r - M_\phi \end{aligned} \right\} \quad (2.1)$$

где,

- $\ddot{\theta}_1, \ddot{\theta}_2, \ddot{\phi}_r$  — угловые отклонения маятников и рамки гальванометра;
- $M_1, M_2$  — массы маятников;
- $K_1, K_2, K_r$  — моменты инерции маятников и рамки гальванометра относительно осей вращения;
- $l_{0,1}, l_{0,2}$  — приведенные длины маятников;
- $\delta_1 \dot{\theta}_1, b_2 \dot{\theta}_2$  — моменты сил воздушного затухания маятников;
- $\delta_r \dot{\phi}_r$  — момент сил воздушного затухания рамки гальванометра;
- $C_1 \theta_1, C_2 \theta_2, C_r \phi_r$  — моменты возвращающих сил маятников и рамки гальванометра;
- $M_1 r_{0,1} \ddot{x}_1,$   
 $M_2 r_{02} \ddot{x}$  — моменты переносных сил инерции при линейном перемещении маятников (их знаки для маятников одинаковы);
- $r_{01}, r_{02}$  — расстояние центров тяжести маятников от осей вращения;
- $K_1 \ddot{x}, K_2 \ddot{x}$  — моменты переносных сил инерции при поворотах (их знаки различны);
- $M_{\theta_1}, M_{\theta_2},$   
 $M_{\theta'_1}, M_{\theta'_2}$  — моменты, возникающие в рабочих индукционных катушках маятников и в катушках затухания от токов с магнитами;
- $M_\phi$  — момент, возникающий в рамке гальванометра от взаимодействия тока с магнитом.

В связи с установкой двух ВЭГИКов на одной общей станине ускорения  $\ddot{x}$  и  $\ddot{\chi}$  всегда одинаковы для обоих маятников. Электрическая схема соединения приборов на "повороты" и "перемещения" показана на рис. 9.1.

Обозначим для краткости  $R_{12} + R_{21} = \bar{R}_s$ . Возникающие в рабочих катушках сейсмометров ЭДС равны

$$\ell'_s = G_1 \dot{\theta}_1, \quad \ell''_s = G_2 \dot{\theta}_2$$

а на катушках затухания соответственно  $\ell'_{s_1} = q_1 \dot{\theta}_1$ ,  $\ell''_{s_2} = q_2 \dot{\theta}_2$ . В рамке гальванометра возникает противодействующая ЭДС :  $\ell_r = G_r \phi$ . Здесь  $G_1, G_2, q_1, q_2$  и  $G_r$  – магнитоэлектрические постоянные маятников и гальванометра. Выражения для электромагнитных моментов имеют вид

$$\left. \begin{aligned} M_{\theta_1} &= -G_1 J_1 & M_{\theta'_1} &= -q_1 J'_1 \\ M_{\theta_2} &= -G_2 J_2 & M_{\theta'_2} &= -q_2 J'_2 \\ M_{\phi} &= -G_r J_1 \end{aligned} \right\}, \quad (9.2)$$

где,

$J_1, J_2$  – токи в цепи маятников и гальванометра;

$J'_1, J'_2$  – токи в цепи индукционных катушек затухания.

Знаки минуса показывают, что моменты противодействуют движению маятников.

Обойдя контуры  $ABEF$  и  $CDEB$  в указанных на рис. 9.2 направлениях, получим

$$\left. \begin{aligned} J_1 \bar{R}_s + (J_1 - J_2)r &= \ell'_s + \ell''_s = G_1 \dot{\theta}_1 + G_2 \dot{\theta}_2 \\ J_2 R_r - (J_1 - J_2)r &= \ell_r = -G_r \dot{\phi} \end{aligned} \right\} \quad (9.3)$$

Обозначим определитель

$$\Delta_o = \begin{vmatrix} \bar{R}_s + r & -r \\ -r & R_r + r \end{vmatrix} = \bar{R}_s R_r + \bar{R}_s r + R_r r = Q^2$$

и решив систему (2.3), найдем

$$\left. \begin{aligned} J_1 &= \frac{G_1(R_r + r)}{Q^2} \dot{\theta}_1 + \frac{G_2(R_r + r)}{Q^2} \dot{\theta}_2 - \frac{G_r r}{Q^2} \dot{\phi} \\ J_2 &= \frac{G_1 r}{Q^2} \dot{\theta}_1 + \frac{G_2 r}{Q^2} \dot{\theta}_2 - \frac{G_r(r + R_s)}{Q^2} \dot{\phi} \end{aligned} \right\} \quad (9.4, a)$$

Токи  $J'_1, J'_2$  в цепи катушек затухания находим так:

$$\left. \begin{aligned} J'_1 \cdot (R_{12} + R_{D_1}) &= \ell'_{s_1} \\ J'_2 \cdot (R_{21} + R_{D_2}) &= \ell''_{s_2} \\ J'_1 &= \frac{q_1 \dot{\theta}_1}{R_{12} + R_{D_1}}, J'_2 = \frac{q_2 \dot{\theta}_2}{R_{21} + R_{D_2}} \end{aligned} \right\} \quad (9.4, б)$$

Подставив (2.4, а и 2.4, б) в (2.2), имеем

$$\left. \begin{aligned} M_{\theta_1} &= G_1^2 \frac{(R_r + r)}{Q^2} \dot{\theta}_1 - G_1 G_2 \frac{(R_r + r)}{Q^2} \dot{\theta}_2 + G_1 G_2 \frac{r}{Q^2} \dot{\phi} \\ M_{\theta_2} &= G_1 G_2 \frac{(R_r + r)}{Q^2} \dot{\theta}_1 - G_1^2 \frac{(R_r + r)}{Q^2} \dot{\theta}_2 + G_1 G_2 \frac{r}{Q^2} \dot{\phi} \\ M_{\phi} &= G_1 G_r \frac{r}{Q^2} \dot{\theta}_1 + G_1 G_r \frac{r}{Q^2} \dot{\theta}_2 - G_r^2 \frac{(R_s + r)}{Q^2} \dot{\phi} \\ M_{\theta'_1} &= -\frac{q_1^2}{R_{12} + R_{D_1}} \dot{\theta}_1 \\ M_{\theta'_2} &= -\frac{q_2^2}{R_{21} + R_{D_2}} \dot{\theta}_2 \end{aligned} \right\} \quad (9.5)$$

Подставив (9.5) в (9.1), разделив полученное выражение на моменты инерции и обозначив  $\frac{b_1}{K_1} \frac{b_2}{K_2}$  и  $\frac{b_r}{K_r}$  через  $2\varepsilon_{10}, 2\varepsilon_{10}$  и  $2\varepsilon_{r0}$ , а  $\frac{C_1}{K_1} \frac{C_2}{K_2}$  и

$\frac{C_r}{K_r}$  – К -соответственно через  $n_1^2, n_2^2$  и  $n_r^2$ , получим

$$\left. \begin{aligned}
\ddot{\theta}_1 + \left[ 2\varepsilon_{10} + \frac{1}{K_1} \frac{q_1^2}{R_{12} + R_{D_1}} + \frac{G_1^2 (R_r + r)}{K_1 Q^2} \right] \theta_1 + n_1^2 \theta_1 &= -\frac{\ddot{x}}{\ell_{0,1}} - \chi - \\
&\quad - \frac{G_1 G_2 (R_r + r)}{K_1 Q^2} \theta_2 + \frac{G_1 G_r r}{K_1 Q^2} \phi \\
\ddot{\theta}_2 + \left[ 2\varepsilon_{20} + \frac{1}{K_2} \frac{q_2^2}{R_{21} + R_{D_2}} + \frac{G_2^2 (R_r + r)}{K_2 Q^2} \right] \theta_2 + n_2^2 \theta_2 &= -\frac{\ddot{x}}{\ell_{0,2}} - \chi - \\
&\quad - \frac{G_1 G_2 (R_r + r)}{K_2 Q^2} \theta_1 + \frac{G_1 G_r r}{K_1 Q^2} \phi \\
\ddot{\phi} + \left[ 2\varepsilon_{r0} + \frac{G_r}{K_r} + \frac{(R_r + r)}{Q^2} \right] \phi + n_r^2 \phi &= \frac{G_1 G_r r}{K_r Q^2} \theta_1 + \frac{G_2 G_r r}{K_r Q^2} \theta_2
\end{aligned} \right\} \quad (9.6)$$

Приняв обозначения

$$\left. \begin{aligned}
\frac{1}{K_1} \cdot \frac{q_1^2}{R_{12} + R_{D_1}} &= 2\varepsilon_{11}, & \frac{1}{K_1} \cdot \frac{G_1^2 (R_r + r)}{Q^2} &= 2\varepsilon_{12} \\
\frac{1}{K_2} \cdot \frac{q_2^2}{R_{21} + R_{D_2}} &= 2\varepsilon_{22}, & \frac{1}{K_2} \cdot \frac{G_2^2 (R_r + r)}{Q^2} &= 2\varepsilon_{21} \\
2\varepsilon_{10} + 2\varepsilon_{11} + 2\varepsilon_{12} &= 2\varepsilon_1 \\
2\varepsilon_{20} + 2\varepsilon_{22} + 2\varepsilon_{21} &= 2\varepsilon_2, & 2\varepsilon_{r0} + \frac{G_r^2 (R_r + r)}{K_r Q^2} &= 2\varepsilon_r \\
\sigma_{1/12} = \frac{G_1 G_2 (R_r + r)}{2\varepsilon_1 K_1 Q^2}, & \sigma_{3/31} = \frac{G_1 G_2 r}{2\varepsilon_r K_r Q^2} \\
\sigma_2 = \frac{G_1 G_2 (R_r + r)}{2\varepsilon_2 K_2 Q^2}, & \sigma_{2/23} = \frac{G_2 G_r r}{2\varepsilon_2 K_2 Q^2} \\
\sigma_{1/13} = \frac{G_1 G_r r}{2\varepsilon_1 K_1 Q^2}, & \sigma_{3/32} = \frac{G_2 G_r r}{2\varepsilon_r K_r Q^2}
\end{aligned} \right\} \quad (9.7)$$

и подставив (9.7) в (9.6), определим

$$\left. \begin{aligned}
\theta_1 + 2\varepsilon_1 \theta_1 + n_1^2 \theta_1 &= -\frac{\ddot{x}}{\ell_{0,1}} - \chi - 2\varepsilon_1 \sigma_{1/12} \theta_2 + 2\varepsilon_1 \sigma_{1/13} \phi \\
\theta_2 + 2\varepsilon_2 \theta_2 + n_2^2 \theta_2 &= -\frac{\ddot{x}}{\ell_{0,2}} - \chi - 2\varepsilon_2 \sigma_{2/21} \theta_1 + 2\varepsilon_2 \sigma_{2/23} \phi \\
\phi + 2\varepsilon_r \phi + n_r^2 \phi &= 2\varepsilon_r \sigma_{3/31} \theta_1 + 2\varepsilon_r \sigma_{3/32} \theta_2 = \frac{G_r r}{K_r Q^2} (G_1 \theta_1 + G_2 \theta_2)
\end{aligned} \right\} \quad (9.8)$$

ЭДС маятников при включении "на сумму" имеют одинаковые знаки. Если параметры маятников одинаковы, т.е.  $G_1\dot{\theta}_1 = G_2\dot{\theta}_2$  то токи, проходящие через рамку гальванометра, удваиваются (по сравнению с одним маятником).

При включении катушек "на разность", когда внешняя ЭДС вызывает отклонения маятников вправо, а другого – влево (см. рис. 9.1), ЭДС, возникающие в катушках при линейных перемещениях основания, будут иметь разные знаки. В этом случае маятники действуют на гальванометр с разными знаками, т.е. регистрируется разность

$$\frac{G_r r}{K_r Q^2} (G_1 \dot{\theta}_1 - G_2 \dot{\theta}_2)$$

и дифференциальное уравнение имеет вид

$$\left. \begin{aligned} \dot{\theta}_1 + 2\varepsilon_1 \dot{\theta}_1 + n_1^2 \theta_1 &= -\frac{\ddot{x}}{\ell_{0,1}} - \ddot{\chi} + 2\varepsilon_1 \sigma_{1/12} \dot{\theta}_2 + 2\varepsilon_1 \sigma_{1/13} \dot{\phi} \\ \ddot{\theta}_2 + 2\varepsilon_2 \dot{\theta}_2 + n_2^2 \theta_2 &= -\frac{\ddot{x}}{\ell_{0,2}} + \ddot{\chi} + 2\varepsilon_2 \sigma_{2/21} \dot{\theta}_1 - 2\varepsilon_2 \sigma_{2/23} \dot{\phi} \\ \ddot{\phi} + 2\varepsilon_r \dot{\phi} + n_r^2 \phi &= 2\varepsilon_r \sigma_{3/31} \dot{\theta}_1 - 2\varepsilon_r \sigma_{3/32} \dot{\theta}_2 \end{aligned} \right\} \quad (9.8a)$$

Из системы уравнений (9.8) и (9.8a) видно, что маятники и гальванометр связаны между собой членами, пропорциональными угловым скоростям, т.е. через затухание. Третий и четвертый члены правой части первого уравнения системы (9.8a) представляют собой обратные реакции второго маятника и рамки гальванометра на первый маятник, а во втором уравнении реакции первого маятника и гальванометра – на второй соответственно.

С помощью (9.7) и обозначения  $\varepsilon = D_n$  находим

$$D_1 = D_{10} + D_{11} + D_{12} \quad , \quad D_2 = D_{20} + D_{22} + D_{21} \quad (9.9)$$

где,

- $D_{10}, D_{20}$  – постоянные воздушного затухания маятников;
- $D_{11}, D_{22}$  и  $D_{12}, D_{21}$  – постоянные затухания, вызванные затухающими и рабочими катушками соответственно.

Назовем величину  $\sigma_{12}^2 = \sigma_{1/12} \cdot \sigma_{2/21}$  коэффициентом связи между двумя маятниками. Используя последовательно (9.7) и (9.9), получим

$$\sigma_{12}^2 = \frac{[D_1 - (D_{10} + D_{11})]}{D} \cdot \frac{[D_2 - (D_{20} + D_{22})]}{D_2} = \frac{D_{12}}{D_1} \cdot \frac{D_{21}}{D_2} \quad (9.10)$$

Отсюда следует, что коэффициент связи между маятником не зависит от механических параметров (моменты инерции, периоды колебаний), а определяется величинами электромагнитных затуханий, создаваемых рабочими катушками и катушками затухания.

Для сейсмоприемников ВЭГИК в лабораторных условиях определены коэффициенты затухания, которые оказались равными

$$\begin{aligned} D_1 &= 0,774 & D_2 &= 0,774 \\ D_{11} &= 0,661 & D_{22} &= 0,683 \\ D_{10} &= 0,003 & D_{20} &= 0,003 \\ D_{12} &= 0,110 & D_{21} &= 0,088 \end{aligned}$$

Коэффициенты связи между маятниками

$$\sigma_{12}^2 = \frac{[0,774 - (0,003 + 0,661)]}{0,774} \cdot \frac{[0,774 - (0,003 + 0,683)]}{0,774} = 0,016$$

Отсюда значения

$$\sigma_{1/12} \text{ и } \sigma_{2/21} \cong \sqrt{\sigma_{12}^2} \cong 0,126.$$

Поскольку угловые скорости маятников  $\dot{\theta}_1$  и  $\dot{\theta}_2$ , установленных на общей плите, близки между собой, третьими членами правых частей двух первых уравнений системы (9.8) и (9.8a), характеризующими взаимные обратные реакции маятников, можно пренебречь по сравнению со вторыми членами левых частей.

Величины  $\sigma_{13}^2 = \sigma_{1/13} \cdot \sigma_{3/31}$ ,  $\sigma_{23}^2 = \sigma_{2/23} \cdot \sigma_{3/32}$  назовем коэффициентами связи соответствующих сейсмометров с гальванометром. Для этих коэффициентов аналогичным путем получим

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{13}^2 &= \frac{[D_1 - (D_{10} + D_{11})]}{D_2} \cdot \frac{D_r - D_{r0}}{D_r} \cdot \frac{r^2}{(R_r + r)(\bar{R}_s + r)} \\ \sigma_{12}^2 &= \frac{[D_2 - (D_{20} + D_{22})]}{D_2} \cdot \frac{D_r - D_{r0}}{D_r} \cdot \frac{r^2}{(R_r + r)(\bar{R}_s + r)} \end{aligned} \right\} \quad (9.11)$$

Вследствие малости воздушного затухания  $D_{r0}$  гальванометра, величина второго сомножителя  $D_r - D_{r0} / D_r$  близка к единице. При прямом подсоединении гальванометра к маятникам ( $r=\infty$ ,  $R=0$ ) третий сомножитель, зависящий от сопротивления, также равен единице. Поэтому численные значения  $\sigma_{13}^2$  и  $\sigma_{23}^2$ , а также  $\sigma_{1/13}$  и  $\sigma_{2/23}$  определяются из первого сомножителя малыми величинами

$$\text{и } \frac{D_{12}}{D_1} = 0,143 \quad \text{и} \quad \frac{D_{21}}{D_2} = 0,113.$$

При введении заглаблений значения коэффициентов связи становятся еще меньше. Поэтому четвертыми членами правых частей уравнений системы (9.8) и (9.8a), характеризующими обратные реакции гальванометра на маятники, также можно пренебречь. При этом получается система из трех независимых уравнений

$$\left. \begin{aligned} \ddot{\theta}_1 + 2\varepsilon_1 \dot{\theta}_1 + n_1^2 \theta_1 &= -\frac{\ddot{x}}{l_{0,1}} - \ddot{\chi} \\ \ddot{\theta}_2 + 2\varepsilon_2 \dot{\theta}_2 + n_2^2 \theta_2 &= -\frac{\ddot{x}}{l_{0,2}} + \ddot{\chi} \\ \ddot{\phi} + 2\varepsilon_r \dot{\phi} + n_r^2 \phi &= \frac{G_r r}{K_r Q^2} (G_1 \dot{\theta}_1 - G_2 \dot{\theta}_2) \end{aligned} \right\} \quad (9.8a)$$

Решив ее относительно  $\phi$  методом интеграла Фурье, после ряда преобразований для комплексной амплитуды отклонения рамки гальванометра получим

$$\varphi = \frac{G_r r i}{K_r Q^2 \omega} \left[ G_1 \frac{\bar{P}_1(\omega)}{\ell_{0,1}} \bar{U}_1(\omega) \bar{U}_r(\omega) + G_1 \bar{P}_2(\omega) \bar{U}_1(\omega) \bar{U}_r(\omega) + \right. \\ \left. + G_1 \frac{\bar{P}_1(\omega)}{\ell_{0,2}} \bar{U}_2(\omega) \bar{U}_r(\omega) + G_2 \bar{P}_2(\omega) \bar{U}_2(\omega) \bar{U}_r(\omega) \right] \quad (9.13)$$

где  $\bar{P}_1(\omega) = \bar{P}_1(\omega) \ell^{iv_1}$ ;  $\bar{P}_2(\omega) = \bar{P}_2(\omega) \ell^{iv_2}$  – спектры перемещений и поворотов, а  $\bar{U}_1(\omega) = U_1(\omega) \ell^{iv_1}$ ;  $\bar{U}_2(\omega) = U_2(\omega) \ell^{iv_2}$ ;  $\bar{U}_r(\omega) = U_r(\omega) \ell^{i\delta}$  – комплексные частотные характеристики маятников и гальванометра.

Сложное движение рамки гальванометра – результат наложения колебаний обоих маятников, вызванных перемещениями и поворотами основания, причем составляющие амплитуды колебаний от перемещений складываются, а от поворотов вычитаются.

Для того, чтобы прибор, настроенный на регистрацию перемещений, был нечувствительным к поворотам, необходимо выполнение равенства  $G_1 \bar{P}_2(\omega) \bar{U}_1(\omega) \bar{U}_r(\omega) - G_2 \bar{P}_2(\omega) \bar{U}_2(\omega) \bar{U}_r(\omega) = 0$ , откуда  $G_1 \bar{U}_1(\omega) = G_2 \bar{U}_2(\omega)$ .

Учитывая, что  $G = S_c \ell_0$ ,  $S_c [\text{мВ} \cdot \text{с} / \text{см}]$  – чувствительность сейсмометра, это условие запишем так :

$$\ell_{0,1} S'_c U_1(\omega) = \ell_{0,2} S''_c U_2(\omega)$$

Таким образом, нечувствительность прибора к поворотам обеспечивается при равенстве параметров  $\ell_0, T, D, S_c$  у обоих маятников. Нетрудно убедиться, что при выполнении этого условия чувствительность прибора к перемещениям удваивается по сравнению с сейсмометром с единичным маятником при сохранении формы частотных характеристик.

## 9.2. Экспериментальная проверка установки для исследования вращательных колебаний сооружений на стенде

Для экспериментальной проверки в лабораторных условиях принципа действия спаренного сейсмографа ВЭГИК изготовлен стенд, общий вид которого показан на рис. 9.3; механические и электрические параметры сейсмографов приведены в таб. 9.1.

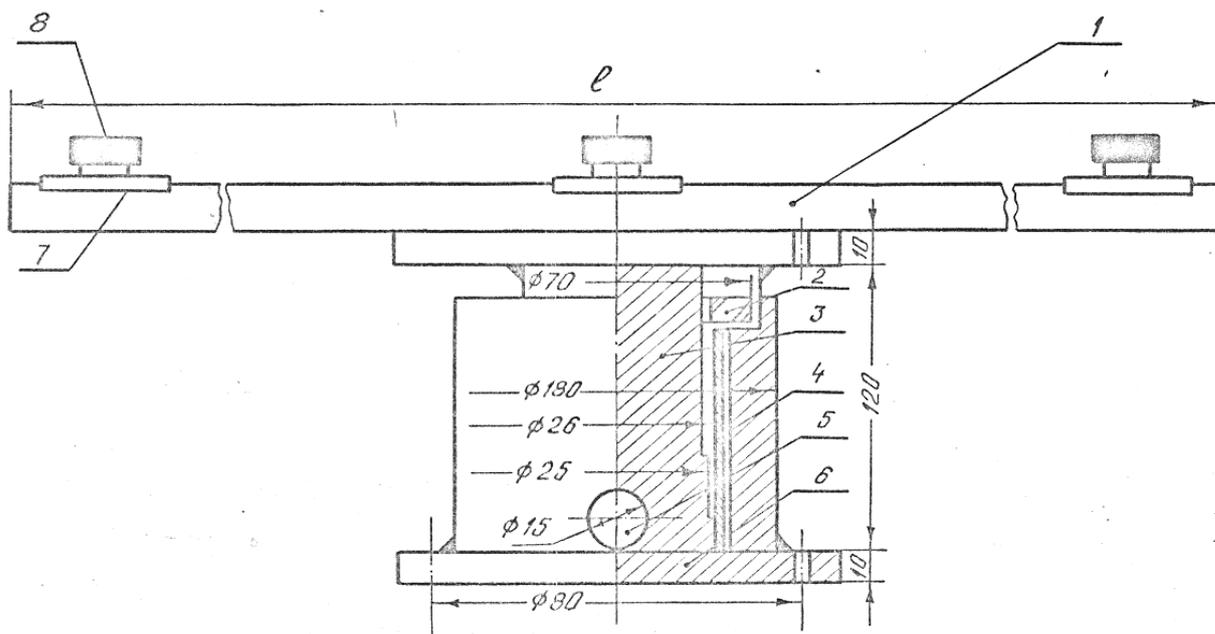


Рис. 9.3. Общий вид стенда

- 1 – швеллер; 2 – сердечник; 3 – конусный подшипник; 4 – втулка;  
5 – опорно-упорный шарик; 6 – основание; 7 – металлические листы;  
8 – сейсмографы ВЭГИК.

Перед экспериментальной проверкой спаренных сейсмоприемников на специальной платформе расчетным путем, согласно инструкции [ 11, 18 ], проведена тарировка приборов.

График кривых увеличений спаренных приборов ВЭГИК приведен на рис. 9.4. Как видно, форма кривых в определенном диапазоне частот одинакова, что позволяет подсоединить их к одному интегрирующему гальванометру.

Увеличение кривых прибора  $V_{\text{пост.}}$  при записи перемещений, определяется графическим сложением кривых увеличений ( $V_1$ ) и ( $V_2$ ), соответствующих двум каналам маятника и гальванометра.

Увеличение кривых прибора  $V_{\text{пов}}$  для записи поворотов можно выразить формулой [55].

$$V_{\text{пов}} = V_{\text{пост.}} - \ell_0 \text{ [см]} \quad (9.14)$$

Где,  $\ell_0$  – приведенная длина маятника;

$V_{\text{пост.}}$  – увеличение кривых приборов, полученное графическим сложением.

Таблица 9.1.

Номер сейсмометра	Момент инерции $K, \text{ кг} \cdot \text{см}^2$	Приведенная длина маятника $\ell, \text{ см}$	Период колебания $T, \text{ с}$	Затухание $D$	Сопротивление катушки		Чувствительность катушки	
					Рабочий $R_{\text{рн}}, \text{ Ом}$	Затухающей $R_{\text{зн}}, \text{ Ом}$	Рабочий $S_{\text{с}}, \text{ мВс/см}$	Затухающей $S_{\text{зн}}, \text{ мВс/см}$
Первая пара								
1	$0,984 \cdot 10^{-5}$	9,5	1,8	0,774	30	29	115	120
3	$0,984 \cdot 10^{-5}$	9,5	1,8	0,774	30	28	114,2	112
Вторая пара								
2	$0,984 \cdot 10^{-5}$	9,5	1,4	0,6	45,9	44,9	183	204
5	$0,984 \cdot 10^{-5}$	9,5	1,4	0,6	46,74	45,5	184	203

Две системы сейсмографов, отрегулированных для регистрации крутильных колебаний, устанавливали на стенде (рис. 9.3). Оси вращения сейсмоприемников находились на одной горизонтальной прямой, параллельно которой по разные стороны от оси располагали маятники. Одну пару сейсмоприемников устанавливали на середине стенда, а вторую – на его конце. Швеллеру вместе с сейсмоприемником сообщали поворотные перемещения.

Колебания записывали осциллографом Н-700 с гальванометром типа ГБ-III и следующими параметрами: период собственных колебаний рамки  $T=0,16$  с; сопротивление рамки 153 см, внешнее сопротивление  $R_{пр} = 3750$  ом, чувствительность  $S_r = 16790$  мм/м.

Было произведено несколько серий записей со спаренными приборами при последовательном соединении "на сумму", т.е. при включении в цепь по схеме 9,2 - 9,4 (рис. 9.1).

Сейсмоприемники, стоявшие при повороте швеллера в центре станда, записывали прямую линию, а стоявшие на конце его фиксировали двойную амплитуду поступательных смещений (рис. 9.5).

При соединении "на разность", т.е. при включении в цепь 1,2 - 4,3 на осциллограмме получали следующую картину.

Сейсмоприемники, стоявшие в центре станда, при поступательном перемещении записывали прямую линию, а при вращении швеллера относительно своего центра отмечали угловые перемещения (рис. 9.6). Проверка тарировки спаренных ВЭГИКов проводилась так. Спаренные сейсмографы устанавливали в центре швеллера и соединяли "на разность". От центра швеллера на расстоянии 1950 мм был установлен сейсмограф для регистрации чисто поступательного его смещения. Швеллеру задавали вращательное движение относительно своего центра и проводили несколько серий записей (рис. 9.7).

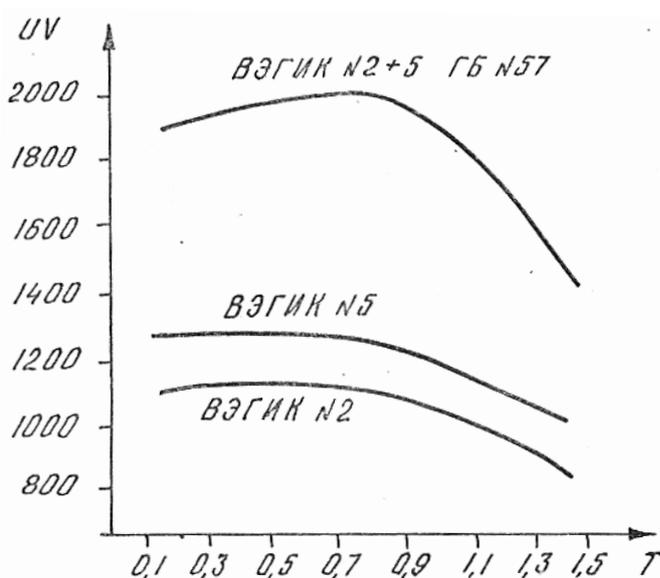


Рис. 9.4. Кривые увеличения отдельных /ВЭГИК №5 и №2 / и спаренных сейсмографов / ВЭГИК №5 и №2 /.

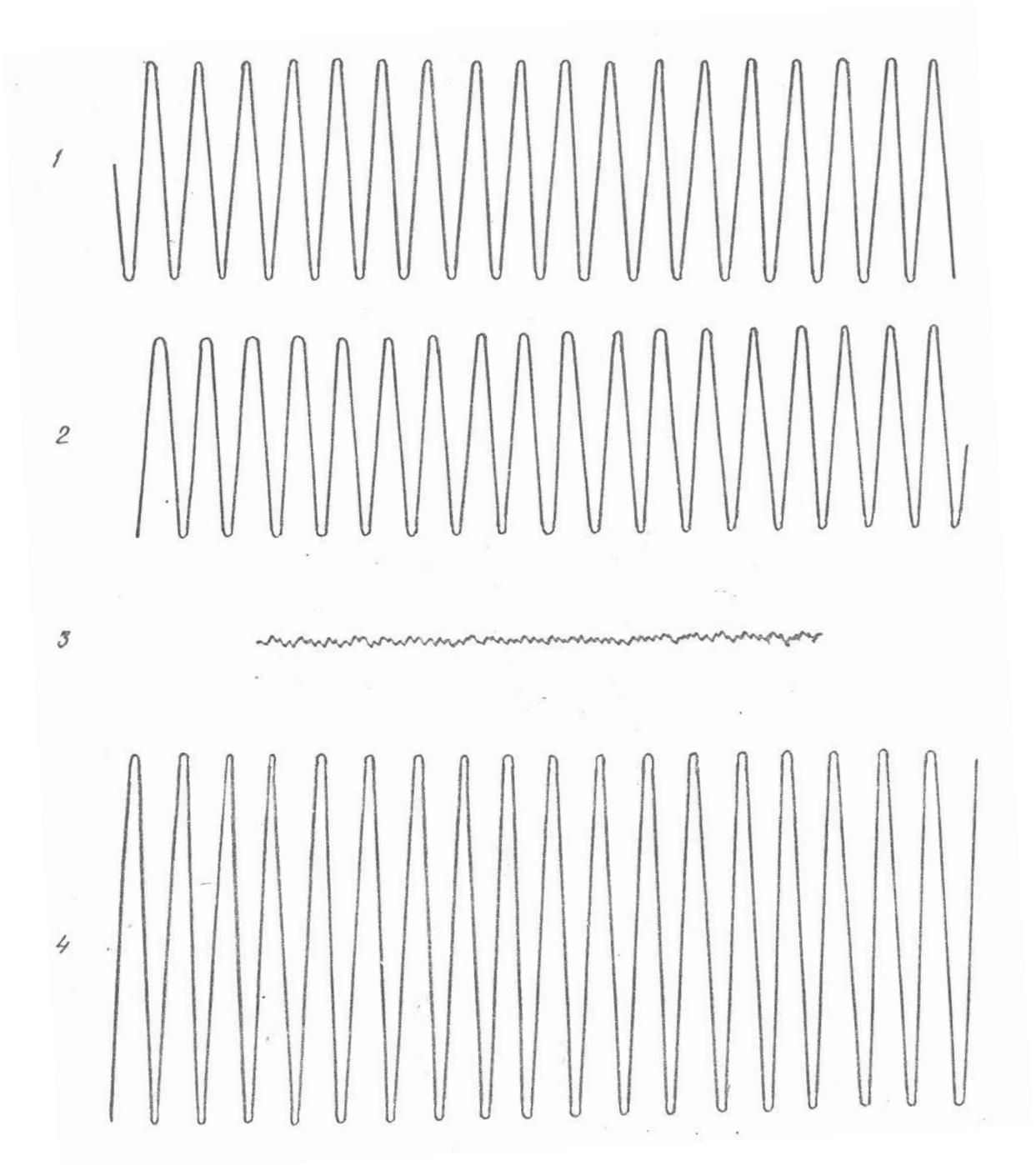


Рис. 9.5. Осциллограммы записей со спаренными приборами при соединении «на сумму» и «на разность», полученные на платформе. 1,2 – отдельные сейсμοприемники ВЭГИК; 3 – сейсμοприемники соединены «на разность» /спаренные/; 4 – сейсμοприемники соединены «на сумму»; /спаренные/

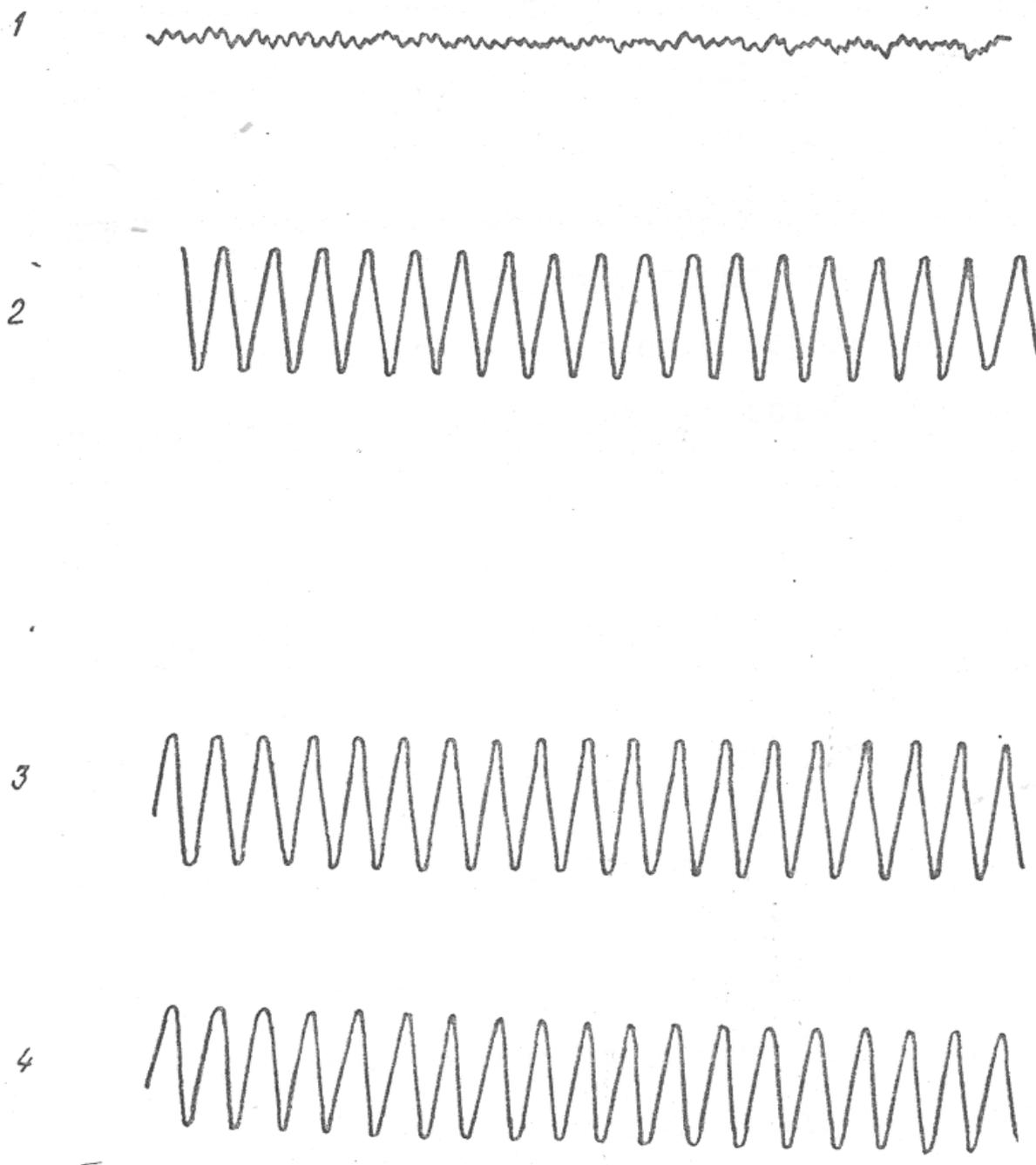


Рис. 9.6. Осциллограммы записей, полученные на стенде со спаренными приборами при соединении «на сумму» и «на разность».

- 1 – сейсмоприемники, установленные в центре стенда при соединении «на сумму»;
- 2 – сейсмоприемники, установленные в центре стенда при соединении «на разность»;
- 3,4 – сейсмоприемники, установленные в двух концах стенда при соединении «на разность».

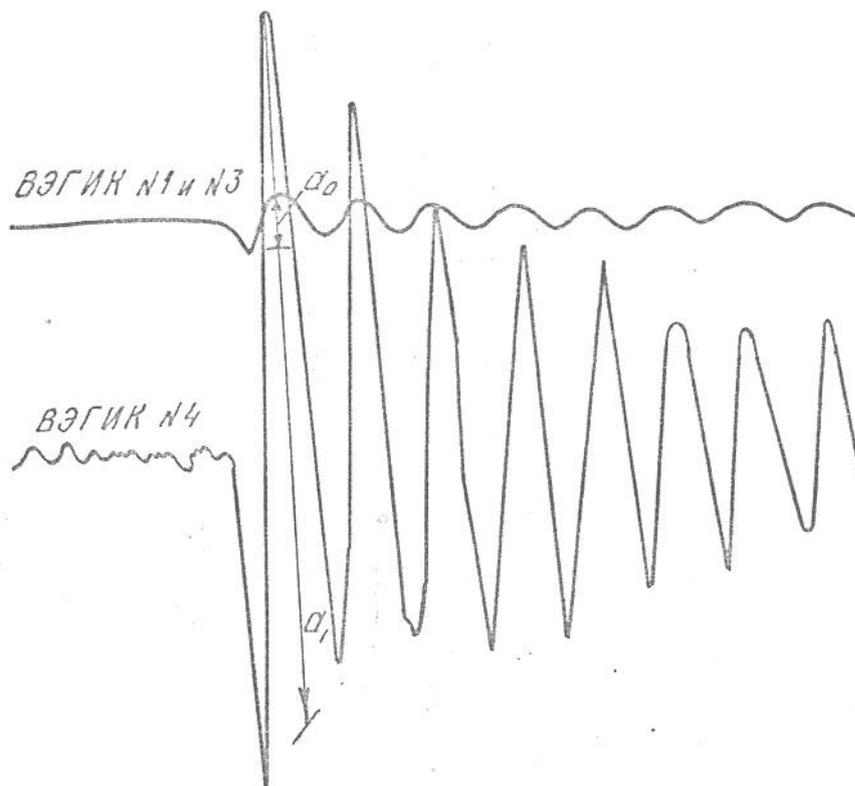


Рис. 9.7. Осциллограммы, записанные на стенде.

На рис. 9.7 приняты следующие обозначения:

$$\alpha_1 = \frac{a_1}{VL} \quad , \quad \alpha_2 = \frac{a}{V_{\text{пов.}}} \quad (9.15)$$

где

$a_1$  – амплитуда на расстоянии 1950 мм;

$V$  – увеличение одиночного сейсмографа;

$L$  – расстояние от центра швеллера до сейсмографа;

$V_{\text{пов.}}$  – увеличение спаренных сейсмографов;

$\alpha_2$  – амплитуда спаренного сейсмоприемника,

соединенного "на разность".

$$\alpha_1 = \frac{73 \text{ мм}}{1950 \text{ мм} \cdot 1050} = 3,56 \cdot 10^{-5} \text{ рад.}$$

$$\alpha_2 = \frac{6 \text{ мм}}{1950 \text{ мм} \cdot 92} = 3,54 \cdot 10^{-5} \text{ рад.}$$

Экспериментально определенные значения углов поворота  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  подтверждают правильность работы спаренных сейсмоприемников ВЭГИК с одним гальванометром для регистрации крутильных колебаний зданий. Максимальный угол, измеряемый спаренными сейсмометрами, равен  $7^{\circ} 42'$ , а минимальный –  $0^{\circ} 00' 10''$ . По тарированным данным, погрешность установки составляет до 5%.

### 9.3. Метод регистрации вращательных колебаний минаретов

При экспериментальных исследованиях колебаний зданий и сооружений применен метод МИКС (многоканальное исследование колебаний сооружений). Описанный в работах [1, 30] способ натурального изучения крутильных колебаний зданий с помощью электродинамических горизонтальных вибрографов К-001, установленных в нескольких точках здания в плане, состоит в синхронной регистрации колебаний от микросейсмических возбуждений, т.е. одновременно фиксируются поступательно-вращательные движения здания.

Ниже описан метод регистрации колебания в натуральных зданиях с помощью комплекта спаренных сейсмоприемников ВЭГИК с одним гальванометром, позволяющим регистрировать углы поворота и поступательные перемещения. Принципиальное отличие этого метода от существующих состоит в применении спаренных сейсмоприемников и расстановке их по схемам в различных точках сооружения как в плане, так и по высоте, что позволяет замерять частоты и пространственные формы колебаний, в том числе и деформации перекрытий в своих плоскостях. [24]

Первая схема установки приборов. Спаренные сейсмоприемники устанавливаются в крайних точках вдоль длинной оси сооружения; определяются периоды и формы вращательных колебаний сооружений в плане. Данная схема расстановки приборов целесообразна при регистрации

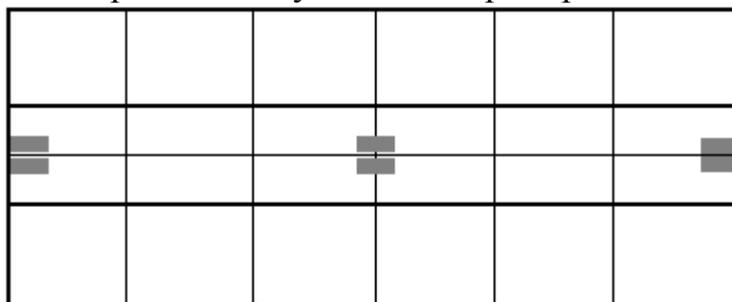
вращательных колебаний оснований массивных гидротехнических сооружений и фундаментов (рис. 9.8).

Чувствительность сейсмоприемников спаренных разомкнутых больше, чем спаренных сомкнутых.

Вторая схема установки приборов. Спаренные сомкнутые сейсмоприемники устанавливали по длине перекрытий на разных уровнях по высоте исследуемого сооружения (рис. 2.8), определяли частоты и относительные повороты перекрытий.

С помощью описанных установок, спаренных и обычных приборов экспериментально исследованы поступательно-вращательные колебания высотных зданий Ташкента, Алма-Аты и Еревана (возбудителями колебаний служили вибрационные машины инерционного действия типа ВИД-12 и В-2).

Первая схема установки приборов в плане.



Вторая схема установки приборов (Продольный разрез)

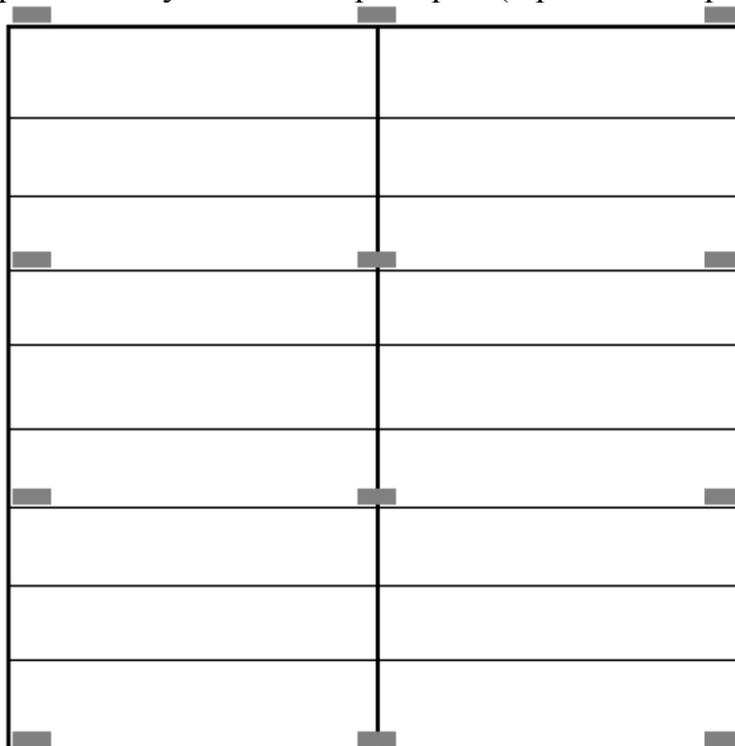


Рис. 9.8.

## **Х. НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОЛЕБАНИЙ МИНАРЕТОВ**

Минареты – своеобразные формы архитектуры вообще, и Среднеазиатской архитектуры. При изучении их возникает ряд существенных затруднений ввиду того, что в подавляющем большинстве случаев, верхняя часть сооружений утрачена, и их реконструкция общеизвестными методами аналогий и пропорций, как правило – малодостоверна.

Для численного анализа напряженного состояния минаретов необходимы натурные экспериментальные исследования геометрических размеров, форм, а также динамических свойств минаретов.

Эти исследования заключались в их многостадийности. В результате землетрясений последних лет, древние памятники архитектуры получили различного рода повреждения.

В связи с этим решение задачи натурального анализа напряженного состояния минаретов привели к необходимости тщательного инженерного обследования состояния минаретов до и после Газлийских землетрясений, в совокупности с инструментальными замерами колебаний поврежденных минаретов.

### **10.1. Состояние минаретов Бухарской области после Газлийских землетрясений**

В Бухаре, расположенной примерно в 150 км от эпицентра, 8 апреля и 17 мая 1976 г. произошли сильные землетрясения.

Интенсивность первого землетрясения оценена немногим более 6 баллов, второго немногим более 7 баллов. После землетрясения проведены инженерные обследования древних памятников и собран большой фактический материал, включающий, зарисовки повреждений, обмеры и др.

Главная задачи обследования – анализ воздействия этих землетрясений на минареты. При обследовании проводились инструментальные записи и

измерения динамических параметров ряда старых минаретов Бухары: Калон, Бало-хауз, Вабкент.

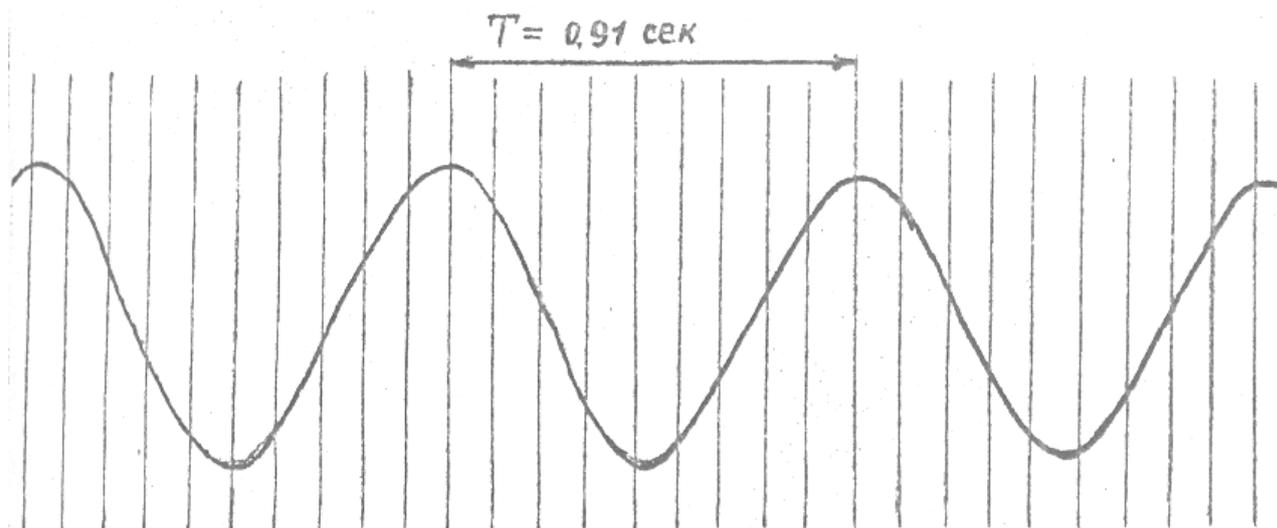


Рис. 10.1. Осциллограмма колебаний минарета Калон до землетрясения 1976 г.

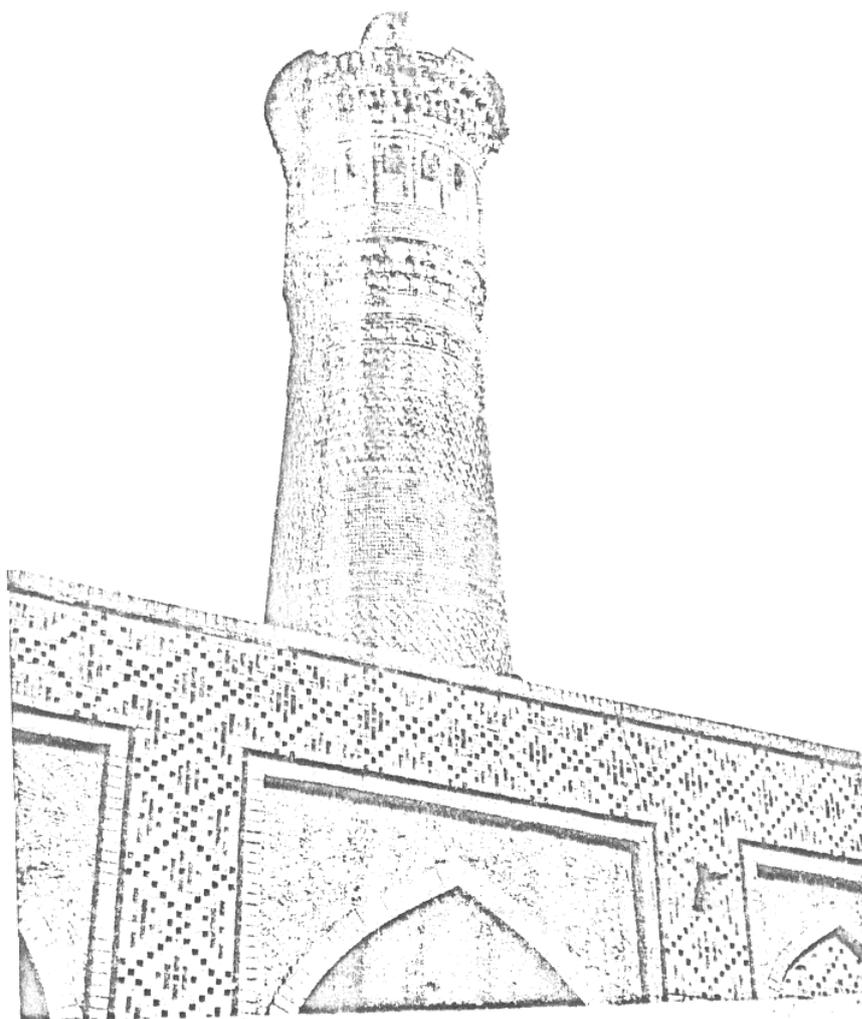


Рис. 10.2. Разрушение верхней части минарета Калон.



Рис 10.3. Трещины в замках арки минарета Калон.

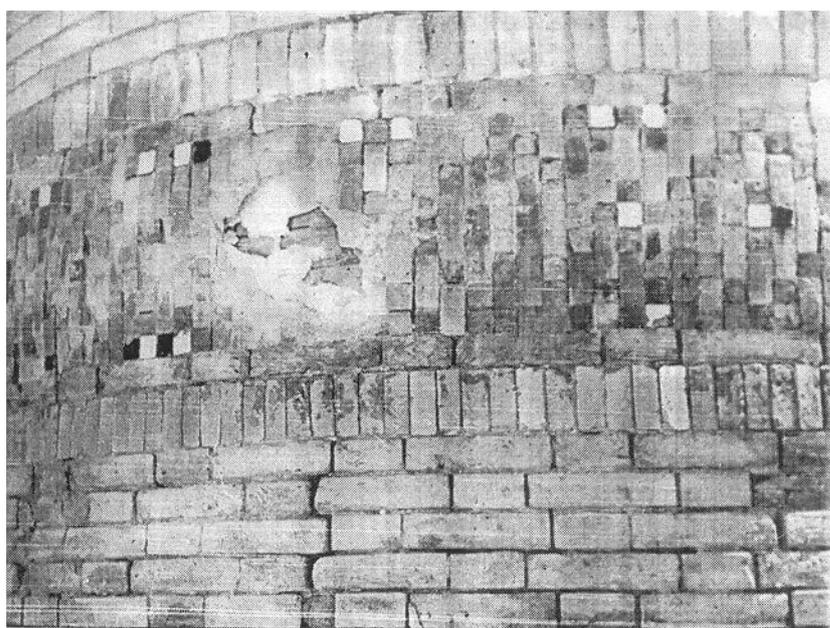


Рис. 10.4. Увеличение трещин в цокольной части минарета Бало-хауз.

В результате землетрясений оказались сильно поврежденными или даже разрушенными карнизы и фонари ряда минаретов. Возможно, в этом некоторую роль сыграли также климатические факторы, так как именно карнизы наиболее подвержены действию дождя, снега, ветра, многократному замерзанию и оттаиванию.

После двух землетрясений серьезные повреждения наблюдались в минарете Калон (рис. 10.2.). Главными видами повреждений от образования сквозных трещин шириной 5-10 мм в замках арок и других местах верхней части сооружения (рис. 10.3.).

Однако, зависимость степени повреждений от динамической жесткости сооружения указывает на сейсмическое происхождение этих повреждений.

По данным историко - археологических материалов разрушенные землетрясением участки от 8 апреля были реставрированы в 1925 г.

В минарете Бало-хауз повреждения в основном наблюдались в верхней части и в замках арок в виде сквозных трещин.

Характерным повреждением в этом минарете является увеличение трещин в цокольной части минарета, которые, по-видимому, образовались ранее, в результате неравномерной осадки (рис. 10.4.).

В результате землетрясений, происходивших с 8 апреля до 17 мая 1976 года, наблюдалось значительное увеличение трещин, образовавшихся при землетрясении 8 апреля 1976 г., и появление новых (рис. 10.5.).

В 1973 г., и после землетрясений в 1976 г., были проведены работы по обследованию и зарисовке повреждений и инструментальные замеры колебаний минаретов Калон, Бало-хауз, Вабкент. Возбуждение колебаний осуществляли раскачкой сооружения.

В результате экспериментальных исследований получены осциллограммы колебаний этих минаретов.

На рис. 3.6. представлена осциллограмма продольных колебаний минарета Калон. Обработка осциллограмм показала, что значение периодов колебаний в продольном и поперечном направлениях до землетрясений было 0,91 с. после землетрясения 1.0 с.

Для минаретов Бало-хауз, Вабкент измеренные величины периодов колебаний после двух землетрясений были: 0,48 с и 1,2 с. значения периодов колебаний до землетрясений в этих минаретах были 0,44 с и 0,10 с. таким

образом, отношение периодов колебаний минаретов до и после землетрясения составляет  $K=1,2$ .

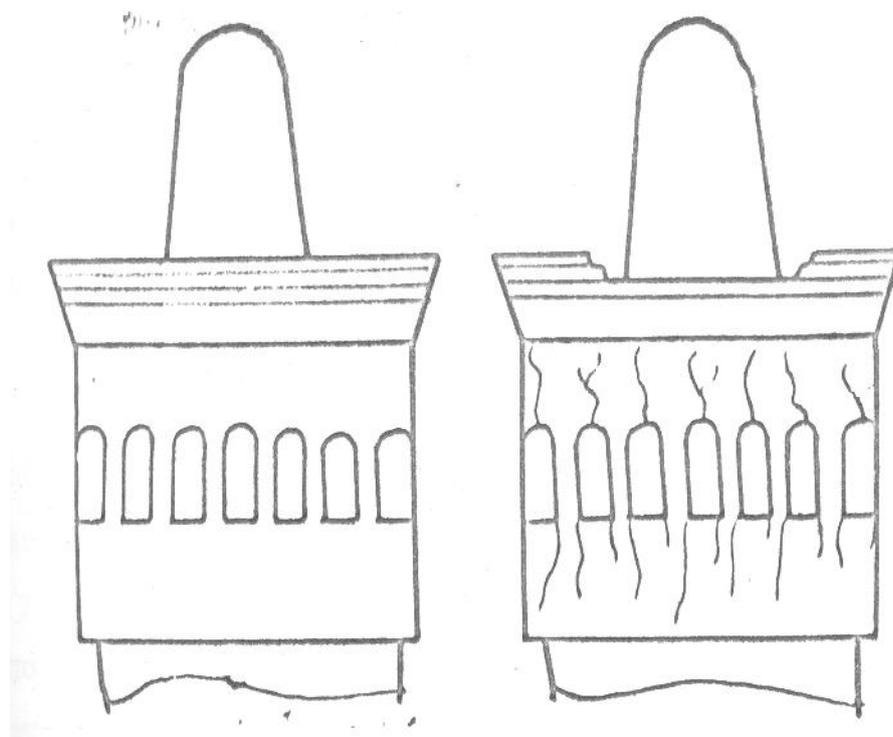


Рис. 10.5. Зарисовки фонаря минарета Калон до и после землетрясения.

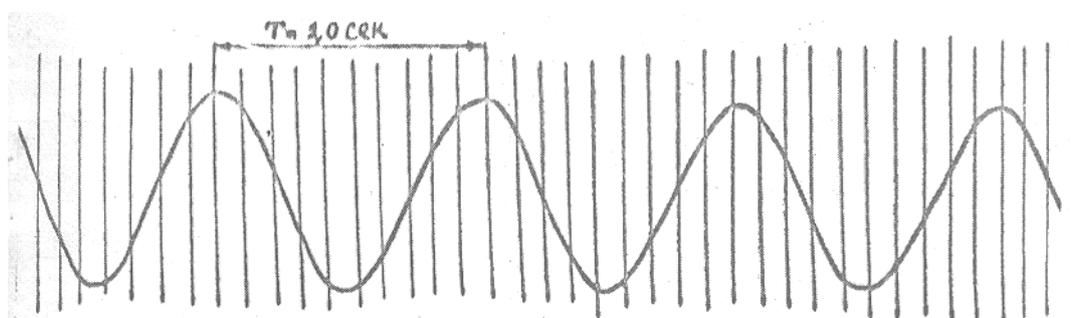


Рис. 10.6. Осциллограмма колебаний минарета Калон после землетрясения 1976 г.

В ночь на 20 марта по территории Средней Азии произошло сильное землетрясение, эпицентр которого находится в Бухарской области в 30 км северо – западнее г. Газли. Оно вызвало значительные повреждения зданий и сооружений в Бухаре.

Задача инженерных обследований последствий землетрясения заключалась в анализе характера сейсмического воздействия на минареты, а

также в проведении инструментальных наблюдений. Инструментальные измерения динамических параметров ряда старых минаретов Бухары: Калон, Бало-хауз, Вабкент свидетельствует, что возникшие повреждения оказали существенное влияние на жесткостные характеристики.

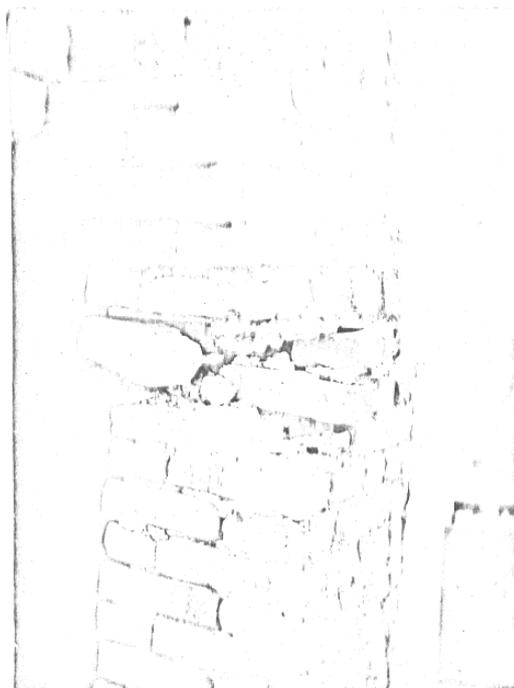


Рис. 10.7. Сдвиг верхней части фонаря минарета Калон.

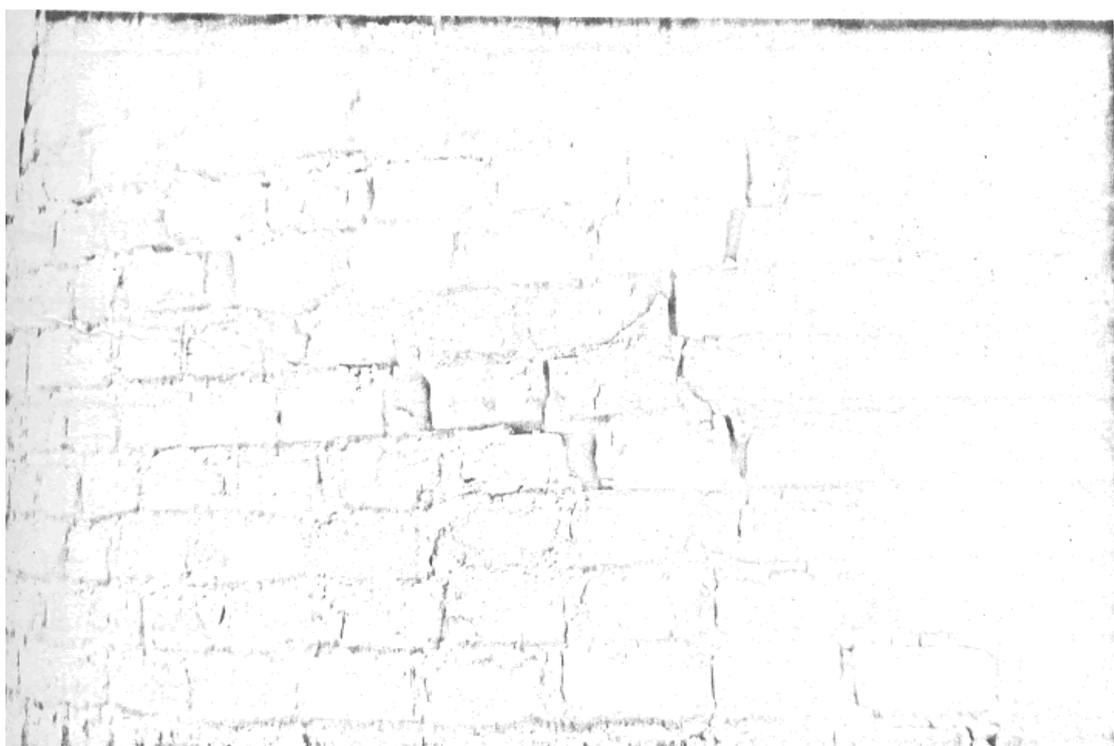


Рис. 10.8. Сквозные трещины в замках арок минарета Калон.

Наиболее существенными повреждениями минарета Калон являются: сдвиг верхней части фонаря, образование сквозных трещин шириной 5-8 мм в замках арок и других сечениях, верхней части минарета (рис.10.7). Эти участки были реставрированы после землетрясения 1976 года. Однако в результате последнего землетрясения реставрированные участки получили новые повреждения, что свидетельствуют о необходимости использования более надежных методов реставрации, основанных на изучении реальных сейсмических воздействий на сооружения.

Последствия землетрясений в минаретах Бало-хауз и Вабкент характеризуется преимущественными повреждениями верхних частей в сложных по форме трещин, существенное раскрытие старых и появление новых в стволе минарета. В табл. 10.1. приведены периоды колебаний минаретов Калон, Бало-хауз, Вабкент после землетрясения 1984 года.

Анализ этих данных показывает, что периоды колебаний минаретов после землетрясения 1984 г. не значительно изменились.

Таблица 10.1.

Минареты	1973 г.	1976 г.	1984 г.
	$T, c$	$T, c$	$T, c$
Калон	0,91	1,0	1,02
Бало-хауз	0,44	0,48	0,48
Вабкент	1,10	1,2	-

На основе проведенных выше исследований можно сделать следующие выводы:

1. На основе метода анализа конструкций изучены вопросы о геометрических размерах, формах и конструктивных особенностях 19 существующих или частично разрушенных минаретов. Что размеры верхнего диаметра ствола, до низа фонаря при известных законах построения винтовой лестницы и внешней поверхности ствола, определяются на условия минимума толщины стенки.

2. Многостадийные натурные инженерные обследования последствий землетрясений последних лет позволили выявить характер особенности повреждений минаретов. Установлены зависимости уровня напряжений в основании минарета от его первоначальной высоты, что позволило объяснить конструктивные особенности некоторых минаретов, которые в опорных частях соединены с прилегающими частями сооружений.

3. Выявлено влияние коэффициента конечности на характер изменения напряжений и его значение для наиболее рационального использования несущей способности малопрочных местных строительных материалов.

Сопоставление расчетных параметров с натурными, свидетельствует не только о высоком инженерном уровне зодчих древности, но и позволят использовать полученные результаты для обоснования проектов реконструкций и реставраций древних памятников.

4. Проведены натурные экспериментальные исследования динамических свойств древних памятников, анализ форм деформаций при их колебаниях с учетом степени влияния на них последствий разрушительных землетрясений.

5. Дан инженерный анализ состояния минаретов после Газлийских землетрясений 1976 г. и 1984 г., проведены инструментальные замеры их динамических характеристик. Выявлено уменьшение общей жесткости минаретов между двумя землетрясениями.

## 10.2. Экспериментальные исследования динамических характеристик минаретов.

Необходимость в натурных экспериментальных исследованиях памятников архитектуры Средней Азии вызвано тем, что в настоящее время отсутствуют какие-либо достоверные данные о свойствах этих сооружений. Изучения характера напряженного состояния при динамических воздействиях, необходимо для решения конкретных задач по их сохранению и реставрации; с другой стороны, с помощью динамического метода

исследования можно определить истинные физико-механические характеристики древних сооружений.

Надо отметить, что принятый метод инструментального исследования памятников архитектуры в подобном плане используется впервые в Узбекистане.

Измерения амплитуд и периодов собственных колебаний производились с помощью электродинамических датчиков типа ВЭГИК осциллографом Н-700, с гальванометрами ГБ-III (собственной частотой 5 герц). Задачи измерения заключались в определении периодов, форм и декрементов основного тона колебаний. Для определения формы колебаний датчики расставлялись на нескольких уровнях по высоте с ориентировкой в двух взаимно перпендикулярных направлениях (рис. 10.9, 10.10, 10.11, 10.12). В качестве источника возбуждений колебаний использовались естественные микро-колебания, а также способ резонансной раскачки. В табл. 10.2. приведены результаты предварительной обработки полученных записей колебаний нескольких характерных объектов. Все обследованные минареты находятся в удовлетворительном состоянии, цокольная часть во всех случаях видимых повреждений не имеет.

Анализ результатов эксперимента показывает, что в минаретах Бало-Хауз, Калон и минарете в Вабкенте периоды колебаний по направлению главных осей инерции несколько отличны друг от друга. В минаретах Джума, Кальта-Минор, Саидниез Шоликорбой и Ислон-Ходжа по направлению главных осей инерции неотменены друг от друга.

Ствол минарета Бало-Хауз не имеет специальной облицовки и, примерно, на  $3^0$  наклонен в сторону.

Наружные поверхности минарета Калон и минарета в Вобкенте облицованы поясами фигурной рельефной складки, выполненной из кирпича другого размера без перевязки с основной кладкой, кроме того, минарет Калон соединен с покрытием примыкающей постройки арочным

мостиком. Эти конструктивные особенности приводят к некоторой разнице в периодах колебаний двух направлений.

Существенная разница в периодах колебаний минарета Кальта-Минор от других, имеющих примерно одинаковую высоту, обусловлено следующими обстоятельствами. Минарет Кальта-Минор в Хиве не достроен, хотя по первоначальному замыслу высота его должна была равняться приблизительно 75 м.

Следовательно, анализ динамических свойств этих минаретов должен осуществляться на основе расчетных схем учитывающих эти особенности.

Зарегистрированы низшие формы колебаний минаретов Калон, Кальта-Минор, Боло-Хауз и минарет в Вобкенте.

Представленные формы колебаний свидетельствуют, что основная форма деформации минаретов даже достаточно жестких, преимущественно изгибная.

В табл. 10.2. приведены значения периодов основного тона колебаний в двух осях инерции  $T_x$  и  $T_y$  и величины декрементов колебания минаретов по методу изложенному в работе.

Для рассмотренных минаретов декремент составляет 0,069-0,137. Для современных каменных конструкций согласно [20], он лежит в пределах  $0,12 \div 0,165$ , следовательно, экспериментально определенный декремент затухания близок к нормативным значениям.

Полученные значения декремента относятся к микросейсмическим колебаниям. При расчетных сейсмических воздействиях амплитуды колебаний значительно превышают экспериментальное, что сопровождается увеличением декремента в 2-3 раза. Это обстоятельство учтено при расчете минаретов на воздействие акселерограмм землетрясений.

Хотя фундамент и основания минаретов специально не исследовались, но есть предположение, что подошвы фундаментов находятся на глубине примерно равной  $1/3 \div 1/4$  высоты всего минарета. Минарет имеет достаточно

заглубленный и качественно выполненный фундамент. Например, фундамент медресе Улугбека высотой 33,9 м заложен на глубине более 8 м.

Таблица 10.2.

Характеристики минаретов по данным натуральных экспериментальных исследований

№	Минареты	H м	d <sub>0</sub> м	d <sub>пр</sub> м	Высота фонаря, H, м	T <sub>x</sub> , с 2004	T <sub>y</sub> , с 2004	T <sub>x</sub> , с 2006	T <sub>y</sub> , с 2006	T <sub>x</sub> , с 2008	T <sub>y</sub> , с 2008	δ	Напряжение в цокольном сечении σ <sub>ср</sub> , КПа
1	Калон	42,8	10,4	4,75	7,5	0,95	0,91	0,96	0,92	0,96	0,92	0,076	375,0
2	Вабкент	38,6	6,2	2,0	6,0	1,10	1,10	1,15	1,15	1,20	1,20	0,069	208,0
3	Кальта минор	28,0	14,2	10,5	-	0,42	0,42	0,42	0,42	0,43	0,43	0,137	353,0
4	Боло-Хауз	12,65	3,4	2,15	3,7	0,45	0,44	0,45	0,44	0,46	0,44	0,081	171,0
5	Сайдниез Шоликорбой	27,0	4,5	2,5	4,85	0,96	0,96	0,96	0,96	0,97	0,96	0,065	224,0
6	Джума	34,0	7,0	3,7	5,2	0,80	0,79	0,8	0,8	0,81	0,81	0,07	303,0
7	Ислом-Ходжа	57,0	9,5	45,63 3,3	-	1,06	1,08	1,06	1,08	1,07	1,08	0,075	-

Здесь, H – высота от земли до верха карниза фонаря;

d<sub>0</sub> – нижний диаметр ствола, в качестве верхнего приведенного диаметра взят тот, который бы имел ствол, если бы он, со свойственным ему утонением, продолжался бы до верха фонаря;

T<sub>x</sub> и T<sub>y</sub> – замеренные периоды собственных колебаний в двух направлениях;

δ – логарифмический декремент колебания, вычисленный по осциллограммам.

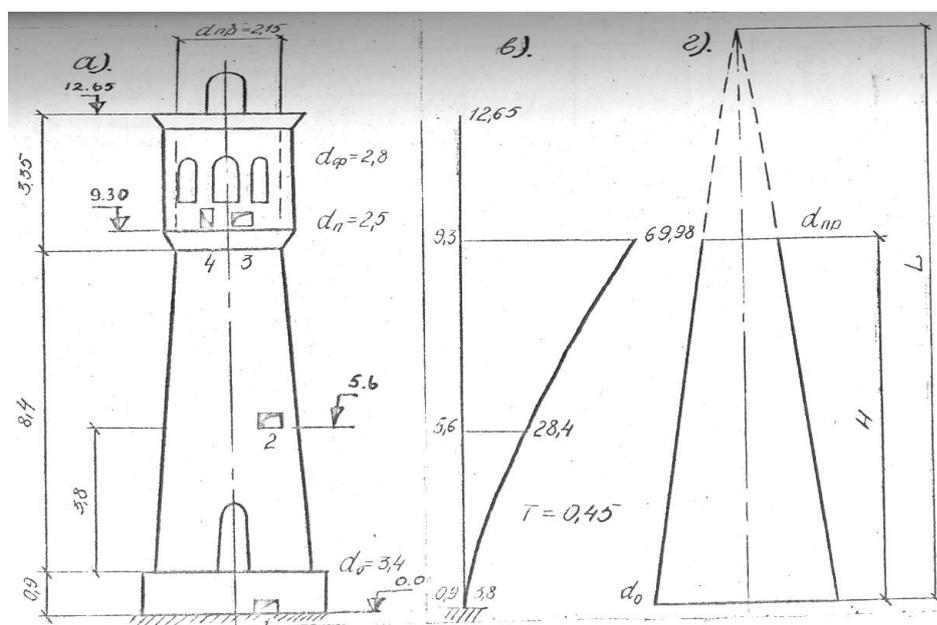


Рис. 10.9. Минарет Бало-Хауз. а) Схема размещения датчиков.

Датчик для записи колебаний - продольных, - поперечных.

в) Экспериментальная форма колебаний.

г) Схема для определения коэффициента коничности минарета .

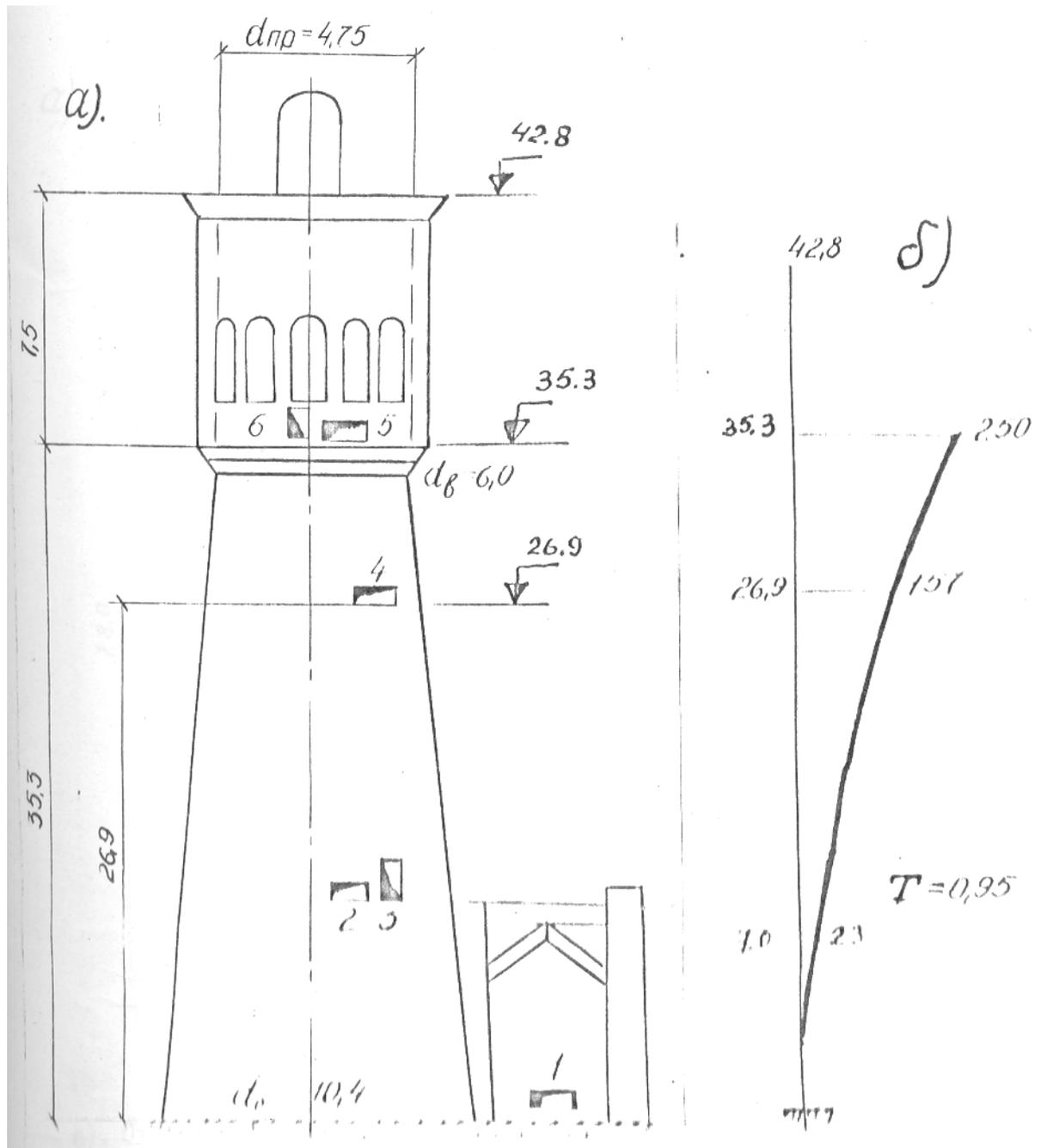


Рис. 10.10. Минарет Калон.

а) Схема размещения датчиков колебаний;  $\blacktriangle$  - продольных,  $\triangle$  - поперечных. б) Экспериментальная форма колебаний.

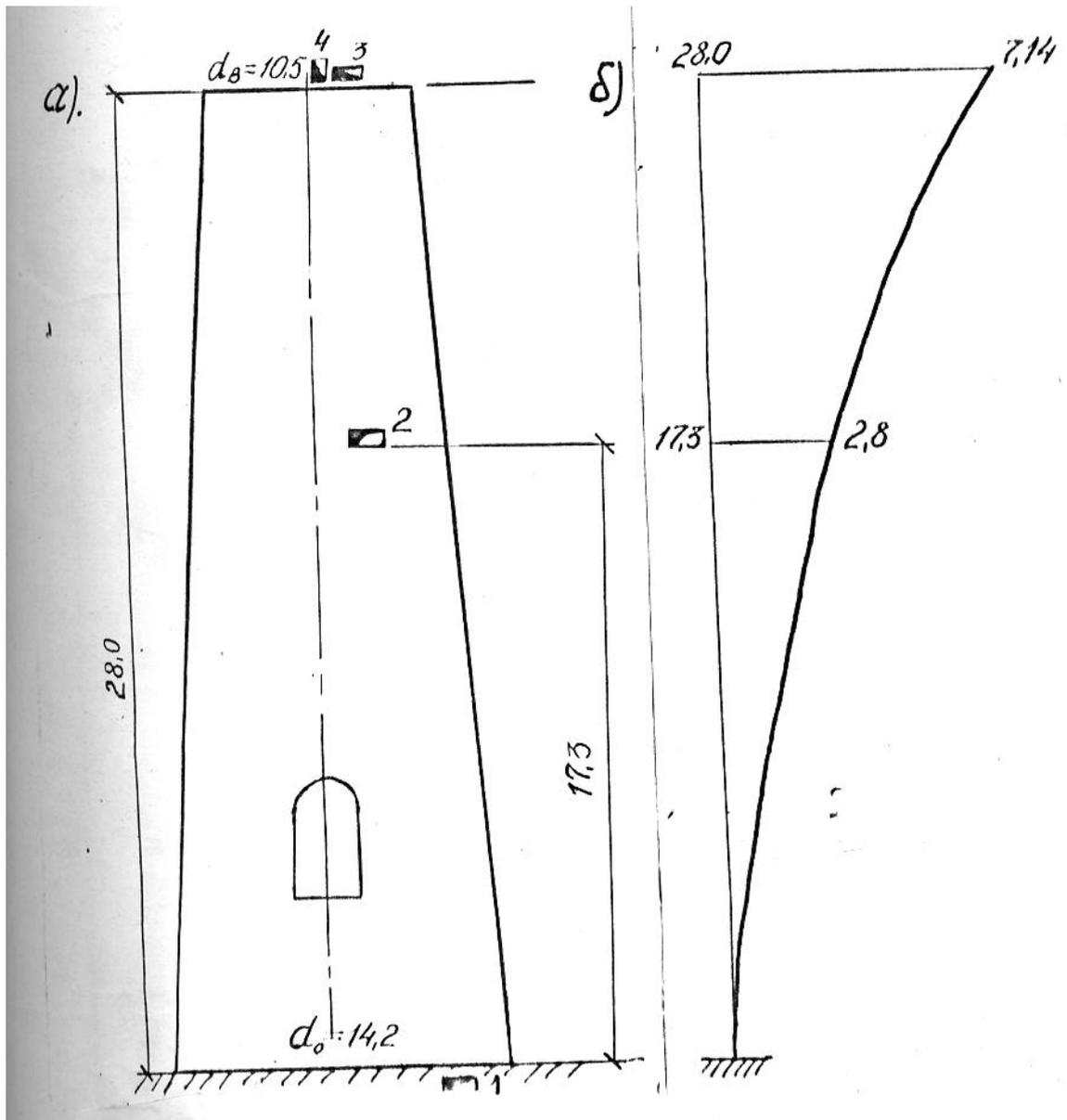


Рис. 10.11. Минарет Калта – Минор.

а) Схема размещения датчиков. Датчик для записи колебаний:  - продольных;  - поперечных. б) Экспериментальная форма колебаний.

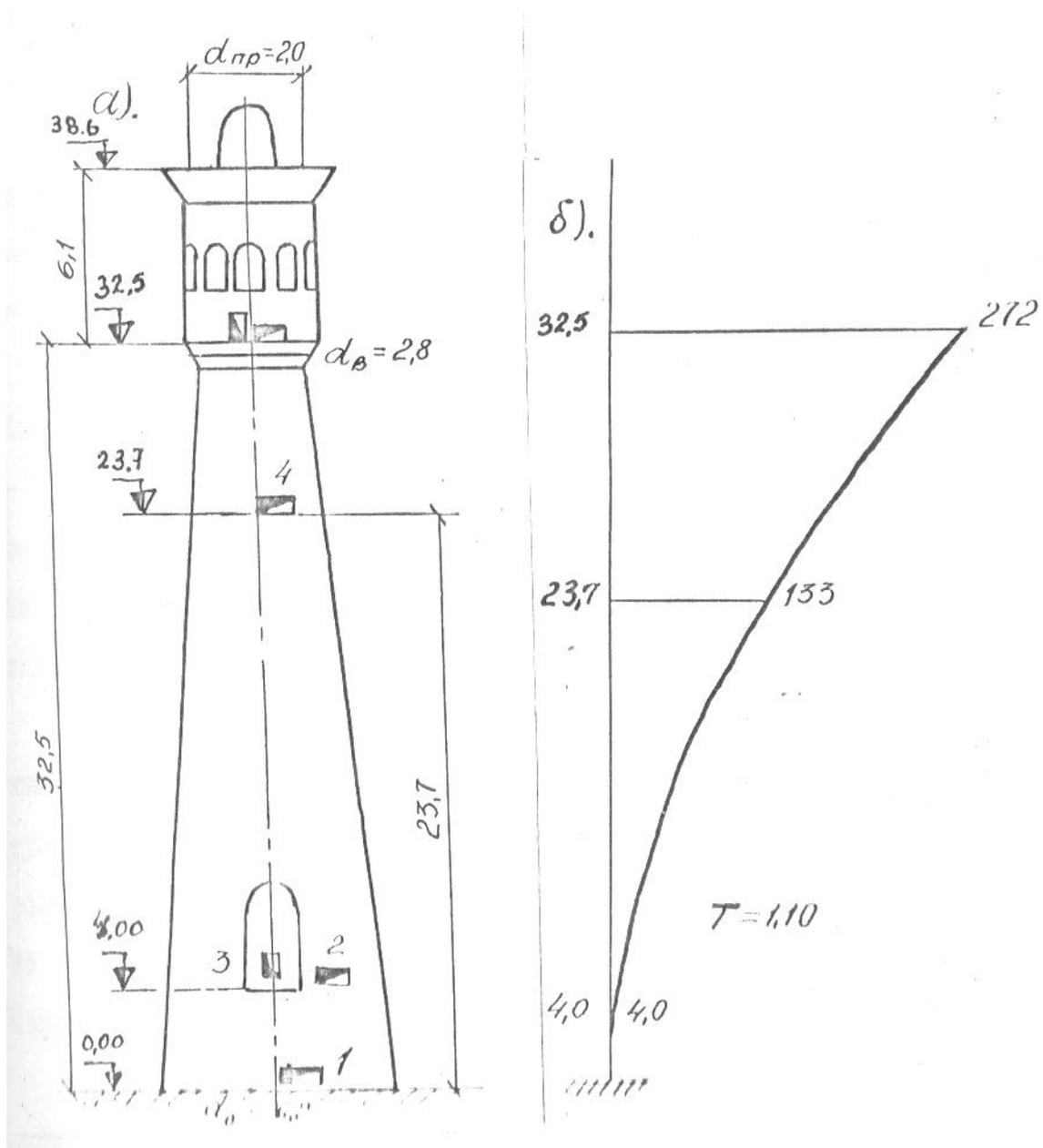


Рис. 10.12. Вабкентский минарет.

а) Схема размещения датчиков. Датчик для записи колебаний: ▮ - продольных; ▭ - поперечных. б) Экспериментальная форма колебаний.

## **XI. АНАЛИЗ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК МИНАРЕТОВ**

Достоверность и точность результатов расчета на сейсмические воздействия в существенной степени зависят от выбора расчетной схемы сооружения в соответствии с реальными условиями его работы.

В зависимости от конструктивных особенностей минарета их можно подразделить на гибкие и минареты с жесткой нижней частью.

В связи с этим динамические характеристики двух типов минаретов определяются двумя различными методами. Поперечные смещения отдельно стоящих минаретов при горизонтальных сейсмических воздействиях вызваны главным образом, действием изгибающих моментов.

При изучении сейсмических воздействий существенное значение имеют составляющие высшие формы колебаний, что составляет основную особенность башенных сооружений.

Практически это приводит к тому, что в верхних сечениях влияние высших форм несколько больше, чем в первой форме.

Геометрические свойства башенных сооружений конической формы приближенно характеризуется параметром  $\alpha$ . Это дает возможность для большого количества сооружений разработать расчетные формулы для определения частот и форм колебаний.

Проведено сравнение расчетных значений динамических характеристик с результатами экспериментальных исследований.

### **11.1. Выбор расчетной схемы минаретов**

Сооружения типа дымовых труб, башен, минаретов, отдельно стоящих стоек, мачт, элеваторов и т.п. в основном относятся к разряду гибких. Эти сооружения характеризуются малыми размерами в плане, по сравнению с высокой, независимо от типа несущей конструкции. В зависимости от соотношения размеров в гибком сооружении существенное значение могут иметь сдвиговые формы деформации. Необходимое условие для отнесения сооружения к типу гибких заключается в том, что период основного тона

колебаний, соответствующий изгибной форме деформаций, должен быть больше периода сдвиговых колебаний. Этот признак является решающим, а не отношение высоты к наименьшему размеру в плане, которое иногда применяется в качестве критерия для отнесения сооружения к гибким. Гибкие сооружения, по сравнению с другими видами сооружений, имеют наиболее простую структуру, благодаря чему расчетные схемы получаются с наименьшим количеством упрощающих предпосылок. Это обстоятельство существенно упрощает некоторые аспекты теоретического изучения сейсмостойкости гибких сооружений и получаемые выводы обладают высокой степенью достоверности.

По отношению к гибким сооружениям типа минаретов, считается установленным, что наиболее часто наблюдаемой формой разрушения при землетрясениях является излом по сечениям, расположенным в верхней половине сооружения.

Инженерный анализ последствий землетрясений последних лет позволил выявить и качественно другие формы разрушений, вызванные сложным характером колебаний минаретов.

Все геометрические характеристики минаретов конической формы можно определить с помощью «Коэффициента коничности»  $\alpha$ .

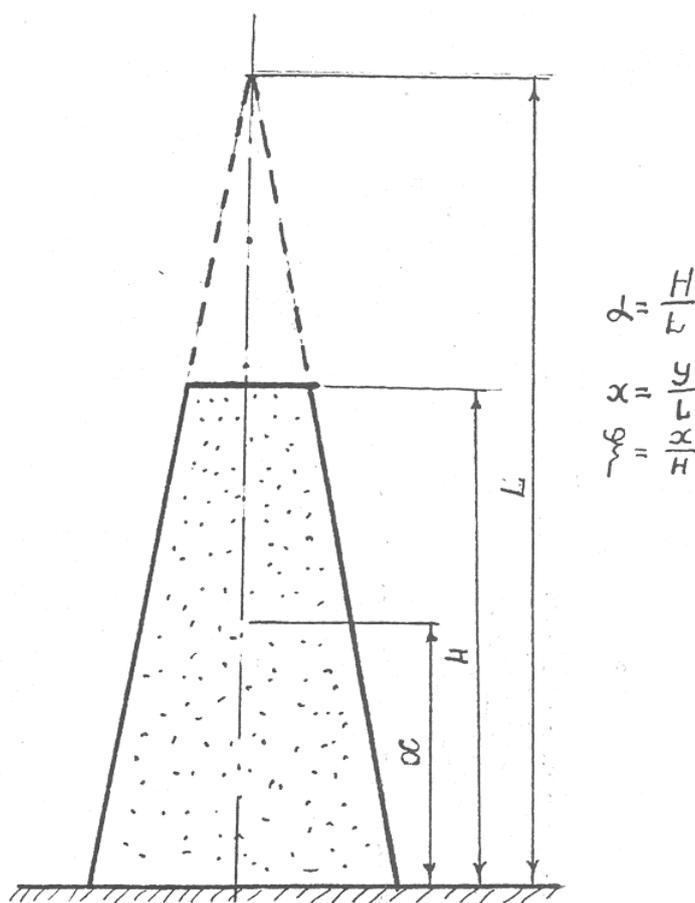


Рис. 11.1. Расчетная схема сооружения башенного типа.

$$\alpha = \frac{H}{L} \quad (11.1.)$$

где,  $H$  – высота минарета;

$L$  – высота соответствующего полного конуса по схеме на рис. 11.1.

Для такого стержня момент инерции  $J(\xi)$  и площадь сечения  $F(\xi)$  выразится соответственно полиномами четвертой и второй степени.

$$\begin{aligned} J(\xi) &= J_0(1 - \alpha\xi)^4 \\ F(\xi) &= F_0(1 - \alpha\xi)^2 \end{aligned} \quad (11.2.)$$

$$\alpha = \frac{H}{L}, \quad \xi = \frac{x}{H}$$

где,  $F_0$  и  $J_0$  - соответственно площадь сечения и момент инерции в основании сооружения.

Толщина стенок минарета может или уменьшаться к верхнему концу или оставаться постоянной по высоте. Если толщина стенок переменная, приближенно можно принять, что она изменяется пропорционально радиусу поперечного сечения.

Расчетная схема отдельно стоящего минарета принимается в виде стержня переменного сечения с непрерывно распределенной жесткостью, пропорциональной моменту инерции  $J(\xi)$  и малой пропорциональной площади сечения  $F(\xi)$  (рис. 11.1.).

В виду того, что сооружение заглублено в грунт на глубину порядка 0,6-0,7  $H$  его высоты /33/ основание в дальнейших расчетах принимается жестким.

Деформированное состояние системы в процессе колебаний определяется величиной амплитуды  $\varphi(\xi, t)$

Некоторые минареты, такие как медресе Улугбека в Самарканде, медресе Шердор и мечеть Биби-Ханым в нижней зоне соединяются с

прилагающими частями сооружения, фактическая жесткость и опорная площадь которых существенно больше, чем собственно минарета. В вершинах внешних углов медресе Шердор первоначально возвышались четыре минарета, из которых до наших дней полностью сохранились только два, которые расположены по углам фасадной стены, выходящей на площадь Регистан.

Минарет имеет усеченного конуса, высота его от обреза фундамента составляет 30,2 м. Диаметр нижнего основания 4,5 м, верхнего 2,6 м. Вершина минарета увенчана карнизом, высота которого 1,7 м, внешний диаметр 4,2 м.

Отдельно стоящие минареты имеют отношение диаметра нижнего основания к высоте не менее 1:5. Форма минарета характеризуется значительным сужением кверху.

При этом соотношении размеров, минареты обладают по-видимому, достаточной степенью сейсмостойкости. Те минареты, которые построены на углах медресе, как например, медресе Шердор и Улугбек на площади Регистан в г. Самарканде, имеют отношение диаметра основания на уровне обреза фундамента к высоте порядка 1:8, и их форма характеризуется значительно меньшей степенью конечности. Интересно отметить, что если измерять высоту минарета от верха примыкающих массивных стен угловых помещений, то отношение диаметра нижнего основания, свободно стоящей части ствола минарета к высоте этой части, равно приблизительно 1:5. Это обстоятельство подтверждает вывод о том, что отношение ширины основания к высоте равное 1:5, считалось по-видимому предельным для свободно стоящих сооружений.

Из перечисленных соображений расчетную схему минаретов, возведенных в углах медресе, принимаем в виде гибкого сооружения с жесткой нижней частью. Центр тяжести этих сооружений лежит, как правило, за пределами диаметра минарета (рис. 11.2.).

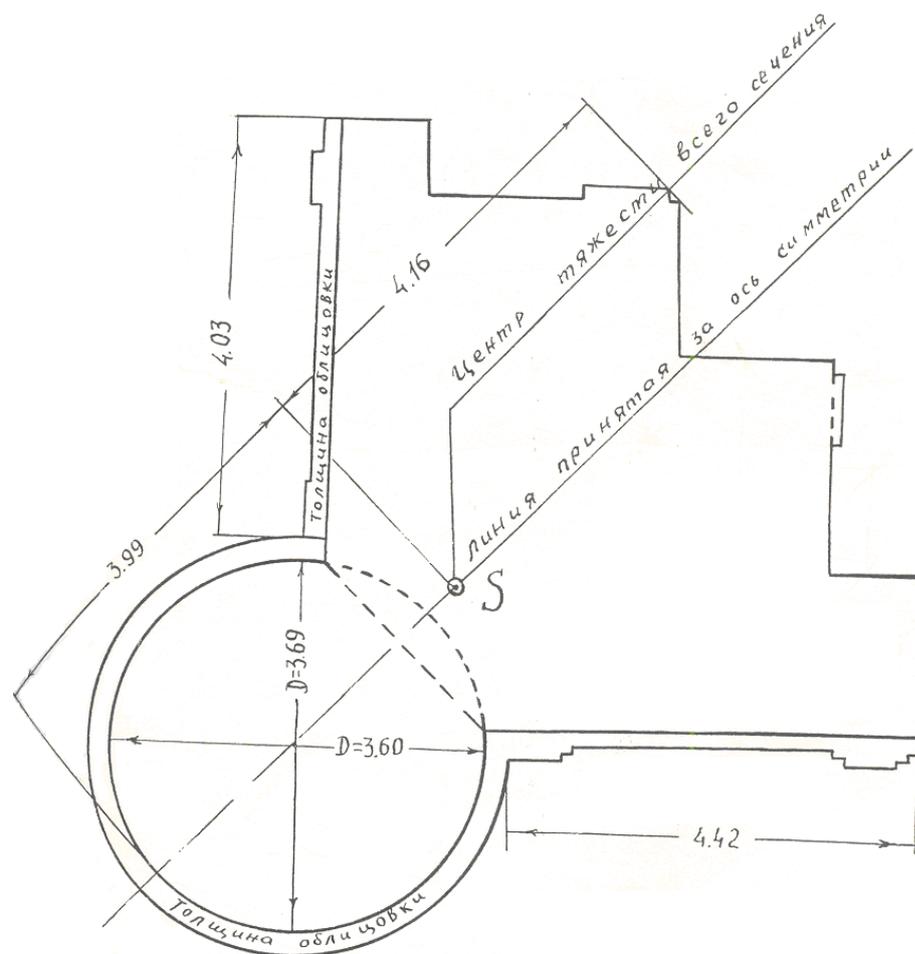


Рис. 11.2. Поперечное сечение минарета и пилона.

При определении динамических характеристик минаретов с жесткой нижней частью, в настоящей работе используется метод пробных постановок.

При исследовании сейсмостойкости сооружений со сдвиговым характером деформаций будем принимать расчетную схему в виде консольного стержня с сосредоточенными массами.

### 11.2. Собственные колебания отдельно стоящих минаретов

Задача о свободных поперечных колебаниях стержня перемещенного сечения может быть приведена к решению интегрального уравнения

$$y(\xi) = \lambda \int_0^e K(\xi, \eta, \alpha) y(\eta) d\mu(\eta), \quad (11.3)$$

$$\text{где, } \lambda = \frac{\omega^2 m_0 l^4}{B_0}, \quad m_0 = m(0), \quad B_0 = B(0)$$

$\omega$  - частота колебания;

$B_0$  - жесткость нижнего сечения стержня  $B_0 = EJ_0$ ;

$\lambda$  - собственное значение интегрального уравнения;

$K(\xi, \eta, \alpha)$  - ядро интегрального уравнения.

В работах Н.Кирхгофа, А.Н.Диника, Н.Мононобе, Ф.Морза и других авторов, занимавшихся исследованием колебаний стержней с указанным выше законом извлечения поперечного сечения, установлено, что собственные функции краевой задачи, соответствующего дифференциального уравнения четвертого порядка, можно выразить в функциях Бесселя. В виду большой трудоемкости вычислений, связанных с этим решением, исследования ограничились определением низшей частоты собственных колебаний консольных стержней, имеющих форму полного и усеченного конуса. Однако, для динамического расчета сооружений требуется знание не только первой, но и высших частот и соответствующих им форм колебаний высоких, гибких стержней конического сечения.

Составляющие сейсмических воздействий по высшим формам в высоких, гибких сооружениях могут превосходить усилия по основной форме колебаний. В особенности это относится к верхним сечениям гибких сооружений, где расположены зоны пучностей высших форм колебаний. Указанное обстоятельство существенно влияет на поведение сооружения при землетрясении. Детальный анализ разрушений высоких, гибких сооружений, типа дымовых труб, свидетельствует, что объяснение наблюдаемых повреждений сечений, расположенных в верхней половине, и особенно в верхней трети высоты сооружения, можно получить на основе рассмотрения совместного воздействия низших и высших форм колебаний.

В настоящей работе для исследования напряженного состояния минаретов сейсмические воздействия определяются по пяти формам колебаний.

Собственные функции ядра уравнения (11.3) как и в представлены с помощью балочных функций консольного стержня постоянного сечения, что приводит к более удобному для практических целей, решению. Ядро уравнения (11.3) имеет вид:

$$K(\xi, \eta, \alpha) = \int_0^{\xi} \frac{(\xi - \tau)(\eta - \tau)}{(1 - \alpha\tau)^4} d\tau \quad \xi \leq \eta \quad (11.4)$$

Интегрируя получим

$$K(\xi, \eta, \alpha) = \frac{3\xi^2\eta - 2\alpha\xi^3\eta - \xi^3}{6(1 - \alpha\xi)^2} \quad \xi \leq \eta$$

$$K(\xi, \eta, \alpha) = K(\eta, \xi, \alpha) \quad \xi \leq \eta \quad (11.5)$$

Умножим числитель и знаменатель этого выражения на  $(1 - \alpha\eta)^2$  и приведем его к виду

$$K(\xi, \eta, \alpha) = \frac{1}{(1 - \alpha\xi)^2(1 - \alpha\eta)^2} \left[ K_0(\xi, \eta) - \frac{\alpha}{4} \xi^2 \eta^2 - \frac{\alpha}{3} \xi^2 \eta^2 \left( \alpha \cdot \xi - \frac{3}{2} \right) \left( \alpha\eta - \frac{3}{2} \right) \right], \quad (11.6)$$

где

$K_0(\xi, \eta)$  - ядро интегрального уравнения (4.3) для стержня постоянного сечения в безразмерных координатах

$$K_0(\xi, \eta) = \begin{cases} \frac{\xi^2}{2} \left( \eta - \frac{\xi}{3} \right), & \xi \leq \eta \\ \frac{\eta^2}{2} \left( \xi - \frac{\eta}{3} \right), & \xi \geq \eta \end{cases} \quad (11.7)$$

Известные собственные значения и функции ядра  $K_0(\xi, \eta)$  обозначим через  $\lambda_i^0$  и  $\Psi_i(\xi)$ . Собственные функции  $\Psi_i(\xi)$  считаем нормированным по массе.

Разложим второе и третье слагаемые в квадратных скобках выражения (4.6) в ряд по функциям  $\Psi_i(\xi)$ .

$$\frac{\alpha}{4} \xi^2 \eta^2 + \frac{\alpha}{3} \xi^2 \eta^2 \left( \alpha\xi - \frac{3}{2} \right) \left( \alpha\eta - \frac{3}{2} \right) = \sum_{i=1}^{\infty} C_i^0(\eta) \Psi_i(\xi) \dots \quad (11.8)$$

$$C_i^0(\eta) = \int_0^1 \left[ \frac{\alpha}{4} \xi^2 \eta^2 + \frac{\alpha}{3} \xi^2 \eta^2 \left( \alpha\xi - \frac{3}{2} \right) \left( \alpha\eta - \frac{3}{2} \right) \right] \cdot \Psi_i(\xi) d\xi \dots \quad (11.9)$$

Как показано в ряд (11.8.) сходится равномерно в силу известных свойств фундаментальных функций. Подставляя (11.8) в (11.6) и используя билинейное разложение ядра  $K_0(\xi, \eta)$  по его собственным функциям, которое в данном случае сходится равномерно относительно совокупности переменных для  $0 \leq \alpha \leq 1$ , получим следующие выражения:

$$K(\xi, \eta, \alpha) = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{[\psi_i(\eta) - C_i(\eta)]\psi_i(\xi)}{\lambda_i^0 (1 - \alpha\eta)^2 (1 - \alpha\xi)^2} \quad (11.10.)$$

где

$$C_i(\eta) = \lambda_i^0 C_i^0(\eta)$$

Собственные функции в (4.10.) при  $\eta$  первых членах ряда получаются в виде

$$\Psi_i(\psi) = \frac{\lambda_i}{(1 - \alpha\xi)^2} \sum_{j=1}^n I_{ij} \frac{\psi_j(\xi)}{\lambda_j^0} \quad (11.11.)$$

Коэффициенты  $I_{ij}$  определяются из системы уравнений

$$I_{ij} - \lambda_i \sum_{k=1}^n a_{jk} I_{ik} = 0, \quad j = 1, 2, \dots, \eta, \dots \quad (11.12.)$$

где

$$a_{jk} = \int_0^1 \vartheta_j(\eta) a_k(\eta) d\mu(\eta) \quad (11.13.)$$

В формуле (9.13.) функции подинтегрального выражения имеют следующие значения

$$a_k(\eta) = \frac{\psi_k(\eta)}{\lambda_k^0 (1 - \alpha\xi)^2} \quad (11.14.)$$

$$\vartheta_j(\eta) = \frac{\psi_j(\eta) - C_j(\eta)}{(1 - \alpha\eta)^2} \quad (11.15.)$$

Для определения постоянных  $I_{ij}$  получим систему линейных алгебраических уравнений.

$$D(\lambda) = \begin{vmatrix} 1 - \lambda a_{11} & -\lambda a_{12} & \dots & -\lambda a_{1\eta} \\ -\lambda a_{21} & 1 - \lambda a_{22} & \dots & -\lambda a_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ -\lambda a_{n-1} & -\lambda a_{n2} & \dots & 1 - \lambda a_{nn} \end{vmatrix} = 0 \quad (11.16)$$

Этот полином от  $\lambda_i$ , степень которого не выше  $\eta$ , тождественно не равен нулю. Отсюда следует, что существует не более  $\eta$  различных значений  $\lambda_i$ , при которых  $D(\lambda) = 0$ . При этих значениях  $\lambda$  система (11.12.) либо неразрешима, либо имеет бесчисленное множество решений.

При всех остальных значениях  $\lambda$  интегральное уравнение разрешимо и имеет единственное решение. Коэффициенты системы линейных уравнений (11.12.), из которой определяются компоненты  $I_{ij}$ , зависят от параметра  $\alpha$ , поэтому указанным способом можно получить собственное число  $\lambda_i$  и собственные функции (11.11.) каждый раз только для одного значения этого параметра. Для примера произведены расчеты для следующих значений коэффициента конечности:  $\alpha = 0,0$ ;  $\alpha = 0,5$ ;  $\alpha = 1,0$ ;

Собственные значения  $\lambda_i$  и коэффициенты частот  $\sqrt{\lambda_i}$  приведены в табл. 11.1., формы колебаний, нормированные по массе  $\int_0^1 [J_i(\xi)]^2 d\mu(\xi) = 1$  (9.17.), показаны на рис. 11.4., 11.5., 11.6.

Ординаты этих функций даны в табл. 11.2., 11.3., 11.4.

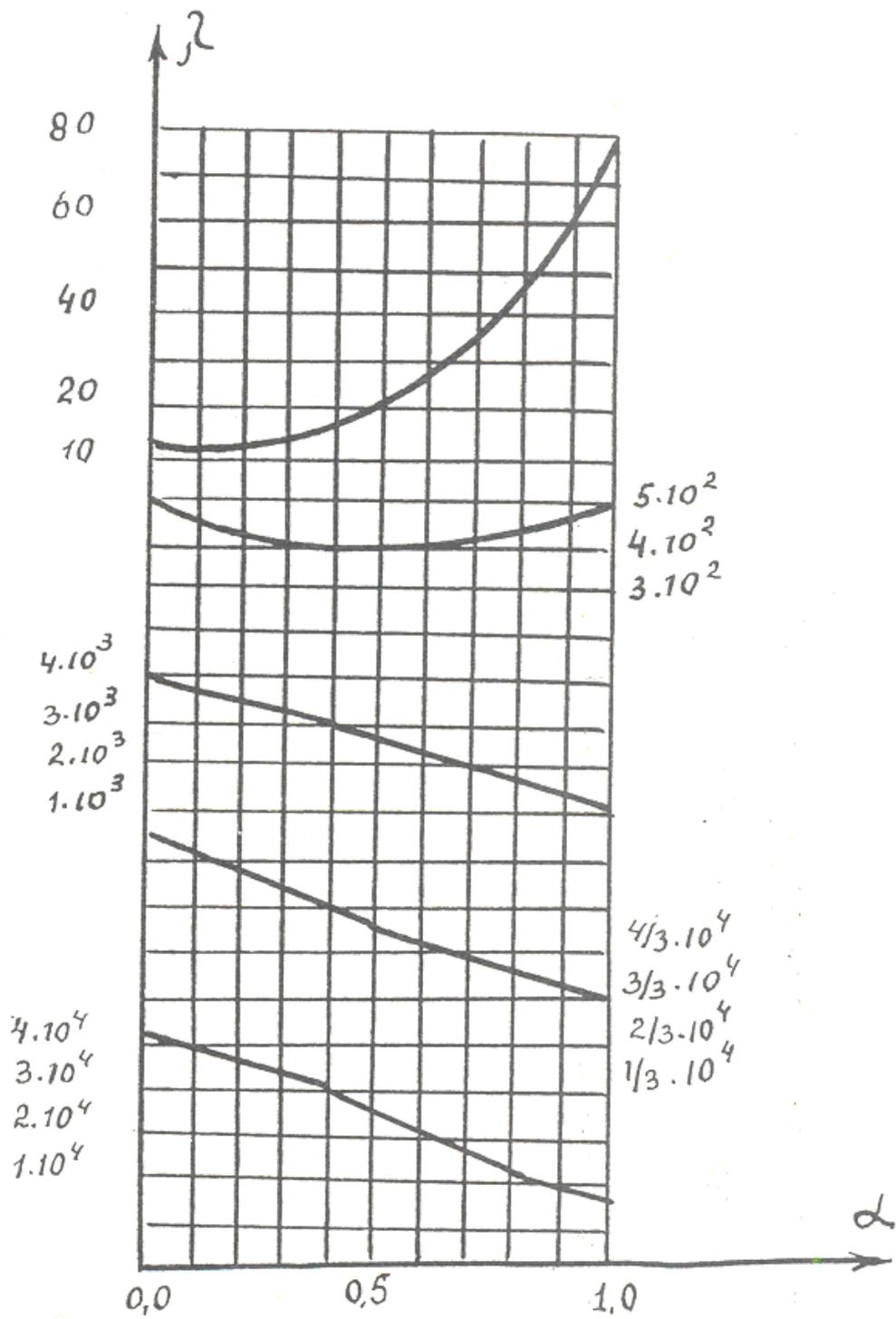


Рис. 11.3. График частот колебаний конического стержня.

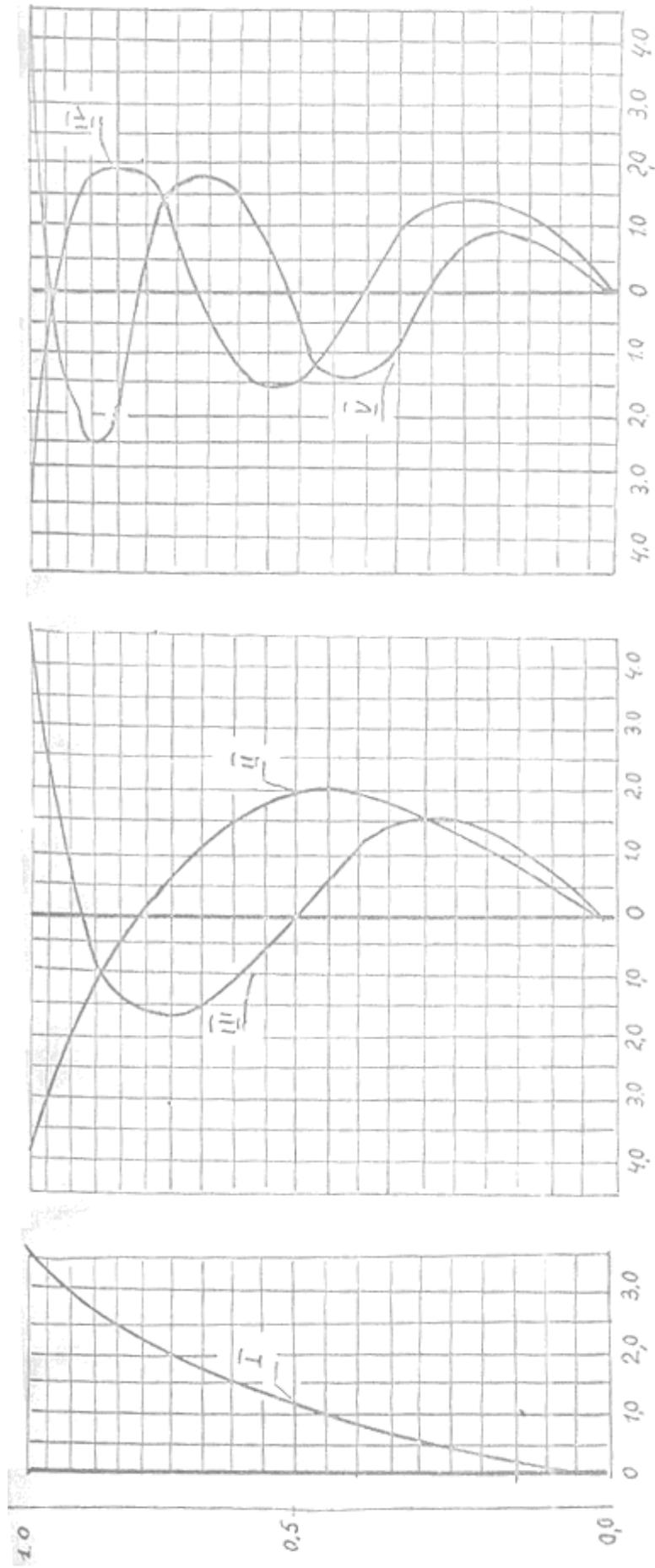


Рис. 11.4. Нормированные формы колебаний конического стержня ( $\alpha = 0.5$ , I — У номера тонов)

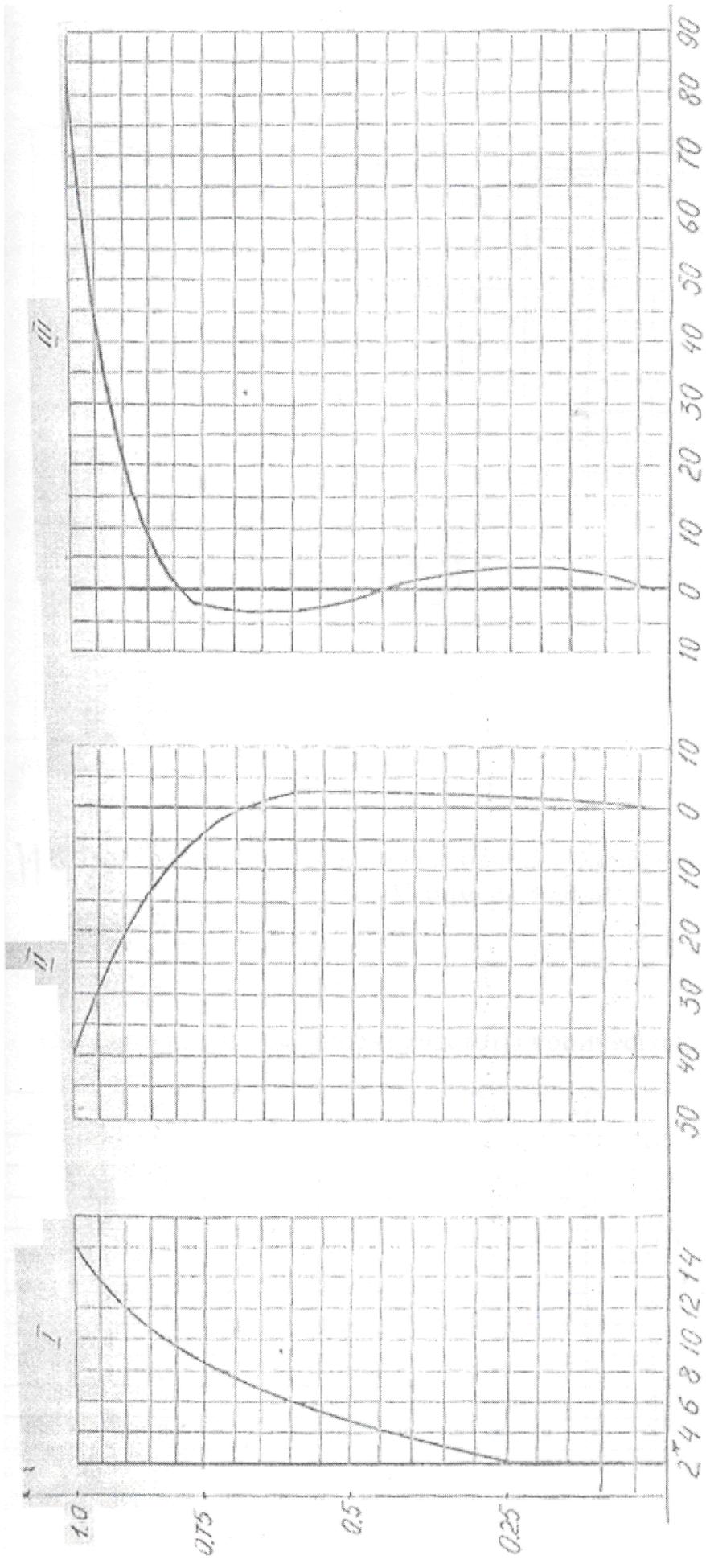
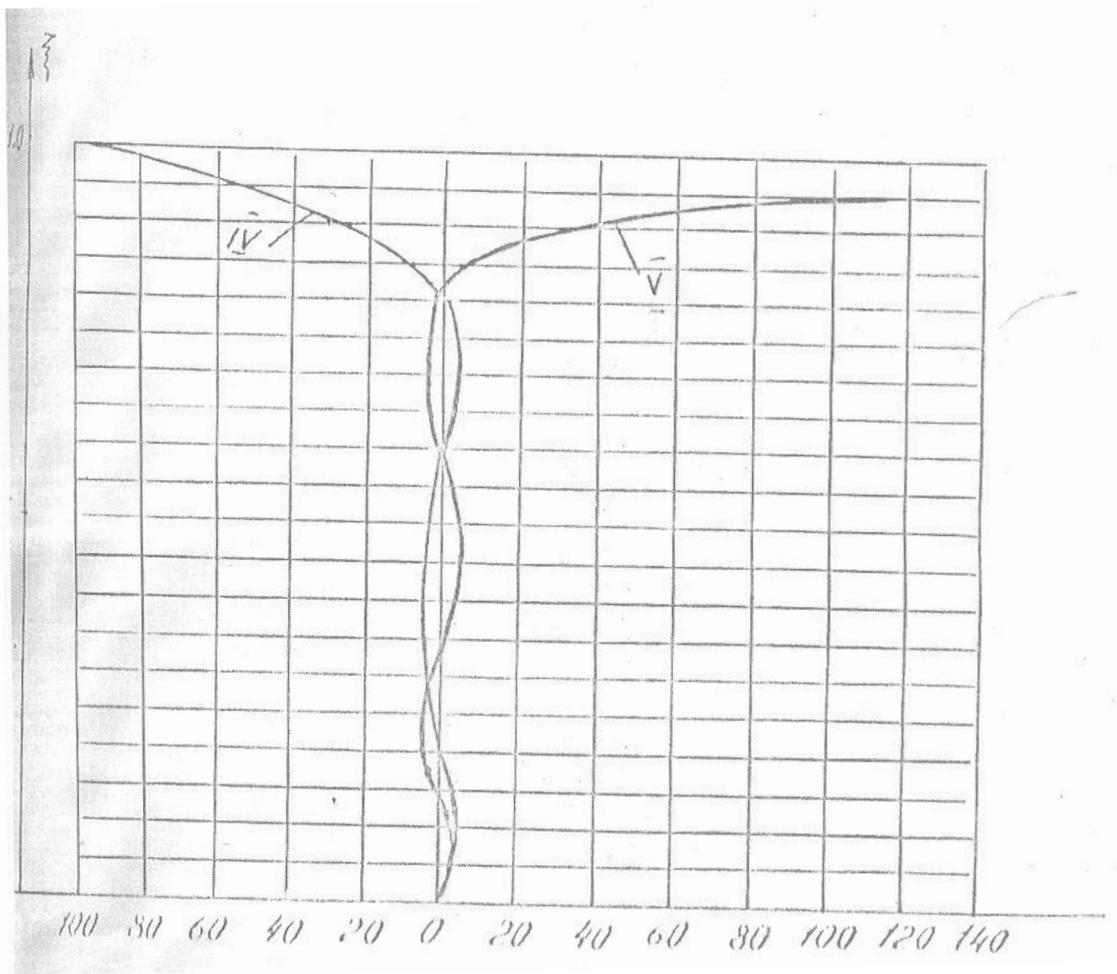


Рис. 11.5. Нормированные формы колебаний конического стержня ( $\alpha = I, II - III$  номера тонов)



11.6. Нормированные формы колебаний конического стержня  
( $\alpha = I, IV - V$  номера тонов)

Таблица 11.1.  
Определение коэффициента частоты конического стержня

$\alpha$	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\lambda_4$	$\lambda_5$
0,1	11	450	3600	13700	40000
0,2	12	420	3500	12660	36000
0,3	14	405	3300	11320	34000
0,4	16	400	3000	10000	30500
0,5	20	400	2670	8600	26500
0,6	26	410	2300	7330	21000
0,7	34	420	2000	6300	17000
0,8	46	440	1700	5300	12600
0,9	62	460	1300	4300	10000
1,0	78	500	1100	3300	7000

Из табл. 11.1. видно, что первое собственное число больше чем для стержня постоянного сечения, все остальные собственные числа для усеченного конуса меньше, чем для стержня постоянного сечения.

Значение первого собственного числа близко к величине, найденной Н.Мононобе ( $\lambda_1=20,34$ ). Высшие частоты упомянутыми ранее авторами, не были вычислены. Изложенным здесь способом в определено приближенное выражение для собственных значений  $\lambda_i(\alpha)$ . На рис. (11.6.) представлены кривые  $\lambda_i(\alpha)$ , полученные. Видно, что они проходят через точки, соответствующие приведенным в табл. 11.1. значениям при  $\lambda_i(0,5)$ .

По рис. 2.6. можно определить  $\lambda_i$  для первых пяти гармоник и найти частоты собственных колебаний по формуле (2.3.) для различных по форме минаретов.

Ординаты форм колебаний для промежуточных значений можно определить по интерполяции между известными значениями. С этой целью в табл. 11.2., 11.3., 11.4. приведены ординаты форм колебаний для стрержня в форме полного конуса ( $\alpha=1$ ). Формы вычислены по форме приведенной в [48 ].

По этим данным определялись динамические характеристики десяти минаретов без учета податливости основания по формуле

$$J_i^0 = \frac{1}{H^2} \sqrt{\frac{\pi_i B_0}{m_0}} \quad (11.18.)$$

где

$J_i^0$  - частоты  $n$ -го тона колебаний;

$m_0$  - масса единицы длины в основании сооружений

$$m_0 = \frac{F_0 \gamma}{q},$$

$\lambda_i$  - коэффициент частоты с учетом конусности, определяемый в зависимости от  $H/L$  по рис. 11.1.

$\gamma$  - объемный вес кладки.

Таблица 11.2.

Нормированные формы колебаний стрержня постоянного сечения ( $\alpha = 0$ )

$\xi$	Формы колебаний (нормированные)				
	$\Phi_1$	$\Phi_2$	$\Phi_3$	$\Phi_4$	$\Phi_5$
0.01	0,00087	0,00165	0,00601	0,0114	0,0190
0.02	0,00139	0,00954	0,0234	0,0448	0,0730
0.03	0,00262	0,0189	0,0412	0,0969	0,154
0.04	0,00552	0,358	0,0884	0,165	0,260
0.05	0,00881	0,0510	0,135	0,247	0,382
0.10	0,0338	0,185	0,448	0,770	1,075
0.15	0,0735	0,378	0,849	1,268	1,495

0.20	0,128	0,602	1,209	1,508	1,319
0.25	0,195	0,835	1,449	1,371	0,570
0.30	0,273	1,052	1,514	0,868	-0,422
0.35	0,362	1,235	1,376	0,127	-1,199
0.40	0,460	1,368	1,051	-0,632	-1,393
0.45	0,566	1,435	0,583	-1,201	-1,018
0.50	0,679	1,429	0,040	-1,414	0,00076
0.55	0,798	1,343	-0,499	-1,213	0,920
0.60	0,922	1,179	-0,948	-0,655	1,400
0.65	1,051	0,941	-1,237	0,0891	1,213
0.70	1,175	0,634	-1,315	0,793	0,452
0.75	1,316	0,271	-1,163	1,240	-0,511
0.80	1,450	-0,137	-0,789	1,281	-1,199
0.85	1,588	-0,584	-0,231	0,874	-1,251
0.90	1,724	-1,046	0,457	0,0890	-0,578
0.95	1,368	1,522	1,218	-0,953	0,621
1:00	2:000	-2:000	-2:000	-2:000	-2:000
$S_i$	0,783	0,434	0,254	0,182	0,1415

Таблица 11.3.

Ординаты собственных функций (нормированных)

$\alpha = 0,5$

$\xi$	$\Phi_1$	$\Phi_2$	$\Phi_3$	$\Phi_4$	$\Phi_5$
0.01	0,00067	0,00125	0,00433	0,00788	0,00522
0.02	0,00166	0,00624	0,0174	0,0319	0,0212
0.03	0,0036	0,0132	0,0310	0,0666	0,0448
0.04	0,00688	0,0266	0,0674	0,1185	0,0782
0.05	0,01035	0,0385	0,103	0,1802	0,119
0.10	0,0408	0,1485	0,364	0,610	0,399
0.15	0,0926	0,3256	0,736	1,110	0,730
0.20	0,1588	0,5562	1,123	1,492	0,908
0.25	0,2454	0,828	1,452	1,600	0,762
0.30	0,3525	1,115	1,656	1,339	0,223
0.35	0,477	1,334	1,667	1,743	-0,567
0.40	0,624	1,636	1,463	1,382	-1,262
0.45	0,791	1,807	1,028	-1,010	-1,530
0.50	0,982	1,885	0,434	-1,676	-0,831
0.55	1,195	1,841	-0,2863	-1,875	0,392
0.60	1,425	1,67	-1,015	-1,495	1,68
0.65	1,668	1,362	-1,638	-0,498	2,241
0.70	1,955	0,923	-2,019	0,600	1,560
0.75	2,178	0,365	-2,052	1,694	-0,2355
0.80	2,462	-0,306	-1,652	2,275	-2,060
0.85	2,710	-1,106	0,773	1,990	-2,950
0.90	3,000	-2,035	0,5875	0,697	-1,872
0.95	3,310	-3,112	2,414	-1,580	1,306
1:00	3,675	4,410	4,670	-4,380	5,980

Таблица 11.4.

Нормированные формы колебаний конического стержня  
 $\alpha = 1,0$

$\xi$	$\varphi_1$	$\varphi_2$	$\varphi_3$	$\varphi_4$	$\varphi_5$
0.00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0.05	0,01654	+0,0246	-	0,162	0,11
0.10	0,0671	+0,1296	0,258	0,497	0,39
0.15	0,0984	+0,313	-	0,254	0,78
0.20	0,286	+0,5715	0,686	-0,121	1,1125
0.25	0,465	+0,891	-	-0,668	-0,8137
0.30	0,694	+1,261	-1,164	-1,4575	-2,74
0.35	0,957	+1,655	-	-2,0237	-1,07
0.40	1,337	+2,035	0,1075	-2,59	0,598
0.45	1,762	+2,358	-	-2,14	2,42
0.50	2,262	+2,544	-0,696	-1,69	4,24
0.55	2,850	+2,520	-	-1,258	1,612
0.60	3,549	+2,157	-3,250	-0,827	-1,015
0.65	4,340	+1,320	-	0,501	-1,98
0.70	5,250	-0,168	-5,340	1,845	-1,72
0.75	6,296	-2,6020	-	2,622	-0,90
0.80	7,470	-6,215	-1,917	3,399	-0,07
0.85	8,80	-11,38	-	-12,51	0,92
0.90	10,30	-18,48	21,10	-28,1	1,91
0.95	11,98	-28,30	-	-63,8	117,64
1:00	13,88	-41,17	88,40	-98,8	237,2
$S_i$	0,304	0,235	0,0213	0,0162	0,00646

Приняв

$$j = 16,67 \text{ кН/м}^3 \quad J_0 = \frac{\pi d^4}{64} \quad F_0 = \frac{\pi d_0^2}{4}$$

$$q = 9.81 \text{ м/сек}^2$$

и преобразуем формулу (4.3.) получим

$$\varphi_i^0 = \frac{d_0}{H^2 1,665} \sqrt{\lambda_i E}; \quad T_i = \frac{2\pi H^2 1,665}{d_0 \sqrt{\lambda_i E}} \quad (11.19.)$$

$T_i$  - период  $i$ -ой формы колебаний.

По действующим нормативам для каменных конструкций жесткость связана прямой зависимостью с  $R^H$  нормативной прочностью кладки, которая в свою очередь зависит от марки раствора и кирпича.

Древний среднеазиатский кирпич, по экспериментальным данным имел марку порядка 75-100. Прочность гипсовых и ганчевых растворов определялись специальными испытаниями, которые проводились в УЗЛИТТИ.  $R^H = 1250$  КПа;  $R^H = 95$  КПа; и соответственно  $E = 144345$  КПа.

В табл. 4.5. представлены частоты первых пяти тонов колебаний для десяти минаретов. На рис. 11.7., 11.8., 11.9. показаны формы колебаний минаретов Калон и Кальта-Минор.

Таблица - 11.5.

Расчетные частоты минаретов

№	Минареты	$L$ , м	$\alpha$	$\lambda_1$	$\omega_1$	$\omega_2$	$\omega_3$	$\omega_4$	$\omega_5$	$T_{\text{экс}} / T_{\text{рас}}$
1	Бало-Хауз	23	0,52	23	24	96	232	696	1160	$\frac{0,45}{0,265}$
2	Калон	82	0,52	23	6,34	25,6	63,4	120,5	204,6	$\frac{0,95}{0,99}$
3	Вабкент	57	0,68	32	6,7	23,7	50,3	96,8	140,3	$\frac{1,1}{0,94}$
4	Кальта-минор	107	0,26	16	19,6	84	230	462	775	$\frac{0,36}{0,323}$
5	Ислом-хожа	74	0,77	40	7,75	24,5	44,2	86,7	137,2	$\frac{0,89}{0,81}$
6	М-т Улугбека	93	0,37	18	7,7	32,8	79,0	-	-	$\frac{0,91}{0,81}$
7	М-т Биби-Ханым	60	0,30	16	11,6	32	88	168	289	$\frac{0,48}{0,54}$
8	Саид-Бия	57,5	0,48	22	7,75	30,2	77,4	146,3	250,5	$\frac{0,86}{0,81}$
9	Джума	72	0,48	22	9,00	38,3	92,3	179,4	310,7	$\frac{0,79}{0,7}$
10	Шердор	71	0,42	20	7,86	23,72	48,2	-	-	$\frac{1,027}{0,80}$

где,  $L$  - высота соответствующего полного конуса;  $\alpha$  - коэффициент конечности;  $\lambda$  - коэффициент частоты;  $\omega_i$  - частота собственных колебаний  $i$ -го тона;  $T_{\text{экс}}$  - период собственных колебаний, полученный экспериментально;  $T_{\text{рас}}$  - вычисленный аналитически.

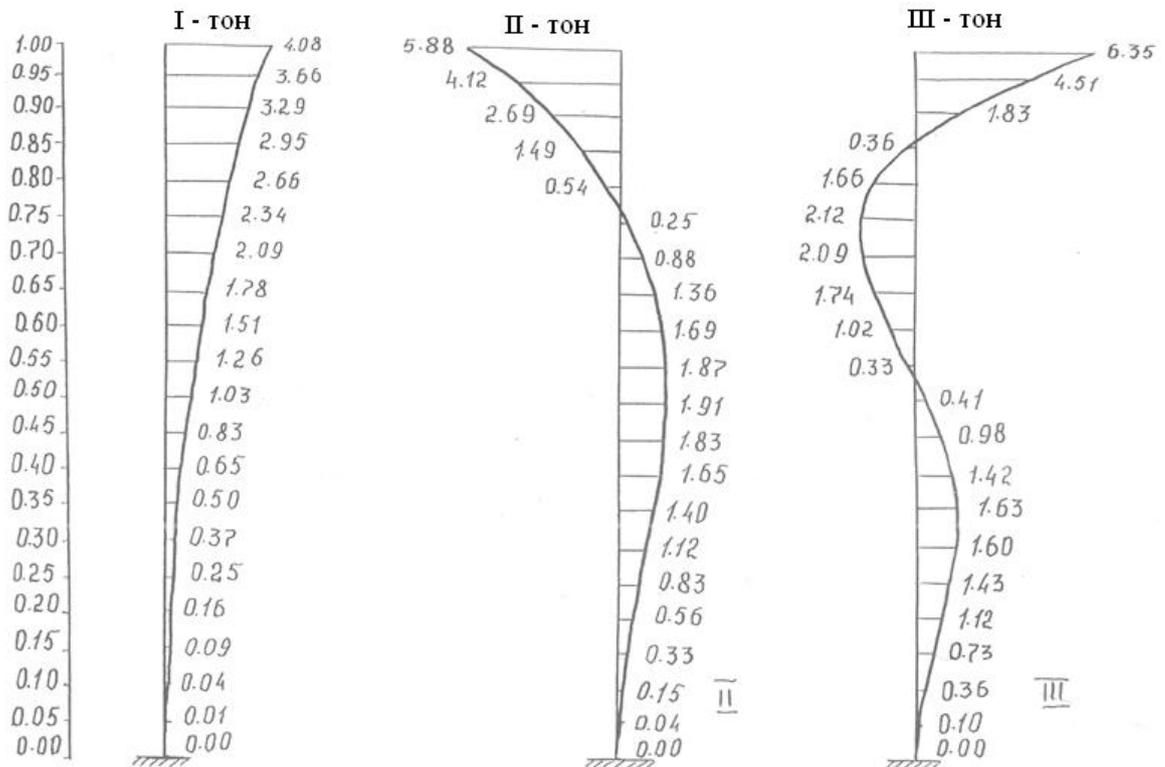


Рис. 11.7. Формы колебаний минарета Калон (I-III номера тонов).

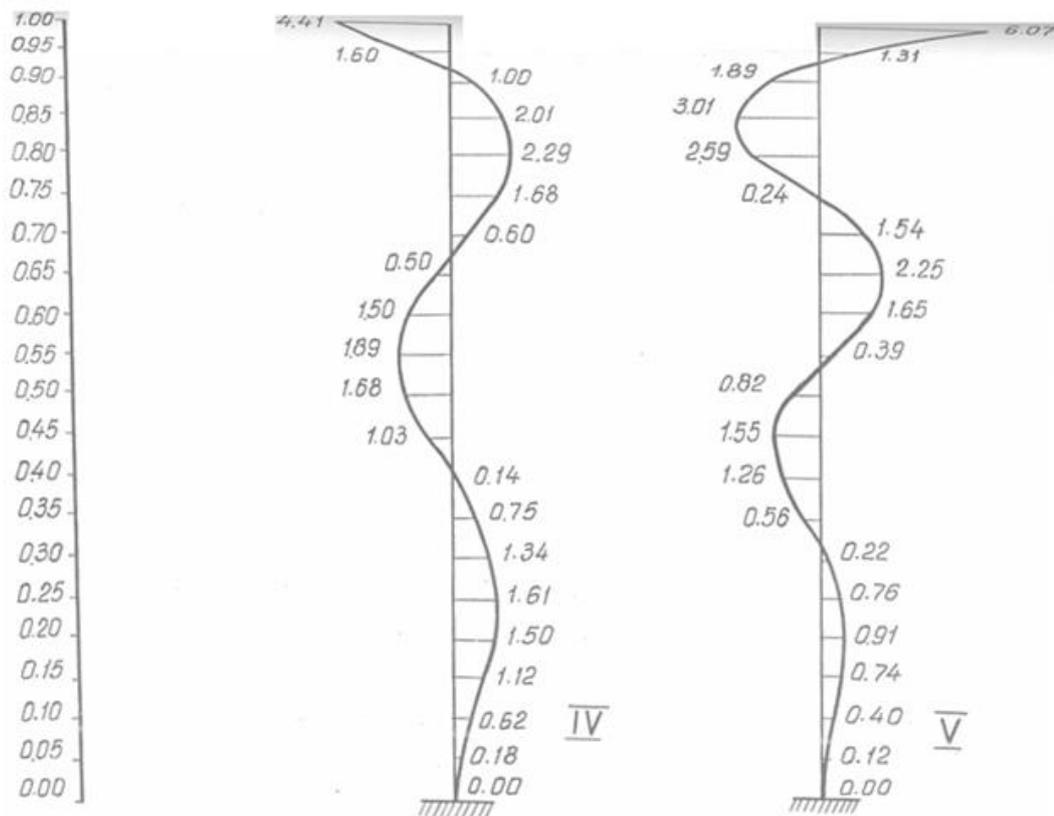


Рис. 11.8. Формы колебаний минарета Калон (IV-V номера тонов).

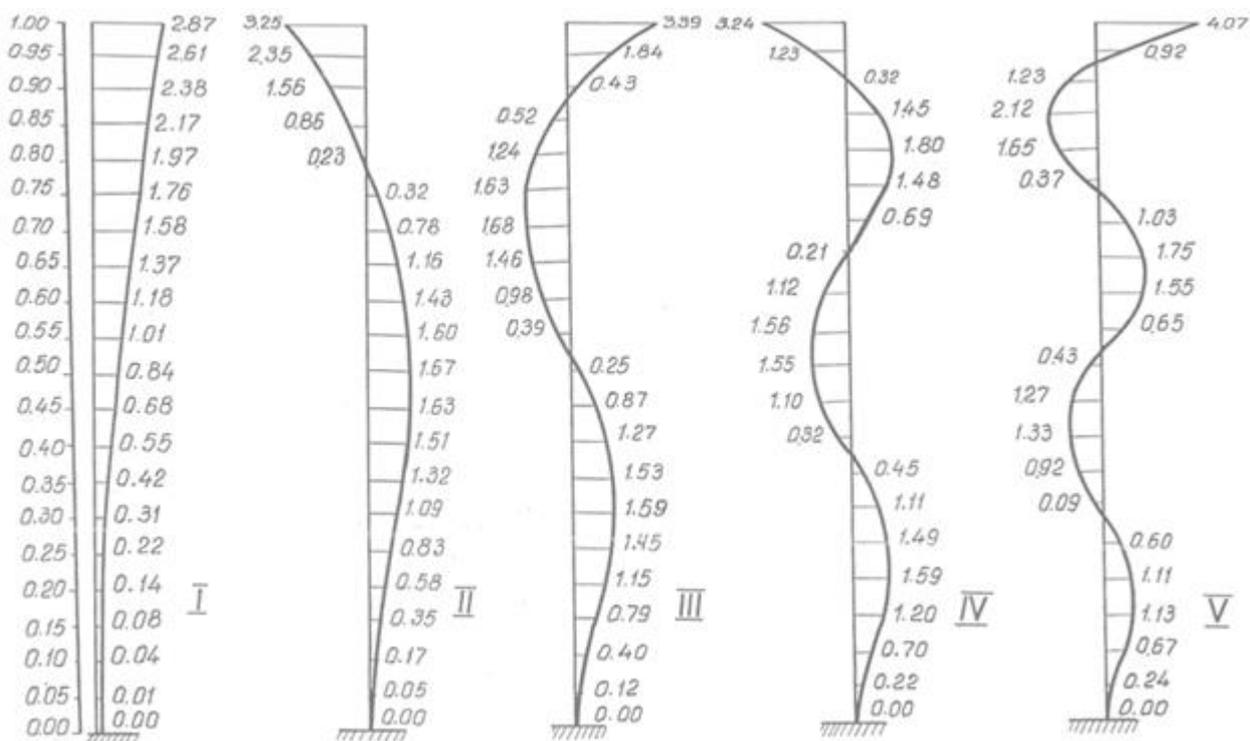


Рис. 11.9. Формы колебаний минарета Кальта-Минор (I-V номера тонов).

### 11.3. Динамические характеристики минаретов с жесткой нижней частью

Метод пробных подстановок для определения частот и форм собственных колебаний рамных систем был предложен американским ученым Я.Гольдбергом и в последние годы получил свое дальнейшее развитие.

К расчету стержней переменного сечения с непрерывно распределенной массой с учетом деформаций изгиба, сдвига и податливости основания метод пробных подстановки был разработан ниже нами. Этот метод, для определения динамических характеристик, распространен на сооружения с кусочно изменяющимся законом распределения масс.

Метод пробных подстановок для определения частот свободных колебаний заключается в том, что при гармонических колебаниях основания с произвольной частотой и произвольной, но конечной амплитудой, перемещения всех масс относительно неподвижной системы координат будут иметь конечную величину. Исключением является случай совпадения

частоты возмущения  $\omega_0$  с одной из собственных частот колебаний системы  $\omega_k$ . В этом случае конечным перемещениям всех точек системы соответствует бесконечно малое перемещение основания.

Таким образом, задача заключается в том, чтобы для системы с " $N$ " степенями свободы, нагруженной системой инерционных нагрузок, зависящих от частоты  $\omega_0$ , определить перемещение основания -  $y_0$ , при этом, если  $y_0 = 0$ , то частота колебаний основания -  $\omega_0$  совпадает с одной из собственных частот системы.

Величина одной из ординат (например, в верхнем этаже) может приниматься произвольной, так как при любых конечных ее значениях смещение основания будет оставаться бесконечно малым.

Принимается для всех форм колебаний

$$y_1 = +1$$

Тогда смещение основания

$$y_1 = 1 - \sum_{j=1}^N \Delta_j$$

$\Delta_j = y_j - y_{j+1}$  - взаимное смещение смежных уровней. Для вычисления величин  $\Delta_j$  разработан достаточно простой алгоритм, произведенный в табличной форме (табл. 4.12.). Механизм вычислений следующий: задается величина  $\omega_0$ , определяются инерционные нагрузки  $F_n$  и смещение основания при их действии на систему. Если получится, что  $y_0 = 0$ , то  $\omega$  есть одна из собственных частот, если  $y_0 \neq 0$ , то задается следующая величина  $\omega_0$  и процесс повторяется. Одновременно с частотой, в процессе вычислений определяются и форма колебаний ординатами которой является величина  $y_j$ . В конце процесса вычислений, если  $y_0 \neq 0$ , по знаку этой величины можно определить, в какую сторону увеличения или уменьшения, следует изменять заданную частоту  $\omega_0$ .

Расчетная схема минаретов с жесткой нижней частью принимается в виде консольного стержня с сосредоточенными массами (рис. 11.10.). Для этой цели минарет подразделяется на отдельные, достаточно мелкие участки с массами, сосредоточенными в их центрах тяжести.

Нередко минареты рассматриваемого типа имеют массивную венчающую часть, массу которой следует считать сосредоточенной в уровне верха сооружения. В этом случае разделение на участки удобно производить по способу, показанному на рис. 11.10.

Предварительные подсчеты собственных частот минаретов с непрерывной массой показывают, что для получения удовлетворительной точности в части низших частот, достаточно разделить минареты на 6-8 участков, в зависимости от высоты.

В рассматриваемом типе минаретов число участков принималось равным (рис. 11.10.).

Нумерация участков начинается сверху.

Матрицы влияния единичных перемещений можно построить, используя уравнение упругом линии стержня. Однако, даже в тех случаях, когда это уравнение известно, проще использовать матрицы влияния в табличном виде. Для расчетной схеме, представленной на рис. 9.10. примем следующие обозначения:

$h_i$  - высота  $i$ -го участка;

$B_0^i$  - жесткость поперечного сечения;

$B_{op}$  - жесткость заделка сооружения в основание;

$m_i$  - масса участка;

$\theta_i$  - угол поворота  $i$ -го участка;

$P_{ik}$  - коэффициент, учитывающий сдвиговые деформации элементов, равный

$$P_{ik} = \frac{B_i \Sigma}{E f_i h_i^2} \quad (11.20.)$$

где,  $F_i$  - площадь поперечного сечения  $i$ -го участка минарета;

$\Sigma$  - отношение модулей изгиба и сдвига с учетом коэффициента формы сечения

$$\Sigma = \frac{ME}{\varphi}$$

В таб. 11.6., 11.7. приведены постоянные величины для вычисления матрицы влияния единичных перемещений минарета Шердор с учетом изгиба - сдвиговых форм колебаний и податливости основания.

В таб. 11.8., 11.9. вычисляются перемещение участка  $\sigma_i$ ,  $i=1.2.....10$  единичной нагрузки на каждом уровне. Для каждого положения нагрузки первоначально определяются все величины, указанные в первых четырех строках таблицы, затем вычисления производятся в обратном порядке, начиная с 5-ой строки. Таким образом, нижняя часть таблицы (строки 5-7) заполняется для всех участков только для положения нагрузки на уровне верхнего участка ( $P_i=1$ ).

В последнем столбец табл. 11.8. данным формулы для участков с номером  $2 \leq i \leq 10$ .

Матрицы влияния, полученные описанным способом, представлены в табл. 11.10., 11.11. С помощью табл. 11.9. и данных графы  $P=1$ , заполняется первые столбец искомой матрицы. Каждый следующий столбец заполняется в соответствии с графами под рубрикой «К». Верхняя правая половина матрицы может быть заполнена на основании симметрии относительно главной диагонали  $a_{1.10} = a_{10.1}$ . Пример вычисления элементов влияния перемещений минарета Шердор иллюстрируется в табл. 11.7., 11.9., 11.11.

Таблица 11.6.

Постоянные величины для вычисления матриц влияния минаретов с учетом деформаций изгиба сдвига и податливости основания

№	Этаж (ярусы)		
	1	N	(основная)
1	$h_1$	$h_n$	
2	$B_1 = \frac{Bu_1}{h_1}$	$B_n = \frac{B_n}{h_n}$	$B_\phi$
3	$B_1^1 = \frac{Bu_1}{h_1(1+12p_1)}$	$B_n^1 = \frac{Bun}{h_n(H+12p_n)}$	
4	$\frac{h_1}{12B_1^1}$	$\frac{h_n}{12B_n^1}$	

Таблица 11.7.

Постоянные величины для вычисления матриц влияния минарета Шердор с учетом деформации изгиба, сдвига и податливости основания

УЧАСТКИ											
№	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Основан
1	2,2	2,76	2,76	2,76	2,76	2,76	3,6	4,1	3,8	1,9	
2	68181	35326	57340	95095	135870	206520	210416	768290	1105263	3157895	$B_{\phi}=66 \cdot 10^5$
3	19370	11181	17142	30488	40920	51900	71561	161582	213882	154000	
4	$95 \cdot 10^{-7}$	$206 \cdot 10^{-7}$	$134 \cdot 10^{-7}$	$75 \cdot 10^{-7}$	$56 \cdot 10^{-7}$	$44 \cdot 10^{-7}$	$42 \cdot 10^{-7}$	$21 \cdot 10^{-7}$	$15 \cdot 10^{-7}$	$1028 \cdot 10^{-7}$	

Таблица 11.8.

Вычисление матриц влияния перемещение минаретов с учетом деформаций изгиба сдвига и податливость основания

№	$R_1=1$				$R_k=1$			примечание
	УЧАСТКИ				УЧАСТКИ			
	1	n	N	(основание)	1	n. n<k	k	
1	$M_1 = \frac{h_2}{2}$	$M_n = \frac{h_{n-1} + h_n}{2}$	$M_N = \frac{h_{N-1} + h_N}{2}$		-	-		$M_k = \frac{h_k}{2}$
2	$R_1 = M_1$	$R_n = M_n + R_{n-1}$	$R_N = M_N + R_{N-1}$	$R_0 = R_N$	-	-		$R_k = M_k$
3	$\frac{R_1}{B_1}$	$\frac{R_n}{B_n}$	$\frac{R_N}{B_N}$	$\theta_0 = \frac{R_0}{B_{\phi}}$	-	-		$\frac{R_k}{B_k}$
4	$\theta_1 = \frac{R_1}{B_1} + \theta_2$	$\theta_n = \frac{R_n}{B_n} + \theta_{n+1}$	$\theta_N = \frac{R_N}{B_N} + \theta_0$		-	-		$\theta_k = \frac{R_k}{B_k} + \theta_{k+1}$
5	$\psi_1 = \frac{h_1}{12B_1^1} + \frac{R_1}{2B_1} + \theta_2$	$\psi_n = \frac{h_n}{12B_n^1} + \frac{R_n}{2B_n} + \theta_{n+1}$	$\psi_N = \frac{h_N}{12B_N^1} + \frac{R_N}{2B_N} + \theta_0$		-	-		$\psi_k = \frac{h_k}{12B_k^1} + \frac{R_r}{2B_n} + \theta_{k+1}$
6	$\Delta_1 = \psi_1 h_1$	$\Delta_n = \psi_n h_n$	$\Delta_N = \psi_N h_N$		-	-		$\Delta_k = \psi_k h_k$
7	$\sigma_1 = \sum_{j=1}^N \Delta_j$	$\sigma_n = \sum_{j=n}^N \Delta_j$	$\sigma_N = \Delta_N$		-	-		$\sigma_k = \sum_{j=k}^N \Delta_j$

Таблица 11.9.

Вычисление матриц влияния перемещения минарета Шердор с учетом деформаций изгиба, сдвига и податливости основания

№	P <sub>1</sub> =1										
	УЧАСТКИ										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Основа- ние
1	1,1	2,48	2,76	2,76	2,76	2,76	3,18	3,85	3,95	2,85	-
2	1,1	3,58	6,34	9,10	11,86	14,62	17,80	21,65	25,60	28,45	28,45
3	$1,6238 \cdot 10^{-5}$	$1,013 \cdot 10^{-4}$	$1,1667 \cdot 10^{-4}$	$9,57 \cdot 10^{-5}$	$8,729 \cdot 10^{-5}$	$7,08 \cdot 10^{-5}$	$8,46 \cdot 10^{-5}$	$2,818 \cdot 10^{-5}$	$2,316 \cdot 10^{-5}$	$9,009 \cdot 10^{-6}$	$4,3 \cdot 10^{-6}$
4	$1,1743 \cdot 10^{-4}$	$2,18 \cdot 10^{-4}$	$2,12 \cdot 10^{-4}$	$1,83 \cdot 10^{-4}$	$1,581 \cdot 10^{-4}$	$1,554 \cdot 10^{-4}$	$1,128 \cdot 10^{-4}$	$5,134 \cdot 10^{-5}$	$3,217 \cdot 10^{-5}$	$9,01 \cdot 10^{-6}$	$8,46 \cdot 10^{-5}$
5	$2,3556 \cdot 10^{-4}$	$2,8317 \cdot 10^{-4}$	$2,547 \cdot 10^{-4}$	$2,1344 \cdot 10^{-4}$	$0,0464 \cdot 10^{-4}$	$1,526 \cdot 10^{-4}$	$9,79 \cdot 10^{-5}$	$1,984 \cdot 10^{-4}$	$8,36 \cdot 10^{-5}$	$1,9 \cdot 10^{-5}$	-
6	$5,18 \cdot 10^{-4}$	$7,815 \cdot 10^{-4}$	$7,029 \cdot 10^{-4}$	$5,89 \cdot 10^{-4}$	$5,648 \cdot 10^{-4}$	$4,2117 \cdot 10^{-4}$	$3,524 \cdot 10^{-4}$	$1,984 \cdot 10^{-4}$	$8,36 \cdot 10^{-5}$	$1,9 \cdot 10^{-5}$	-
7	$4,2308 \cdot 10^{-3}$	$3,7128 \cdot 10^{-3}$	$2,9313 \cdot 10^{-3}$	$2,2284 \cdot 10^{-3}$	$16,3937 \cdot 10^{-4}$	$10,7457 \cdot 10^{-4}$	$6,534 \cdot 10^{-4}$	$3,01 \cdot 10^{-4}$	$1,26 \cdot 10^{-5}$	$1,9 \cdot 10^{-5}$	-
8		1,38	2,76	2,76	2,76	2,6	3,18	3,85	3,95	2,85	
№	P <sub>2</sub> =1										
	УЧАСТКИ										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Основа- ние
		1,38	4,14	6,90	9,66	12,42	15,60	19,45	23,4	26,25	26,25
		$3,9 \cdot 10^{-5}$	$7,62 \cdot 10^{-5}$	$7,26 \cdot 10^{-5}$	$7,11 \cdot 10^{-5}$	$6,011 \cdot 10^{-5}$	$7,4 \cdot 10^{-5}$	$2,53 \cdot 10^{-5}$	$2,12 \cdot 10^{-5}$	$8,3 \cdot 10^{-6}$	$4 \cdot 10^{-6}$
		$11,52 \cdot 10^{-5}$	$14,88 \cdot 10^{-5}$	$14,37 \cdot 10^{-5}$	$13,12 \cdot 10^{-5}$	$13,4 \cdot 10^{-5}$	$9,93 \cdot 10^{-5}$	$4,65 \cdot 10^{-5}$	$2,95 \cdot 10^{-5}$	$8,31 \cdot 10^{-6}$	
		$17,13 \cdot 10^{-5}$	$19,52 \cdot 10^{-5}$	$10,5 \cdot 10^{-5}$	$17,52 \cdot 10^{-5}$	$13,37 \cdot 10^{-5}$	$87,67 \cdot 10^{-6}$	$4,42 \cdot 10^{-5}$	$20,37 \cdot 10^{-6}$	$91,78 \cdot 10^{-7}$	
		$4,73 \cdot 10^{-4}$	$53,86 \cdot 10^{-5}$	$4,83 \cdot 10^{-4}$	$48,35 \cdot 10^{-5}$	$36,9 \cdot 10^{-5}$	$31,56 \cdot 10^{-5}$	$18,12 \cdot 10^{-5}$	$7,74 \cdot 10^{-5}$	$1,74 \cdot 10^{-5}$	
		$29,39 \cdot 10^{-4}$	$24,66 \cdot 10^{-4}$	$19,27 \cdot 10^{-4}$	$14,44 \cdot 10^{-4}$	$96,06 \cdot 10^{-5}$	$59,16 \cdot 10^{-5}$	$27,6 \cdot 10^{-5}$	$94,8 \cdot 10^{-6}$	$1,74 \cdot 10^{-5}$	
P <sub>3</sub> =1											

№	УЧАСТКИ										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Основа- ние
			1,38	2,76	2,76	2,76	3,18	3,85	3,95	2,85	
			1,38	4,14	6,90	9,66	12,54	16,69	20,64	23,49	
			$2,54 \cdot 10^{-5}$	$43,53 \cdot 10^{-6}$	$50,78 \cdot 10^{-6}$	$46,77 \cdot 10^{-6}$	$6,1 \cdot 10^{-5}$	$21,7 \cdot 10^{-6}$	$18,7 \cdot 10^{-6}$	$7,44 \cdot 10^{-6}$	$35,6 \cdot 10^{-7}$
			$68,93 \cdot 10^{-6}$	$94,31 \cdot 10^{-6}$	$97,55 \cdot 10^{-6}$	$10,78 \cdot 10^{-5}$	$82,7 \cdot 10^{-6}$	$40,4 \cdot 10^{-6}$	$26,14 \cdot 10^{-6}$	$17 \cdot 10^{-6}$	
			$12,04 \cdot 10^{-5}$	$12,69 \cdot 10^{-5}$	$13,88 \cdot 10^{-5}$	$11,05 \cdot 10^{-5}$	$74,6 \cdot 10^{-6}$	$39,15 \cdot 10^{-6}$	$2,1 \cdot 10^{-5}$	$8,3 \cdot 10^{-6}$	
			$33,23 \cdot 10^{-5}$	$3,5 \cdot 10^{-4}$	$3,83 \cdot 10^{-4}$	$30,5 \cdot 10^{-5}$	$26,86 \cdot 10^{-5}$	$16,05 \cdot 10^{-5}$	$7,98 \cdot 10^{-5}$	$15,8 \cdot 10^{-6}$	
			$18,95 \cdot 10^{-4}$	$15,63 \cdot 10^{-4}$	$12,13 \cdot 10^{-4}$	$82,97 \cdot 10^{-5}$	$52,47 \cdot 10^{-5}$	$25,61 \cdot 10^{-5}$	$9,36 \cdot 10^{-5}$	$15,8 \cdot 10^{-6}$	
№	Р <sub>4</sub> =1										
	УЧАСТКИ										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Основа- ние
				1,38	2,76	2,76	3,18	3,85	3,95	2,55	
				1,38	4,14	6,90	10,08	13,93	17,88	20,73	
				$14,5 \cdot 10^{-6}$	$30,47 \cdot 10^{-6}$	$3,34 \cdot 10^{-5}$	$4,79 \cdot 10^{-5}$	$18,15 \cdot 10^{-6}$	$16,18 \cdot 10^{-6}$	$6,56 \cdot 10^{-6}$	$3,14 \cdot 10^{-6}$
				$44,97 \cdot 10^{-6}$	$63,87 \cdot 10^{-6}$	$81,3 \cdot 10^{-6}$	$66,05 \cdot 10^{-6}$	$34,33 \cdot 10^{-6}$	$22,74 \cdot 10^{-6}$	$9,7 \cdot 10^{-6}$	
				$78,43 \cdot 10^{-6}$	$10,21 \cdot 10^{-5}$	$87,15 \cdot 10^{-6}$	$72,4 \cdot 10^{-6}$	$33,92 \cdot 10^{-6}$	$19,27 \cdot 10^{-6}$	$7,45 \cdot 10^{-6}$	
				$21,65 \cdot 10^{-5}$	$28,19 \cdot 10^{-5}$	$24,05 \cdot 10^{-5}$	$26,07 \cdot 10^{-5}$	$13,9 \cdot 10^{-5}$	$73,22 \cdot 10^{-6}$	$14,15 \cdot 10^{-6}$	
				$12,26 \cdot 10^{-4}$	$10,09 \cdot 10^{-4}$	$72,76 \cdot 10^{-5}$	$48,7 \cdot 10^{-5}$	$22,64 \cdot 10^{-5}$	$87,37 \cdot 10^{-6}$	$14,15 \cdot 10^{-6}$	
№	Р <sub>5</sub> =1										
	УЧАСТКИ										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Осн-ие
					1,38	2,76	3,18	3,85	3,95	2,85	
					1,38	4,14	7,32	11,17	15,12	17,97	
					$10,16 \cdot 10^{-6}$	20,05	$34,79 \cdot 10^{-6}$	$14,54 \cdot 10^{-6}$	$13,18 \cdot 10^{-6}$	$5,7 \cdot 10^{-6}$	$27,2 \cdot 10^{-7}$
					$30,21 \cdot 10^{-6}$	$74,84 \cdot 10^{-6}$	$49,33 \cdot 10^{-6}$	$28,22 \cdot 10^{-6}$	$19,38 \cdot 10^{-6}$	$84,2 \cdot 10^{-7}$	
					$85,52 \cdot 10^{-6}$	$95,33 \cdot 10^{-6}$	$49,82 \cdot 10^{-6}$	$28,76 \cdot 10^{-6}$	$14,5 \cdot 10^{-6}$	$65,58 \cdot 10^{-7}$	
					$23,6 \cdot 10^{-5}$	$26,31 \cdot 10^{-5}$	$17,94 \cdot 10^{-5}$	$11,79 \cdot 10^{-5}$	$55,1 \cdot 10^{-6}$	$12,46 \cdot 10^{-6}$	

					$86,4 \cdot 10^{-5}$	$62,8 \cdot 10^{-5}$	$36,48 \cdot 10^{-5}$	$18,55 \cdot 10^{-5}$	$6756 \cdot 10^{-6}$	$12,46 \cdot 10^{-6}$	
№	<b>P<sub>6</sub>=1</b>										
	<b>УЧАСТКИ</b>										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Основа- ние
						1,38	3,18	3,85	3,95	2,85	
						1,38	4,56	8,41	12,36	15,21	
						$6,68 \cdot 10^{-6}$	$12,67 \cdot 10^{-6}$	$10,94 \cdot 10^{-6}$	$11,18 \cdot 10^{-6}$	$4,82 \cdot 10^{-6}$	$2,3 \cdot 10^{-6}$
						$28,35 \cdot 10^{-6}$	$32,61 \cdot 10^{-6}$	$22,12 \cdot 10^{-6}$	$1,6 \cdot 10^{-5}$	$7,12 \cdot 10^{-6}$	
						$40,35 \cdot 10^{-6}$	$3716 \cdot 10^{-6}$	$23,58 \cdot 10^{-6}$	$14,19 \cdot 10^{-6}$	$57,38 \cdot 10^{-7}$	
						$11,14 \cdot 10^{-5}$	$13,38 \cdot 10^{-5}$	$96,68 \cdot 10^{-6}$	$53,92 \cdot 10^{-6}$	$10,9 \cdot 10^{-6}$	
						$40,67 \cdot 10^{-5}$	$29,53 \cdot 10^{-5}$	$16,15 \cdot 10^{-5}$	$64,82 \cdot 10^{-6}$	$10,9 \cdot 10^{-6}$	
№	<b>P<sub>7</sub>=1</b>										
	<b>УЧАСТКИ</b>										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Основа- ние
							1,8	3,55	3,95	2,85	
							1,8	5,65	9,60	12,45	
							$8,55 \cdot 10^{-6}$	$73,54 \cdot 10^{-7}$	$86,86 \cdot 10^{-7}$	$39,42 \cdot 10^{-7}$	$18,86 \cdot 10^{-7}$
							$15,9 \cdot 10^{-6}$	$1,6 \cdot 10^{-5}$	$12,63 \cdot 10^{-6}$	$5,83 \cdot 10^{-6}$	
							$24,47 \cdot 10^{-6}$	$18,41 \cdot 10^{-6}$	$11,65 \cdot 10^{-6}$	$4884 \cdot 10^{-7}$	
							$88,1 \cdot 10^{-6}$	$75,48 \cdot 10^{-6}$	$44,28 \cdot 10^{-6}$	$9,28 \cdot 10^{-6}$	
							$21,72 \cdot 10^{-5}$	$12,9 \cdot 10^{-5}$	$53,56 \cdot 10^{-6}$	$9,28 \cdot 10^{-6}$	
№	<b>P<sub>8</sub>=1</b>										
	<b>УЧАСТКИ</b>										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Основа- ние
								2,05	3,95	2,55	
								2,05	6,00	8,85	
								$26,7 \cdot 10^{-7}$	$54,3 \cdot 10^{-7}$	$28,02 \cdot 10^{-7}$	$13,4 \cdot 10^{-7}$
								$8,1 \cdot 10^{-6}$	$8,23 \cdot 10^{-6}$	$41,42 \cdot 10^{-7}$	
								$11,68 \cdot 10^{-6}$	$83,42 \cdot 10^{-7}$	$37,7 \cdot 10^{-7}$	
								$49,9 \cdot 10^{-6}$	$31,7 \cdot 10^{-6}$	$71,6 \cdot 10^{-7}$	
								$86,76 \cdot 10^{-6}$	$38,86 \cdot 10^{-6}$	$71,6 \cdot 10^{-7}$	

№	P <sub>9</sub> =1										
	УЧАСТКИ										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Основа- ние
									1,9	2,85	
									1,9	4,75	
									$1,72 \cdot 10^{-6}$	$15,04 \cdot 10^{-7}$	$7,2 \cdot 10^{-7}$
									$32,24 \cdot 10^{-7}$	$22,24 \cdot 10^{-7}$	
									$45,64 \cdot 10^{-7}$	$2,5 \cdot 10^{-6}$	
									$17,34 \cdot 10^{-6}$	$47,5 \cdot 10^{-7}$	
									$22,1 \cdot 10^{-6}$	$47,5 \cdot 10^{-7}$	
№	P <sub>10</sub> =1										
	УЧАСТКИ										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Основа- ние
										0,95	
										0,95	
										$0,3 \cdot 10^{-6}$	$14,4 \cdot 10^{-8}$
										$44,4 \cdot 10^{-8}$	
										$13,22 \cdot 10^{-7}$	
										$2,5 \cdot 10^{-6}$	
										$2,5 \cdot 10^{-6}$	

В таблице 11.10. обозначен через  $a_{NN}$  - угол поворота от одиночной горизонтальной нагрузки.  $B_{NN}$  - горизонтальное смещение от единичной нагрузки.

Вычисление частот и форм собственных колебаний производится в следующем порядке. Для верхней части сооружения, имеющей 7 участков, последовательное определение деформаций и усилий производится по одной из таблиц 11.12.

Вычисления производятся с учетом дополнительно наложенных связей, удерживающих нижнюю часть сооружения высотой  $h$  и основные в деформированном состоянии, соответствующем полной инерционной нагрузке на всех уровнях.

Таблица 11.10.

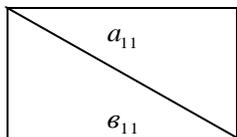
Структура матриц влияния перемещение и углов поворота минаретов деформаций изгиба и сдвига

J	1	2	⋮	K	K+1	⋮	N
n			⋮			⋮	
1	$d_{11}$						
	$\theta_{11}$						
2	$\theta_{21}$	$a_{22}$					
		$\theta_{22}$					
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
K	$\theta_{k1}$	$\theta_{k2}$		$a_{kk}$			
				$\theta_{kk}$			
K+1	$\theta_{k+1,1}$	$\theta_{k+1,2}$			$a_{k+1 \cdot k+1}$		
					$\theta_{k+1 \cdot k+1}$		
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
N	$\theta_{N1}$	$\theta_{N2}$	⋮	$\theta_{NK}$	$\theta_{NK+1}$	⋮	$a_{NN}$
							$\theta_{NN}$

Таблица 11.11.

Матрица влияния для перемещений и углов поворота минарета Шердор с учетом деформации изгиба и сдвига

р/п	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	$\frac{a=0,1174}{b=4,2307}$	3,7	1,9							
2	3,71277	$\frac{0,1153}{2,9387}$	2,4							
3	2,9313	2,4657	$\frac{0,0689}{1,895}$							
4	2,228	1,927	1,563	$\frac{0,045}{1,226}$						
5	1,639	1,444	1,2127	1,0094	$\frac{0,0302}{0,864}$					
6	1,074	0,9606	0,823	0,7275	0,628	$\frac{0,02835}{0,4067}$				
7	0,6534	0,5916	0,525	0,487	0,3648	0,2953	$\frac{0,016}{0,217}$			
8	0,301	0,276	0,256	0,2264	0,18546	0,1615	0,129	$\frac{0,0081}{0,08676}$		
9	0,126	0,0948	0,093	0,08737	0,06756	0,0648	0,05356	0,03886	$\frac{0,00322}{0,0221}$	
10	0,019	0,0174	0,0158	0,01415	0,01246	0,0109	0,00928	0,00716	0,00475	$\frac{0,00004444}{0,0025}$



$a_{11}$  - углы поворота узлов  $a_{11} = 0,0001174$   $b_{11}$  - горизонтальное смещение  $b_{11} = 0,0042307$ .

Матрица влияния составляется без учета деформаций нижней части, а также сдвига и поворота основания. Иными словами при составлении матрицы влияния, основание минарета считается неподвижным.

Ввиду того, что сила инерции, приложенная в пределах жесткой части (ниже перекрытия дорожки) вызывает только деформацию сдвига, величина угла поворота  $\theta_{NN}$  будет равна нулю (см. табл. 11.12.). После этого определяется  $\delta_{NN}$ , как указано в табл. 4.12., а затем находим

$$\delta_{N+1,N} = \delta_{NN} - jh_N \quad (11.21)$$

Эта величина равна смещению верха нижней части при отсутствии нагрузки на верхней части конструкции.

Так как процесс последовательного снятия нагрузок производится при неподвижно закрепленной нижней части (в состоянии наибольших деформаций), то смещение на уровне  $N+1$  в нагруженном состоянии будет равно той же величине

$$\delta_{N+1} = \delta_{N+1} N$$

В табл. 9.12. приведен алгоритм вычислений для минарета Шердор, где приняты следующие обозначения:

$F_N$  — инерционная сила, действующая на массу с номером  $N$ ;

$m$  — сосредоточена масса;  $F_o$  — площадь фундамента;

$\omega$  — круговая частота в действительной схеме;

$\delta_{NN}$  — величина смещения;  $B_{cf}$  — жесткость основания;

$\theta_{NN}$  — угол поворота.

По вычисленным данным можно определить частоты и формы собственных колебаний минарета. Для минарета Шердор частоты собственных колебаний приведены на рис. 11.10.

Определение частот и форм колебаний стержней

№				
1	$\delta_{11} = 1 - \epsilon_{11} f_1$	$\delta_{n_{1n-1}} = \delta_{n-1, n-1} - \theta_{n-1, n-1} h_{n-1}$	$\delta_{N_{1N-1}} = \delta_{N-1, N-1} - \theta_{N-1, N-1} h_{N-1}$	$\delta_{N_{1N-1}}$
I. 2	$\delta_{21} = \delta_{11} - h_1 \theta_{11}$	$\epsilon_{n_1} f_1 + \epsilon_{n_2} f_2 + \dots + \epsilon_{n_{n-1}} f_{n-1}$	$\epsilon_{N_1} f_1 + \epsilon_{N_2} f_2 + \dots + \epsilon_{N_{N-1}} f_{N-1}$	
3	$\epsilon_{21} f_1$			
II. 4	$\delta_2 = \delta_{21} + \epsilon_{21} f_1$	$\delta_n = \delta_{n, n-1} \sum_{j=1}^{n-1} \epsilon_{nj} f_j$	$\delta_N = \delta_{N, N-1} \sum_{j=1}^{N-1} \epsilon_{Nj} f_j$	$f_N$
III. 5	$f_2 = m_2 \omega^2 \delta_2$	$f_n = m_n \omega^2 \delta_n$	$f_N = m_N \omega^2 \delta_N$	
6	$a_{22} f_2$	$a_{nn} f_n$	$a_{NN} f_N$	
IV. 7	$\theta_{22} = \theta_{11} - a_{22} f_2$	$\theta_{nn} = \theta_{n-1, n-1} - a_{nn} f_n$	$\theta_{NN} = \theta_{N-1, N-1} - a_{NN} f_N = 0 / \theta_{11} =$	
8	$\epsilon_{22} f_2$	$\epsilon_{nn} f_n$	$\epsilon_{NN} f_N$	
V. 9	$\delta_{22} = \delta_{21} - \epsilon_{22} f_2$	$\delta_{nn} = \delta_{n, n-1} - \epsilon_{nn} f_n$	$\delta_{NN} = \delta_{N, N-1} - \epsilon_{NN} f_N$	
			Сосредоточенная масса $m_0$ в основании	
			$\delta_0 = \delta_{NN} + \frac{\sum_{j=1}^N f_j}{B_{cp}}$	
			$f_0 = m_0 \omega^2 \delta_0$	
			$\delta_{op} = \delta_{NN} - \frac{f_0}{B_{cp}}$	

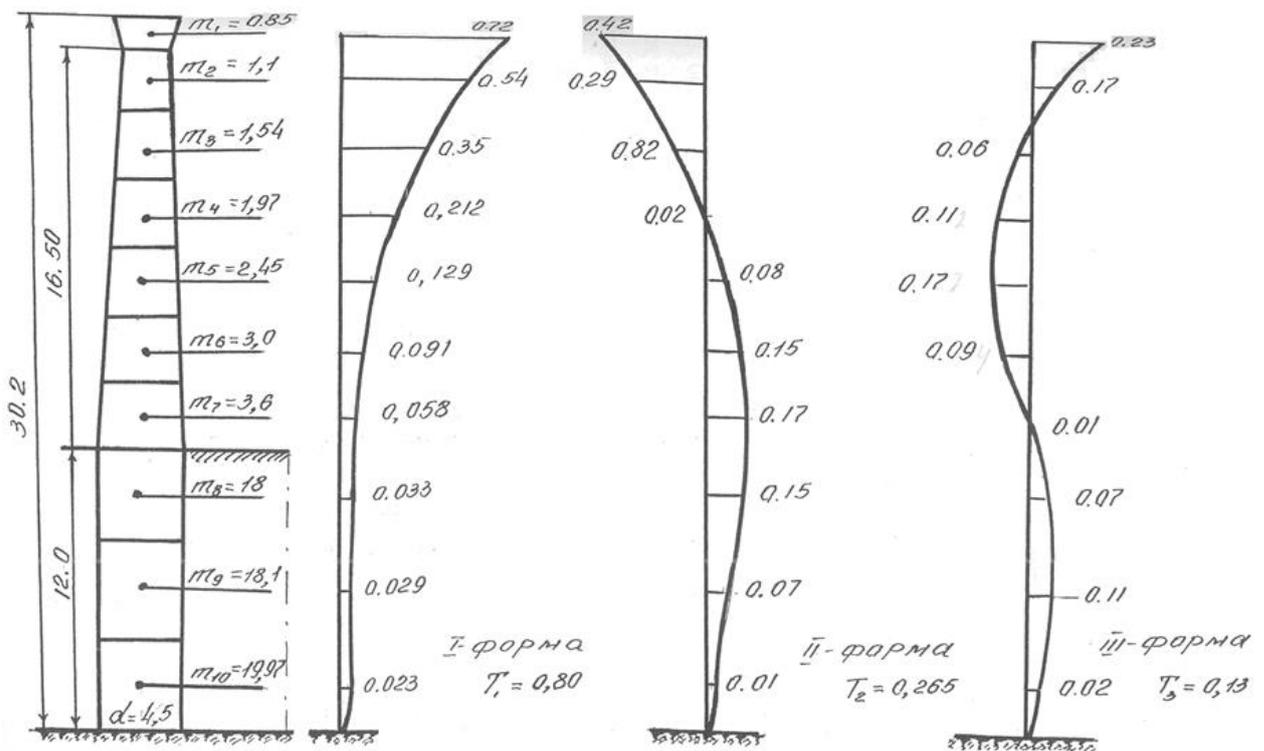


Рис. 11.10. Нормированные формы колебаний минарета Шердор.

#### 11.4. Сравнение теоретических исследований с данными натуральных измерений колебания минаретов

С целью использования разработанной методики для определения динамических характеристик минаретов, проводится сравнение результатов расчета с данными натуральных испытаний. В качестве объектов сравнения приняты десять минаретов.

Экспериментальные исследования показывают, что периоды колебаний рассматриваемых минаретов относительно двух осей инерции, приблизительно равны, поэтому в табл. 2.5. приведены периоды основного тона колебаний в плоскости XOZ .

В числителе даны экспериментальные значения периодов, в знаменателе – теоретические. Анализ полученных результатов свидетельствует, что для большинства минаретов, разницы в значениях периодов, полученных теоретически и экспериментально незначительны. Сказанное относится к минаретам полностью сохранившим свой

первоначальный вид. Исключение составляют минареты Бало-Хауз, что по-видимому объясняется наличием грунтовой воды в основании минарета, ввиду близко расположенного Хауза.

Особенностью результатов, полученных для Биби-Ханим является то, что экспериментальные исследования проводились после реконструкции, предусматривавшей увеличение жесткости сооружения путем устройства обвязки ствола минарета металлическими поясами, с последующей специальной облицовкой. В расчетах же при определении динамических характеристик минарета принималась его первоначальная жесткость. Некоторые значения экспериментального периода колебаний минарета Шердор связаны с наличием трещин в жесткой нижней части в местах соединения минарета с медресе, что несколько увеличило податливость сооружения.

Величины сейсмических реакций сооружения и характер их воздействия на него, существенно зависят от степени диссипации энергии колеблющейся системы. В связи с этим натурными исследованиями предусматривалось определение декрементов колебаний основного тона. Эти величины приводились ранее в табл. 4.3.

При использовании известной теории затухания необходимо определить величину  $\gamma$ , которая связана с декрементами  $\delta$  зависимостью

$$\gamma = \frac{\delta}{\pi}$$

Экспериментальное значение  $\gamma$  находится в пределах 0,122 – 0,068. Полученные результаты, в дальнейшем использованы для определения сейсмических воздействий на минареты.

## ХИ. КОЛЕБАНИЯ МИНАРЕТОВ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ АКСЕЛЕРОГРАММ РЕАЛЬНЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

В данной главе выведены результаты расчета минаретов на воздействия реальных акселерограмм реальных землетрясений.

Наибольшую опасность для подавляющего большинства сооружений при землетрясениях представляют горизонтально составляющие движения основания и задача обеспечения их сейсмостойкости от этого вида воздействий является основной. В бывшем СССР проектирование и строительство сейсмостойких зданий производится в соответствии с СНиП для сейсмических районов. Однако, величины нормативных сейсмических нагрузок и характер их воздействия на сооружения не эквивалентны воздействию землетрясения. В связи с этим в мировой практике [54,53] всё чаще применяют физические методы определения сейсмических воздействий, в основу которых положено акселерограмма реальных землетрясений или искусственно построенных.

Исследования показывают, что на основе осредненных результатов расчета, позволяющих исключить случайные факторы, физические методы, дают более объективный прогноз сейсмического воздействия и приводят к результатам более надежным, чем нормативные.

Математическая задача расчета систем на воздействие акселерограмм сводится к решению дифференциальных уравнений, которые обычно выполняются одним из известных методов численного анализа или к вычислению реакций, как процесса на выходе механической системы, на вход которой подаётся акселерограмма  $\bar{W}_o(t)$  в виде графика или оцифрованной записи землетрясений

$$\bar{Y}(t) = \int \bar{h}(t - \tau) \bar{w}_o(\tau) d\tau \quad (12.1.)$$

Для этого предварительно строятся весовые (импульсно-переходные) функции  $\bar{h}(t)$  соответствующих реакций. Второй подход предпочтительнее в том смысле, что этим методом можно получить любые другие величины, зависящие от основных весовых функций перемещений и их производных, а также включить опытные параметры (весовые функции) и тем самым объединить теоретические и экспериментальные исследования. Кроме того удаётся получить результаты в более обозримой форме.

Спектры большинства акселерограмм имеют резко выраженный колебательный характер, вследствие чего вклад каждой отдельной формы в общее движение системы будет сильно зависеть от состава спектров собственных частот и воздействия. Существенной причиной, также обуславливающей случайность результата, является приближенность определения собственных частот при проектировании, кроме того вероятность точной настройки сооружения на эти настройки при землетрясении практически равна нулю. В связи с этим исключение описанных ниже факторов случайностей в настоящей работе производится двойным осреднением по спектру моделей и совокупности акселерограмм. Результатами этих расчетов являются максимальные значения реакций системы за время землетрясения, которое принимается равным длине обрабатываемого участка акселерограммы. При вычислениях ограниченным тремя-пятью первыми частотами и формами колебаний, что приводит к замене расчетной схемы системой с одним входом и  $N$  выходами. С помощью такой идеализации определяются сейсмические воздействия на минареты Средней Азии и производится анализ их направленного состояния. Величины расчетных сейсмических усилий сопоставляются с нормативными, отмечаются отличительные особенности между ними в минаретах, в зависимости от их конструктивной схемы.

## 12.1. Аналитическое определение весовых функций сейсмических реакций

Если имеется в виду аналитическое решение уравнений движения с помощью разложения в ряд по формам собственных колебаний, то весовая функция сейсмической реакции определяется как решение уравнений свободных колебаний  $L_{x=0}$  с начальными условиями, соответствующими действию в момент  $t = 0$  единичного импульса ускорения в основании сооружения [11]. Единичный кинематический импульс сообщает точкам сооружения скорость  $\dot{x}_0 = 1$ , причем перемещения точек в начальный момент  $\bar{x}_0 = 0$ .

При таком определении весовых функций любая кинематическая или силовая величина определяется через соответствующую весовую функцию в виде функционала от акселерограммы.

$$S_k(t) = \int_0^t S_k^0(t-\tau) W_0(\tau) d\tau \quad (12.2.)$$

где,  $S_k(t)$ - реакция системы на воздействие акселерограммы;

$S_k^0(t-\tau)$ - весовая функция некоторого кинематического или силового фактора;

$W_0(\tau)$ - оцифрованная акселерограмма землетрясения.

Весовые функции горизонтальных перемещений определяются по формуле [33]

$$S_k^0(t) = \sum_{i=1}^n \frac{\eta_{ik}}{\omega_i} I^{\Sigma_i t} \sin(\omega_i t) \quad (12.3.)$$

Здесь

$S_k^0(t)$ - весовая функция горизонтального перемещения массы;

$I$  - номер формы колебаний;

$k$  - номер сосредоточенной массы при счете снизу;

$n$  - число учитываемых в расчете форм колебаний;

$\eta_{ik}$  - ординаты собственных функций, нормированных по массе;

$\Sigma_i$  - показатель затухания и собственной формы;

$$\Sigma_i = \frac{\gamma \omega_i}{2}$$

$\omega_i$  - круговая частота формы колебаний;

$\gamma$  - коэффициент затухания, связанный с декрементом колебаний

зависимостью  $\gamma = \frac{\delta}{\pi}$ .

Весовые функции ускорений точек сооружения  $W_k^0(t)$  вычисляются по формуле:

$$W_k^0(t) = \sum_{i=1}^n \omega_i \delta_i \eta_i k r_i k l^{-\Sigma_i t} \sin(\omega_i t + a) \quad (12.4.)$$

Весовая функция сейсмической нагрузки в точке.

$$S_k^0(t) = m_k \sum_{i=1}^n \omega_i \eta_i k l^{-\Sigma_i t} \sin(\omega_i t + a) \quad (12.5.)$$

Весовые функции прорезывающих сил на уровне

$$S_k^0(t) = \sum_{j=1}^n S_j^0(t) \quad (12.6.)$$

$N$  - число уровней в расчетной схеме сооружения.

Если в расчете учитывается масса фундамента и требуется определить силу сдвига фундамента по основанию, то в сумму (12.5) необходимо включить весовую функцию сейсмической нагрузки на фундамент  $S_k^0(t)$ . Упругий сдвиг фундамента по основанию  $S_k^0(t)$  определяется по формуле (5.6.). Сила сдвига по основанию равна:

$$S_k^0(t) = \sum_{j=1}^N S_j^0(t) \quad (12.7.)$$

Весовая функция изгибающего момента, действующего на сооружение относительно любого уровня определяется по формуле

$$M_x^0(t) = \sum_{k=j(x)}^N h_j(x) S_j^0(t) \quad (12.8.)$$

$h_j(x)$  - расстояние от массы с номером  $j$  до уровня  $x$ .

В сумму включаются инерционные нагрузки  $S_k^0(t)$  всех масс, расположенных выше уровня  $x$ . Для примера вычислена весовая функция изгибающего момента в основании минарета Бало-Хауз при учете первых пяти тонов колебаний, динамические свойства которого были изучены в предыдущей главе:

$$\bar{M}_0(t) = \sum_{k=1}^N \tilde{S}_k(t) h_k, \quad (12.9.)$$

где

$h_k$  - Высота от основания до  $k$  го уровня;

$\tilde{S}_k(t)$  - весовая функция сейсмической силы в  $k$  ом уровне сооружения, равная:

$$\begin{aligned} \tilde{S}_k(t) = m_k \sum_{i=1}^5 \omega_i \hat{\delta}_j \text{rikl}^{\frac{-j\omega_i t}{2}} \sin(\omega_i t + a) = m_k [42,61^{-0,9t} \cdot \sin(24t + 0,025) - \\ - 901^{-1,86t} \cdot \sin(149t + 0,025) + +476,11^{-4,58t} \sin(367t + 0,025) - \\ - 2811^{-8,7t} \sin(696t + 0,025) + 12881^{-14,5t} \sin(1160t + 0,025)] \end{aligned}$$

## 12.2. Сейсмические реакции на минареты при воздействии акселерограмм

Динамическую реакцию на выходе системы определим по формуле (12.2)

$$\bar{S}(t) = \int_0^t \tilde{s}(t - \tau) \bar{w}_0(\tau) d\tau \quad (12.10.)$$

Применяя формулу прямоугольников, точность которой при шаге интегрирования 0,01 вполне достаточна, получаем алгоритм численного интегрирования для реализации на ЭВМ

$$\bar{S}(\eta) = \Delta t \sum_{j=1}^n \tilde{s}(\eta - j) w_0(j) \quad (12.11.)$$

Ниже приводятся результаты расчета различных минаретов на воздействия акселерограмм, динамические свойства которых были рассмотрены в предыдущей главе.

Для расчетов были выбраны две акселерограмм восьмибалльных и одно семибалльное землетрясение в Калифорнии: 8-3 Г-52 в г. Эль-Центро, 8-8 Г-10 в г. Юрека, 7-25 Г-40 в г. Тафт, а также компонента В-З акселерограмм Газлийского землетрясения 1976 года. Шаг интегрирования в (12.11.) для акселерограмм Газли принят равным 0,0067 с. при расчете все акселерограммы были приведены к семибалльной интенсивности. Причем стандарт семибалльной акселерограммы принимался равным  $\delta = 0,22 \frac{m}{c^2}$ .

Величины перерезывающих сил и изгибающих моментов в характерных сечениях при воздействии акселерограмм на минареты Бало-Хауз, Калон, Вобкент, Биби-Ханым и Кальта-Минор приведены в таблицах 12.1. и 12.2.

Таблица 12.1.

Величины перерезывающих сил в характерных сечениях

Минареты	Q <sub>1</sub> , кН	Q <sub>2</sub> , кН	Q <sub>3</sub> , кН	Q <sub>7</sub> , кН	Q <sub>10</sub> , кН	Q <sub>20</sub> , кН
Бало-Хауз	13,53	21,1	28,9	50,0	57,4	89,76
Калон	260,8	519,1	617,6	861,3	1530,2	2554
Биби-Ханым	55,4	101,5	139,1	315,8	444,4	784
Кальта- Минор	480,7	1319,4	2044,4	3022,5	3987,7	6675,7
Вобкент	35,26	89,8	125,6	198,4	283,5	446,3

Примечание: Нумерация точек начинается сверху.

Таблица 12.2.

## Величины перерезывающих сил в характерных сечениях

Минареты	М <sub>1</sub> , в кНм	М <sub>3</sub> , в кНм	М <sub>4</sub> , в кНм	М <sub>7</sub> , в кНм	М <sub>10</sub> , в кНм	М <sub>20</sub> , в кНм
Бало-Хауз	8,53	22,3	30,4	36,6	198,7	506,2
Калон	561	1653	5719,2	7151,5	11134,3	57657,3
Биби- Ханым	51,3	180,1	356,1	924,3	1747,0	4755,0
Кальта- Минор	873,1	3874,9	-	25506,0	37444,7	89222,0
Вобкент	66,7	239,0	-	1244,4	2719,3	11034,0

На рис. 12.1. и 12.2. представлены эпюры перерезывающих сил в минаретах Шердор и Калон при воздействии реальных землетрясений.

Максимумы перерезывающих сил в нижних сечениях минарета Шердор соответствует акселерограмме 8-3 Г-53. В верхнем положении сооружения максимумы возникают по акселерограмме 8-3 Г-40, что можно объяснить влиянием второй формы колебаний, период которой несколько ближе к преобладающему периоду акселерограммы Тафт.

На графиках, приведенных на рис. 12.1. и 12.2., показаны эпюры перерезывающих сил, вычисленные по СНиП II-7-81.

Согласно последним нормам значение сейсмической силы в  $k$ -ом уровне сооружения по  $i$ -ому тону колебаний определяется по формуле:

$$S_{ik}^0 = Q_k A \beta_i K_{\psi} \eta_{ik}$$

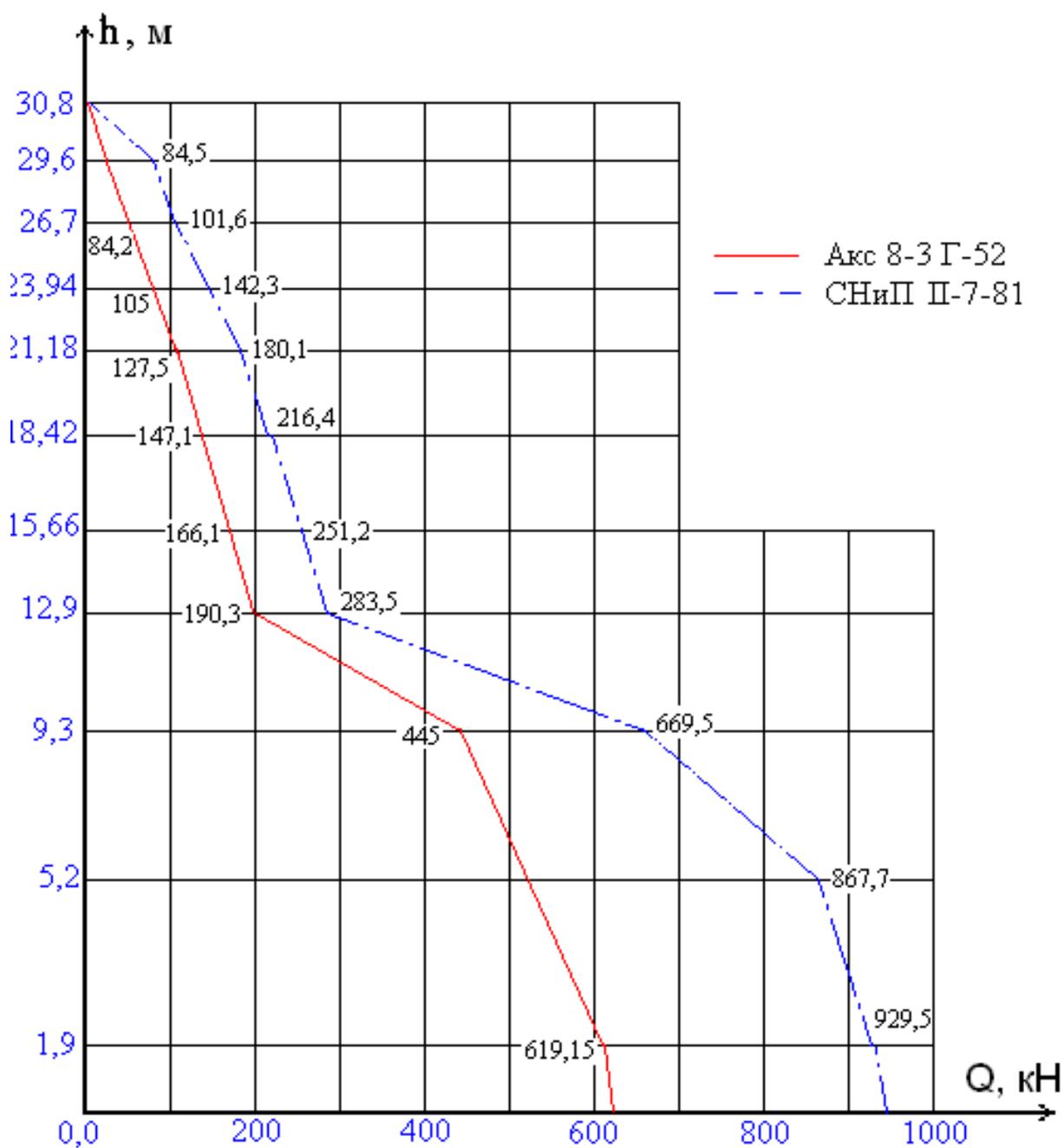


Рис. 12.1. Эпюра перерезывающих сил минарета Шердор.

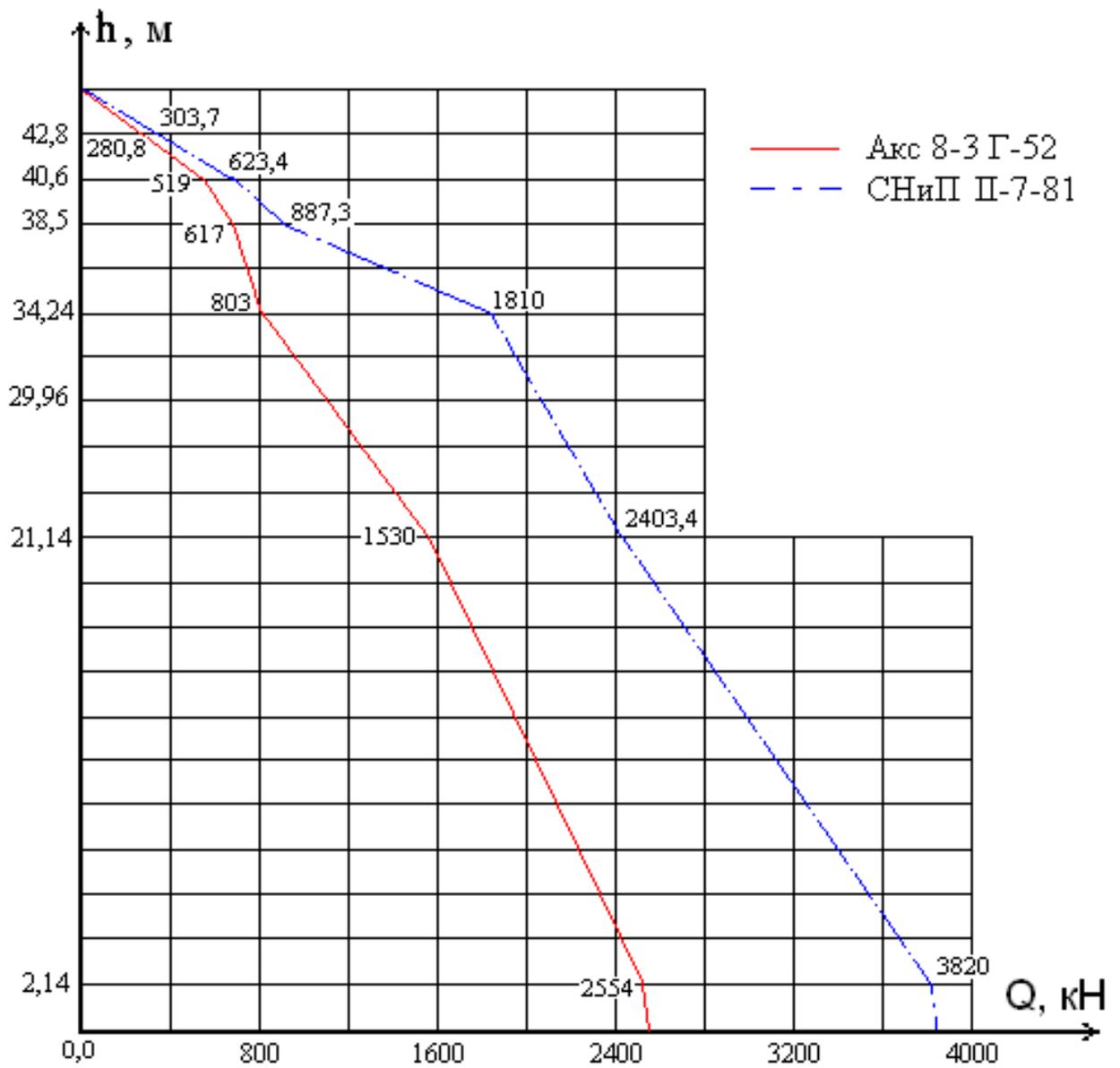


Рис. 12.2. Эпюра перерезывающих сил минарета Калон.

Коэффициент для восьмибалльной сейсмичности равен 0,2. В расчетах принимались грунты II категории, для которых

$$\beta_i = \frac{1.1}{T_i} \leq 2,7 < 5$$

Расчетная сейсмическая нагрузка по  $i$ -му тону колебаний

$$S_{ik} = K_1 K_2 S_{oik}$$

Для рассматриваемых сооружений  $K_2 = 1$ . Ввиду того, что минареты как памятники архитектуры относятся к сооружениям, в которых остаточные деформации и локальные повреждения не допускаются, значение  $K_2$  принимается равным единице. Вследствие этого новые нормы предполагают существенного увеличения (до 4-х раз) расчетных сейсмических воздействий на рассматриваемые сооружения по сравнению со СНиП II-A-67. В связи с этим интерес представляет сопоставление результатов расчета по физическим методам с данными расчета по новым нормам. На рис. 12.3. и 12.4. приведены кривые коэффициента увеличения перерезывающих сил  $K_Q$ , равных отношению этих величин, полученных по физическим и нормативным методам для различных сечений в минаретах Шердор и Калон. Анализ этих кривых показывает, что относительно увеличение нагрузок по СНиП II-7-81 в нижней части сооружения составляет в среднем 1,5, в верхних же частях сооружения по сравнению с воздействием акселерограмм. Разница между результатами расчетов тем меньше, чем жестче сооружение, или чем меньше его высота.

На рис. 12.5. и 12.6. представлены эпюры изгибающих моментов по физическим и нормативным методам. Моменты, вычисленные при воздействии акселерограммы в нижних сечениях минарета Шердор в среднем на 50% меньше нормативным, в верхних уровнях на 40-60% .

Акселерограммы землетрясений дают наиболее полную информацию о характере сейсмического воздействия. Физические методы расчета позволяют детально учесть различные свойства сооружения и воздействия. Поэтому расчет на сейсмические воздействия исследуемых сооружений рекомендуется вести по физическим методам.

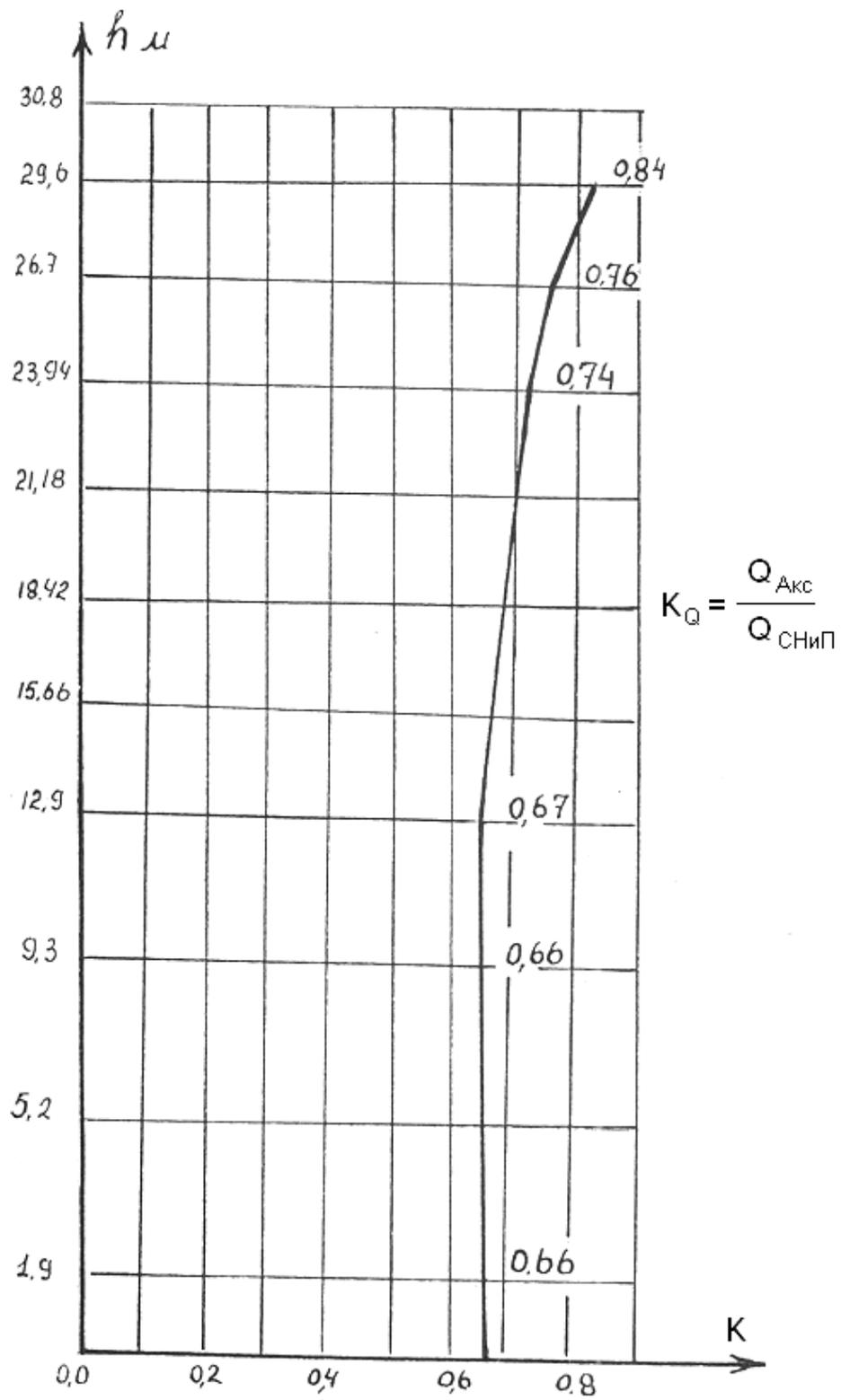


Рис. 12.3. Изменение коэффициента  $K_Q$  по высоте минарета Шердор.

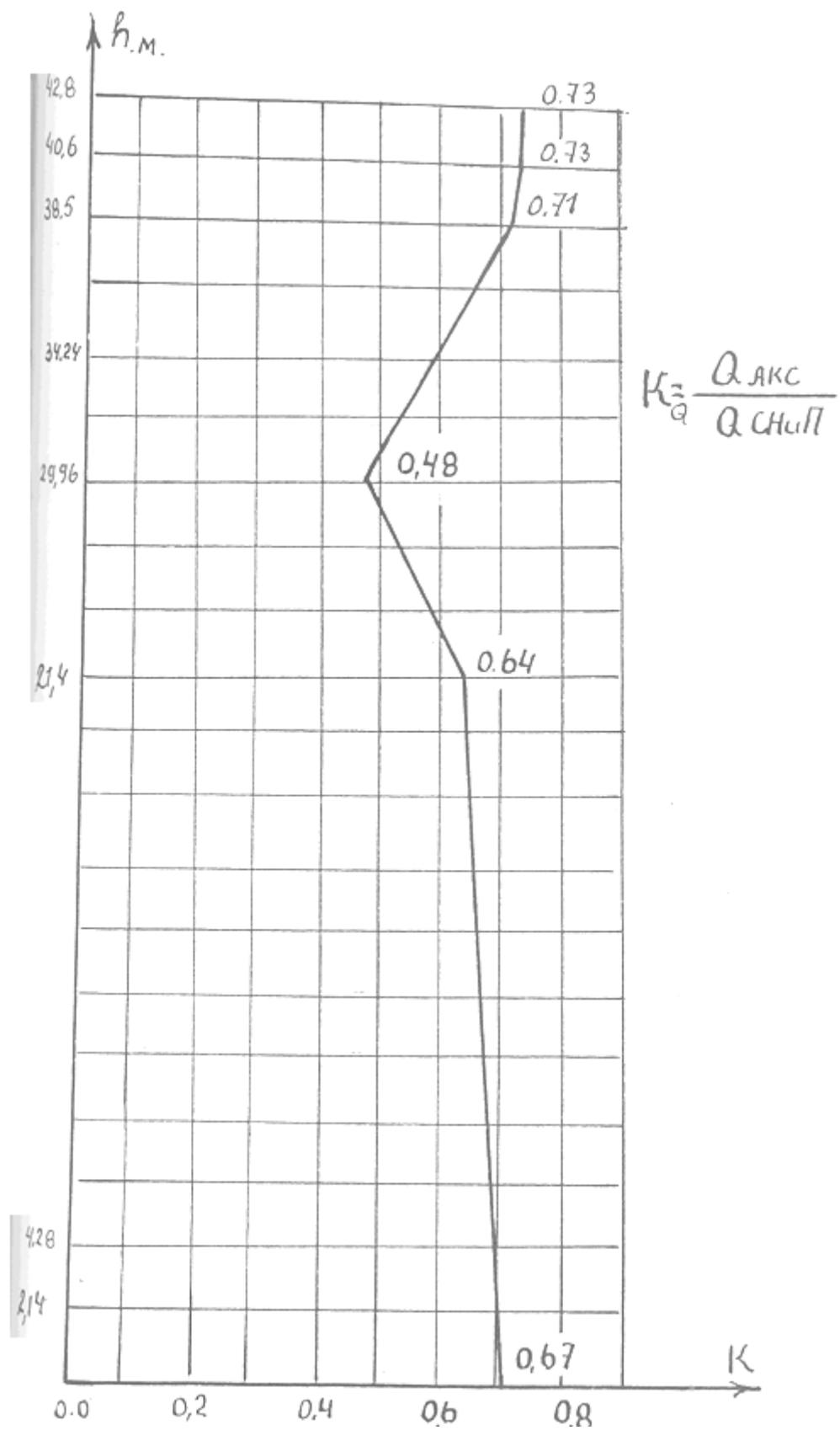


Рис. 12.4. Изменение коэффициента  $K_Q$  по высоте минарета Калон.

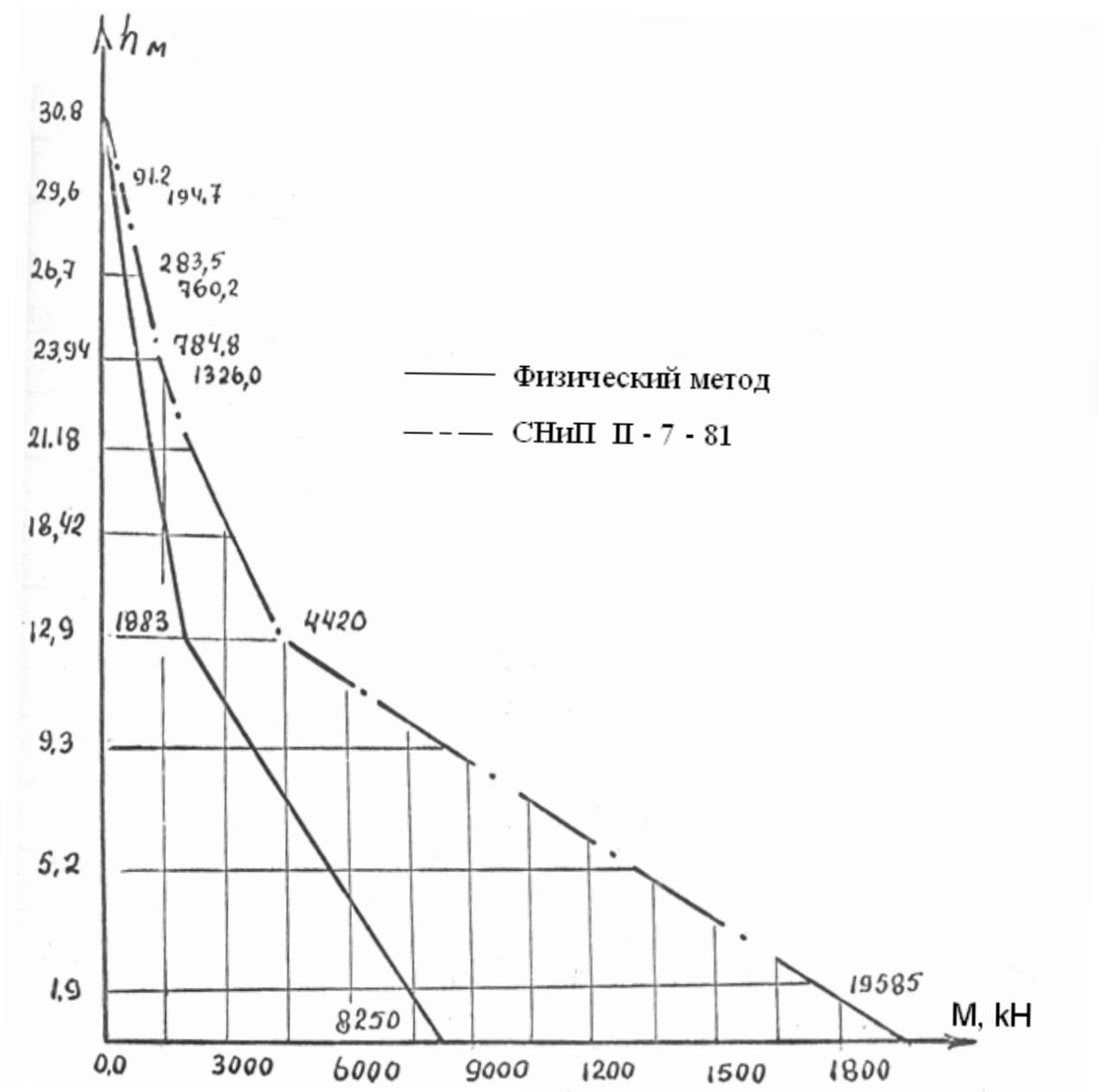


Рис. 12.2. Эпюра изгибающего момента минарета Шердор.

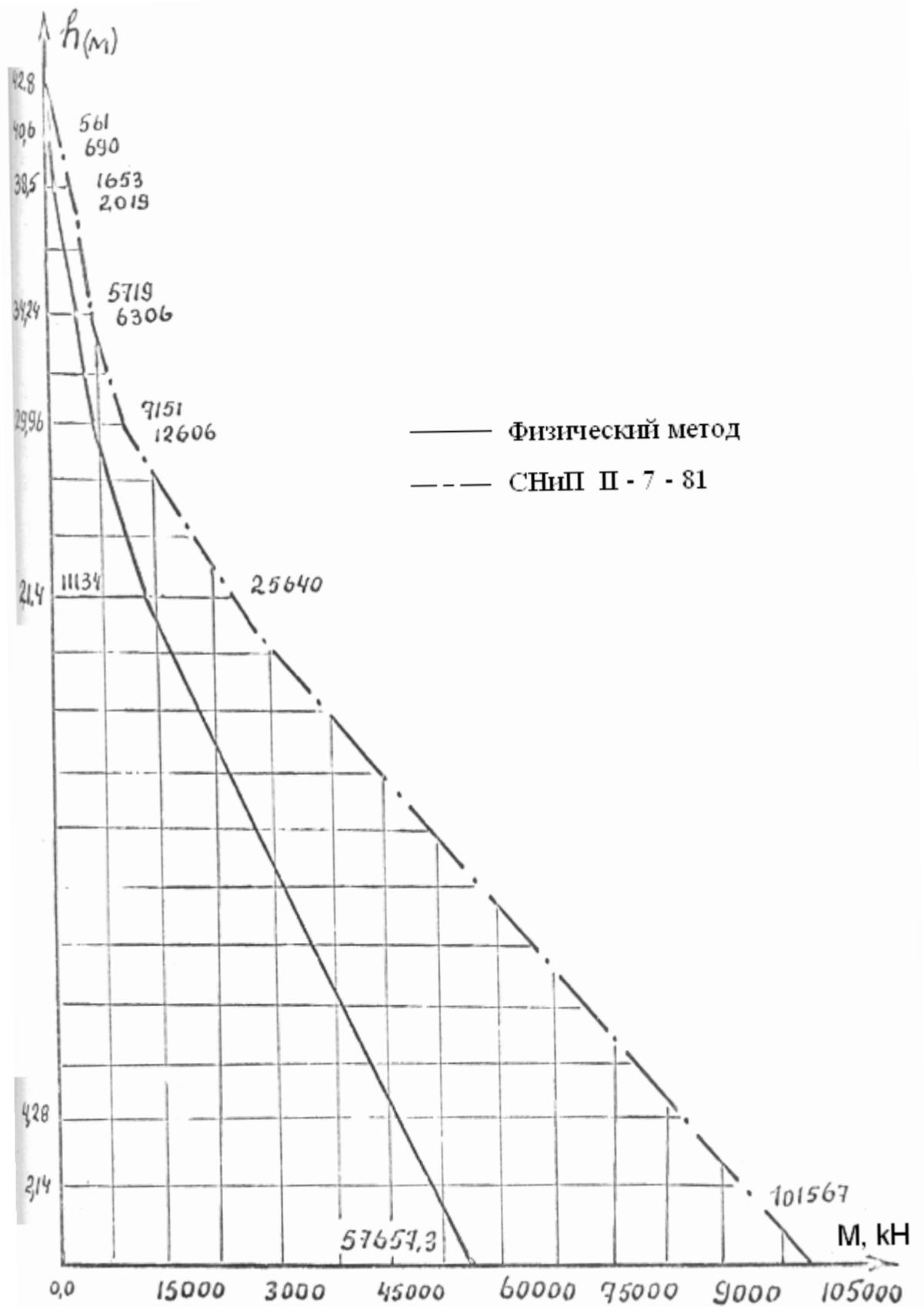


Рис. 12.6. Распределение изгибающих моментов по высоте минарета Калон.

### 12.3. Анализ напряженного состояния минаретов при изгибных деформациях

Исследование напряженного состояния минаретов необходимо для выяснения их сейсмостойкости. На рис. 12.7. приведены распределения нормальных и касательных напряжений в минаретах, вычисленные по физическим методам с учетом пяти форм колебаний.

На рис.12.7. для минарета Калон показаны значения отношений напряжений, полученных с помощью физических и нормативных методов расчета. Масштаб кривых для наглядности подобран так, чтобы значения напряжений в основании сооружения были равными. Это позволяет также определить сколько раз напряжение в различных точках по высоте сооружения больше напряжения в основании сооружения. Анализ полученных результатов позволяет сделать следующие выводы.

Наибольшие касательные и нормальные напряжения приблизительно возникают в сечениях  $1/3$  высоты от верха венчающих конструкций минарета, причем больше соотношение напряжений в верхних уровнях к напряжениям в основании сооружения соответствует нормальным напряжением « $\sigma$ ». Минарет Шердор возведен в медресе и конструктивном отношении его можно отнести к гибкому сооружению с жесткой нижней частью. Наиболее существенным здесь является то, что несмотря на незначительную высоту его гибкой части, характер распределения напряжений в нем более неравномерен, чем в отдельно стоящих минаретах. Максимумы расчетных касательных и нормальных напряжений, возникающих при воздействии акселерограмм достигают 95,5% и 96,6% соответственно от расчетных сопротивлений среза и сжатия. Эти величины, полученные по нормативным методам, составляют 101 % для срезающих и 128% для растягивающих напряжений. Сопоставление величин напряжений, вычисленных различными методами, показывает, что расчет по спектральной кривой коэффициента динамичности приводит к увеличению напряжений в среднем на 18-20% в верхних сечениях и на 6-7% в нижней половине

сооружения. Следует отметить, что в отдельно стоящих высоких минаретах разница между максимумами физических и нормативных напряжений несколько меньше указанной выше величины.

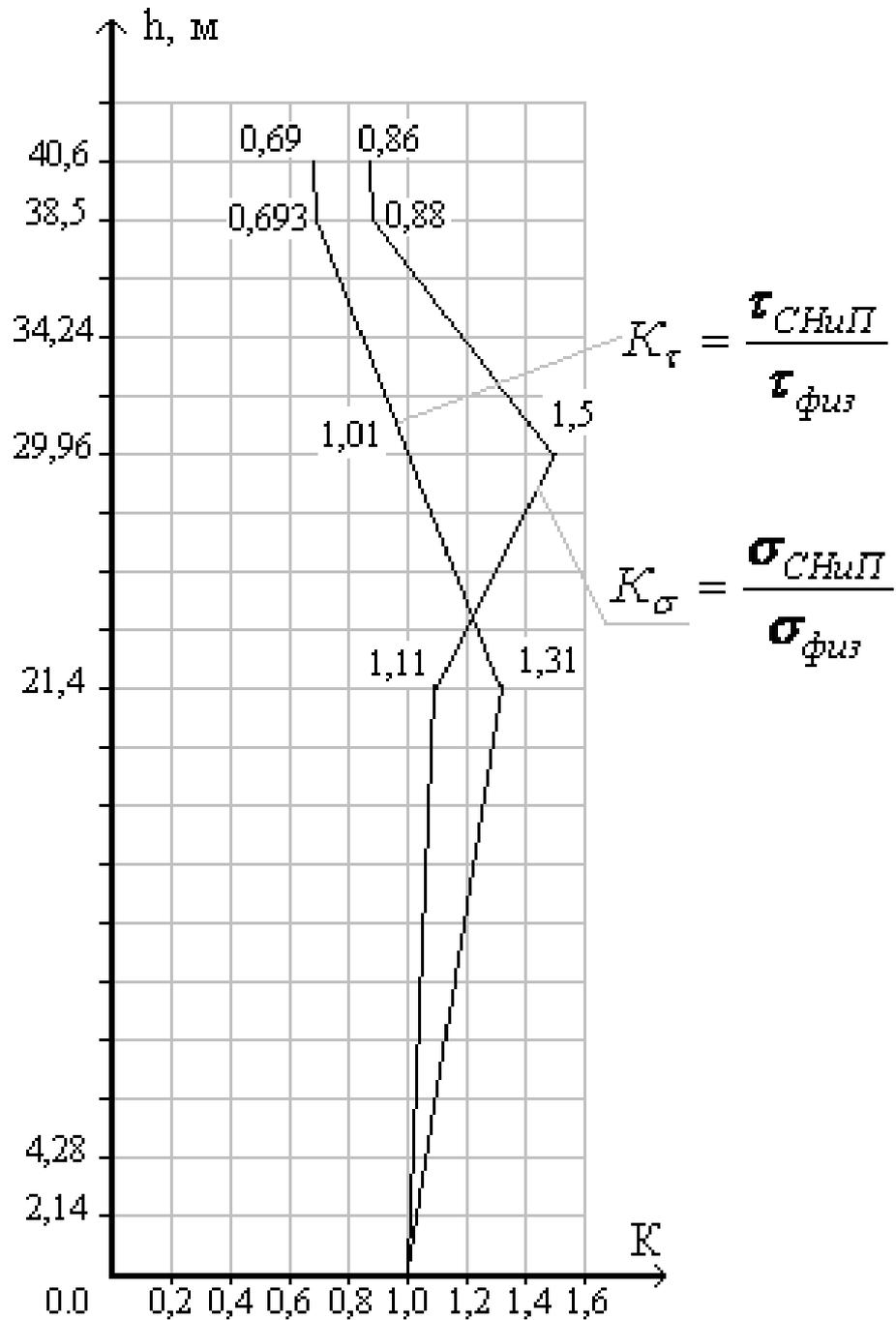


Рис. 12.7. Изменение коэффициентов  $K_\tau$  и  $K_\sigma$  по высоте минарета Калон.

### **ХIII. КРУТИЛЬНЫЕ КОЛЕБАНИЯ МИНАРЕТОВ, ОБУСЛОВЛЕННЫЕ НЕОДНОРОДНОСТЬЮ СЕЙСМИЧЕСКОГО ПОЛЯ**

Сейсмическое движение основания представляет собой кинематическое поле, которое в каждой элементарной площадке поверхности земли и на глубине необходимо представлять двумя трехкомпонентными векторами поступательного и вращательного движения. Очевидно, что не всегда и не для всех регионов расчет должен вестись на все шесть компонентов двоения, однако исследование сейсмостойкости сооружений, основанное на расчетах только на однокомпонентное сейсмическое воздействие, в настоящее время представляется недостаточным.

По целому ряду причин, основной из которых является отсутствие реализаций параметров вращения основания при землетрясении, исследование сейсмических процессов при крутильных колебаниях в пределах, необходимых для оптимального решения задач сейсмостойкости, еще далеко от своего завершения.

В настоящей главе рассматриваются вопросы анализа крутильных колебаний, обусловленных неоднородностью сейсмического поля.

Изучение их необходимо как с точки зрения общей теории, так и в связи с развивающимися темпами строительства высотных зданий в сейсмических районах. Осуществление же практических задач по сохранению и реставрации памятников архитектуры Востока вызывает необходимость расчета их на различные виды динамических воздействий, среди которых существенное значение имеют крутильные составляющие сейсмических колебаний.

Имеется целый ряд наблюдений, выполненных различными специалистами, которые приходят к выводу, что в некоторых случаях повреждения и разрушения сооружений можно объяснить как результат поворота верхней части сооружения относительно вертикальной оси. На рис. 13.1. показана деформация минарета при Ташкентском землетрясении 1966 г.

Деформация имеет характер поворота. По мнению специалистов, проводивших обследование поврежденных и частично разрушенных минаретов в Самарканде, во многих случаях имели место деформации кручения. Аналогичные наблюдения были сделаны в Кайраккуме после землетрясения 1985 г. Характер деформаций четырехэтажных кирпичных зданий дает основания предполагать наличие поворота верхних трех этажей относительно нижнего.

Вопрос об угловых перемещениях сооружений при землетрясениях имеет обширную литературу [15, 26, 27,56]. В них рассматриваются повороты сооружения вокруг вертикальных осей, вызываемых действием двух факторов: несовпадением центра масс с центром жесткости сооружения в плане и конечной скоростью распространения сейсмических возмущений в грунте.

Представляет интерес вопрос о возможности возникновения угловых перемещений вне зависимости от первой из этих причин.

Для его решения построена модель локального сейсмического поля, основанная на некоторых изложенных ниже упрощениях, допустимых для решения поставленных в работе задач.

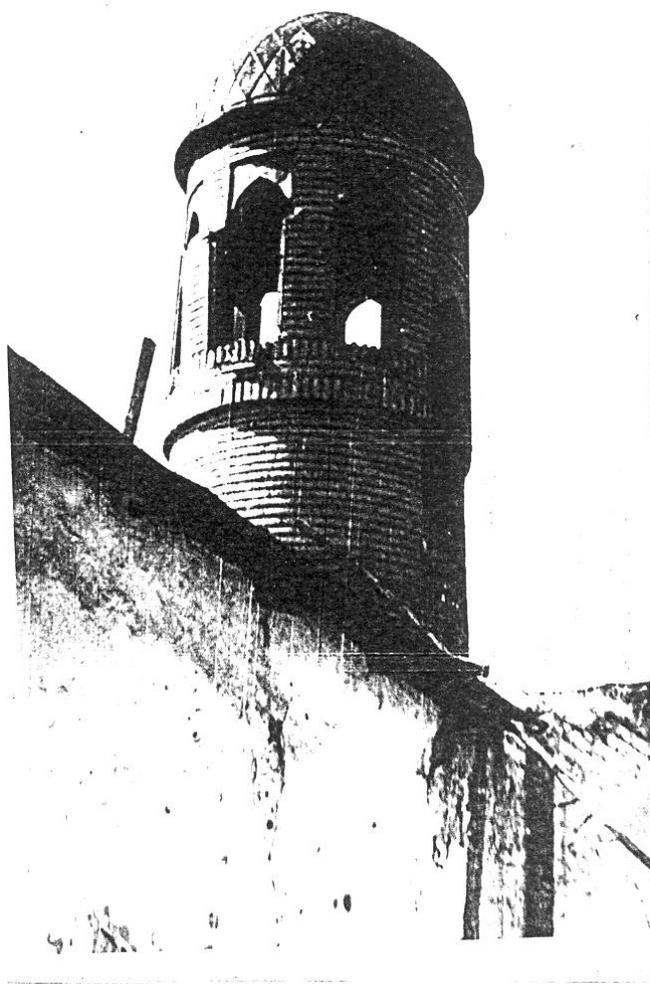


Рис. 13.1. Деформации минарета при Ташкентском землетрясении 1966 г.

### 13.1. Решение дифференциальных уравнений крутильных колебаний консольных стержней переменного сечения

Расчетные схемы некоторых гибких сооружений, таких как дымовые трубы, минареты, отдельно стоящие стойки, башни приводятся к защемленному в основании стержню (рис. 13.2.) площадь сечения и экваториальный момент инерции которого меняется по следующему закону:

$$\left. \begin{aligned} F(z) &= F_0(1 - \alpha z)^2 \\ I(z) &= I_0(1 - \alpha z)^4 \end{aligned} \right\} \quad (13.1)$$

$$\alpha = \frac{H}{L}$$

где,  $L$  – высота стержня;

$F_0$  и  $I_0$  – соответственно площадь и момент инерции в основании стержня с координатой  $z = 0$ ;

$\alpha$  – коэффициент коничности.

Дифференциальное уравнение крутильных колебаний стержня переменного сечения без демпфирования имеет вид [26]

$$\rho I_\rho(z) \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} - \frac{G'}{L^2} \frac{\partial}{\partial z} \left[ I_\rho(z) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right] = 0 \quad (13.2)$$

здесь,  $\theta$  – угол закручивания;

$\rho$  – плотность материала стержня;

$G'$  – Модуль сдвига с учетом коэффициента формы поперечного сечения;

$\rho I_\rho(z)$  – Момент инерции массы на единицу длину.

Уравнение (13.2) перепишем в виде

$$\left[ \frac{1}{(1 - \alpha z)^4} \frac{\partial}{\partial z} (1 - \alpha z)^4 \frac{\partial}{\partial t} - \frac{L^2 \rho}{G'} \frac{\partial^2}{\partial t^2} \right] \theta(t, z) = 0 \quad (13.3)$$

Общее решение получим как бесконечную сумму главных колебаний

$$\theta(z, t) = \sum_{i=1}^{\infty} A_i \varphi_i(z) \sin(\omega_i t + \alpha_i) \quad (13.4)$$

Постоянные  $A_i$  и  $\alpha_i$  определяются из начальных условий, которые примем следующими

$$\begin{aligned} \theta(z, 0) &= 0 \\ \dot{\theta}(z, 0) &= 1 \end{aligned} \quad (13.5)$$

Используя эти условия с учетом ортогональности собственных форм, получаем следующие выражения для весовых функций углов поворота сечений стержня

$$\theta(z, t) = - \sum_{i=1}^{\infty} \varphi_i(z) \frac{\bar{\delta}_i(z)}{\omega_i} \sin \omega_i t \quad (13.6)$$

где,  $\bar{\delta}_i(z) = \int_0^1 \varphi_i(z) J(z) dz,$

$\varphi_i(z)$  – амплитуда углового поворота сечения стержня, которые определяется из следующего уравнения [36]

$$\varphi_i(z) = N_i \frac{[\lambda_i^2(1 - \alpha z) + \alpha^2] \sin \lambda_i z - \alpha^2 \lambda_i \cos \lambda_i z}{(1 - \alpha z)^3} \quad (13.7)$$

здесь,  $N_i$  – нормирующий множитель;  
 $\lambda_i$  – коэффициент частоты.

Значения  $\lambda_i$  определяется из следующего уравнения [36]

$$\frac{\operatorname{tg} \lambda}{\lambda} = \frac{3\alpha^3 + (1 - \alpha)^2 \lambda}{3\alpha^3 + (1 - \alpha)\alpha(\alpha + 2)\lambda^2} \quad (13.8)$$

На рис. 6.3. приведены решение уравнения (6.8) при  $\lambda=0,5$ .

Частоты собственных колебаний конического стержня без учета рассеяния энергии определяется по формуле [36]

$$\omega_i = \sqrt{\frac{G' \lambda_i}{L^2 \rho}} \quad (13.9)$$

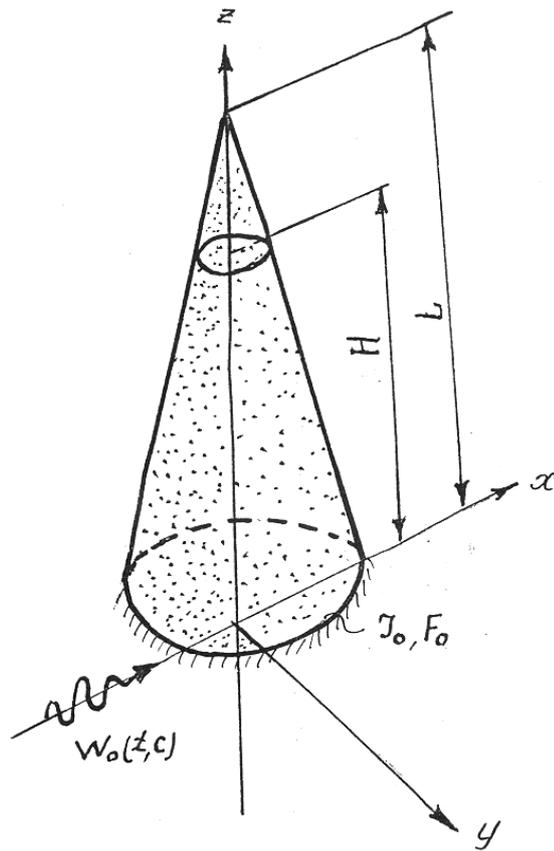


Рис. 13.2. Башенное сооружение в неоднородном сейсмическом поле.

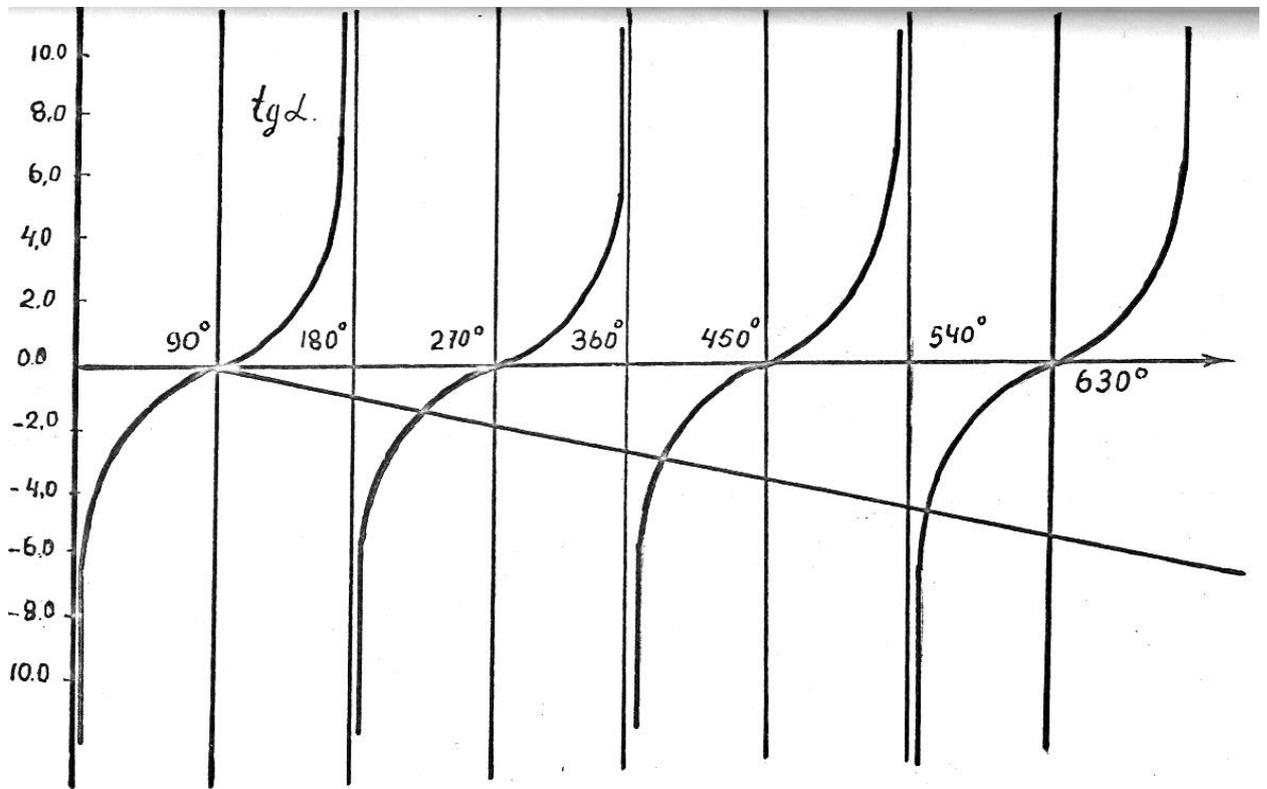
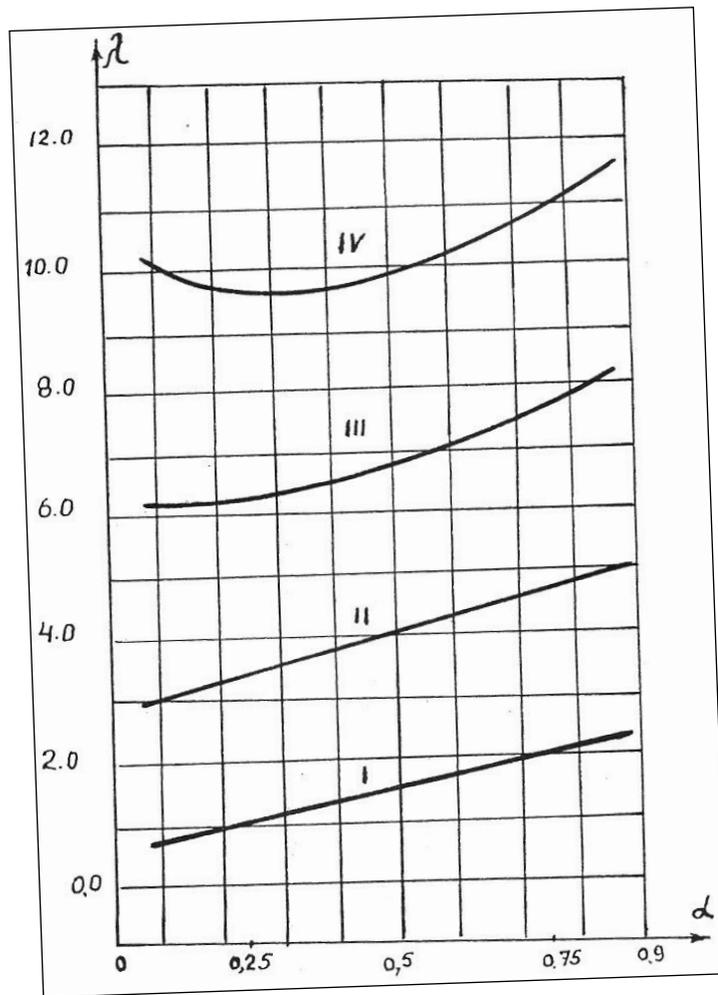


Рис. 13.3. Графическое решение уравнения частот.



13.4. Зависимость между коэффициентами частоты и коничности.

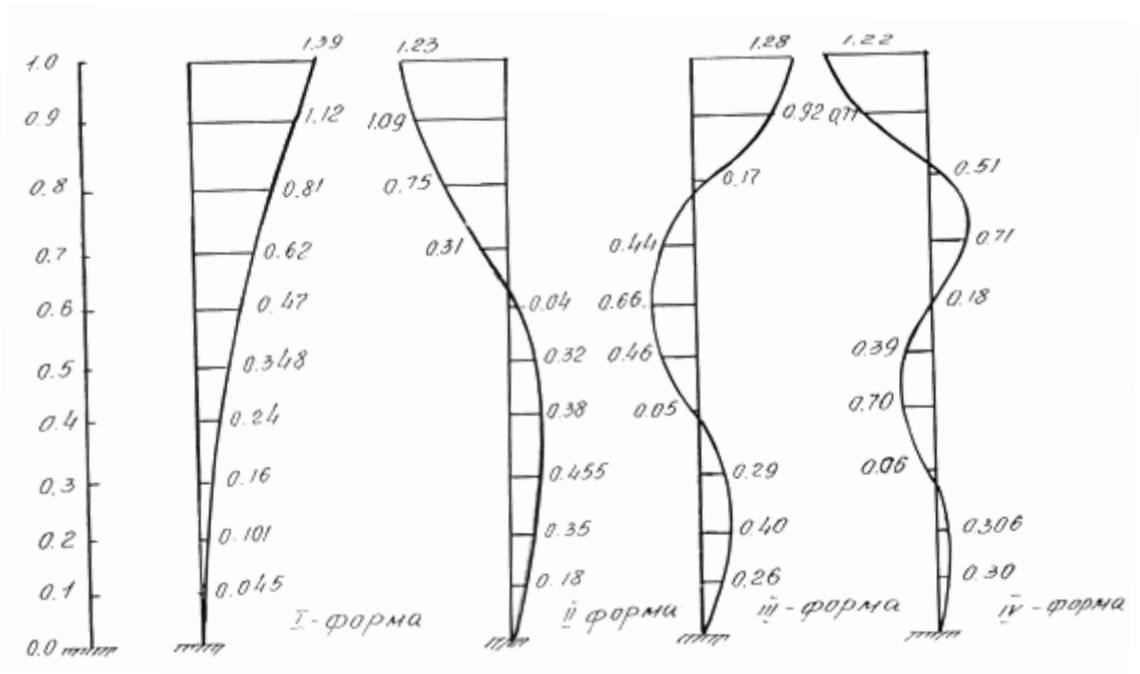


Рис. 13.5. Формы колебаний конического стержня ( $\alpha=0,5$ )

Рис. 6.4. иллюстрирует кривые зависимости между коэффициентом частоты  $\lambda_i$  и коничностью  $\alpha$ .

На рис. 6.5. показаны ординаты нормированных форм крутильных колебаний четырех первых тонов для стержня с коэффициентом коничности  $\alpha=0,5$ .

### 13.2. Динамические характеристики крутильных колебаний минаретов

По приведенным выше формулам определены частоты и формы крутильных колебаний некоторых минаретов. Частоты четырех последовательных тонов колебаний минаретов Бало-Ховуз, Калон, Вобкент, Кальта-Минор, Улугбек приведены в табл. 13.1. [36]

Таблицы 13.1.

Частоты крутильных колебаний

№	Минареты	L, м	H, м	$\alpha = \frac{H}{L}$	$\omega_1,$ с <sup>-1</sup>	$\omega_2,$ с <sup>-1</sup>	$\omega_3,$ с <sup>-1</sup>	$\omega_4,$ с <sup>-1</sup>
1	Боло-Ховуз	12,65	24	0,52	59,2	169,7	285,4	410,4
2	Калон	42,8	32	0,52	17,6	49,4	83,7	123,1
3	Вобкент	38,6	57	0,68	25,7	60,9	96,6	142,7
4	Кальта-Минор	28	107	0,26	18,7	64,7	120,7	175,4
5	Улугбек	32,7	105,5	0,31	17,56	56,3	102,2	148,0

Анализ таблицы 13.1. показывает, что отношение частот  $i$  – ой формы к частоте основного тона с ростом коэффициента коничности уменьшается. Последнее обстоятельство может оказаться существенным при определении необходимого числа учитываемых форм.

В таблице 13.2. приведены значения ординат нормированных форм колебаний для первых четырех тонов при различных коэффициентах коничности. Формы колебаний в таблице даны для точек относительными абсциссами  $\bar{z} = z/H$ , где  $z$  – отсчитывается от основания стержня. Следует

отметить, что для промежуточных значений  $\alpha$  ординаты форм можно определить по линейной интерполяции.

Анализ полученных результатов показывает, что с ростом коничности для всех форм колебаний, увеличиваются ординаты форм верхнего сечения стержня.

На рис. 13.6. представлены четыре собственных формы колебаний минарета Бало-Ховуз.

Второй тон колебаний характеризуется наличием узловой точки в верхней части минарета. По третьему тону узловые точки находятся приблизительно  $1/3$  и  $4/5$  высоте минарета. С изменением  $\alpha$  положение узловых точек практически не меняется.

Для всех рассматриваемых форм характерны максимумы амплитуд колебаний верхнего сечения сооружения. С помощью полученных динамических характеристик можно построить весовые функции сейсмических реакций для анализа напряженного состояния минаретов.

Табл.13.2.

Формы крутильных колебаний конического стержня

$\alpha$	$\bar{z} = \frac{z}{H}$	Ординаты нормированных форм крутильных колебаний			
		Номер тона			
0,25	0,1	0,0625	0,239	0,367	0,4584
	0,2	0,132	0,444	0,5424	0,447
	0,3	0,2075	0,566	0,394	-0,04772
	0,4	0,2895	0,506	-0,0211	-0,569
	0,5	0,3783	0,429	-0,4718	-0,4767
	0,6	0,4738	0,173	-0,6769	0,1702
	0,7	0,5765	-0,1577	-0,477	0,7036
	0,8	0,681	-0,492	-0,0527	0,5011
	0,9	0,804	-0,7553	0,6194	-0,3026
	1,0	0,93	-0,865	0,8676	-0,8697

Продолжение табл. 6.2.					
1	2	3	4	5	6
0,5	0,1	0,0457	0,1804	0,2641	0,302
	0,2	0,1012	0,3501	0,405	0,3068
	0,3	0,1683	0,4558	0,2957	-0,0636
	0,4	0,2498	0,3837	-0,0529	-0,699
	0,5	0,348	0,3198	-0,463	-0,39
	0,6	0,469	0,04216	-0,664	0,1833
	0,7	0,62	-0,312	-0,477	0,714
	0,8	0,8109	-0,7558	-0,1785	0,519
	0,9	1,1207	-1,0975	0,919	-0,727
	1,0	1,3904	-1,2378	1,285	-1,2277
0,75	0,1	0,0226	0,0824	0,1502	0,2248
	0,2	0,053	0,176	0,2664	0,282
	0,3	0,093	0,265	0,2671	0,0404
	0,4	0,1494	0,3276	0,0994	-0,363
	0,5	0,226	0,3376	-0,223	-0,55
	0,6	0,3404	0,262	-0,597	-0,173
	0,7	0,519	0,0566	-0,801	0,7029
	0,8	0,829	-0,349	-0,668	1,412
	0,9	1,442	-1,1082	0,2107	0,8697
	1,0	2,926	-2,6665	2,2959	-1,9621
0,9	0,1	0,0066	0,0253	-0,0457	0,0619
	0,2	0,014	0,054	0,0766	0,0652
	0,3	0,0279	0,0788	0,0592	-0,0267
	0,4	0,0513	0,0888	-0,01817	-0,1869
	0,5	0,0695	0,0742	-0,141	-0,1127
	0,6	0,1147	0,0001	-0,243	0,1211
	0,7	0,208	-0,1296	-0,21	0,4219
	0,8	0,4515	-0,452	0,0948	0,3513
	0,9	1,344	-1,423	1,251	-0,8348
	1,0	8,586	-7,9368	7,4364	-7,1114

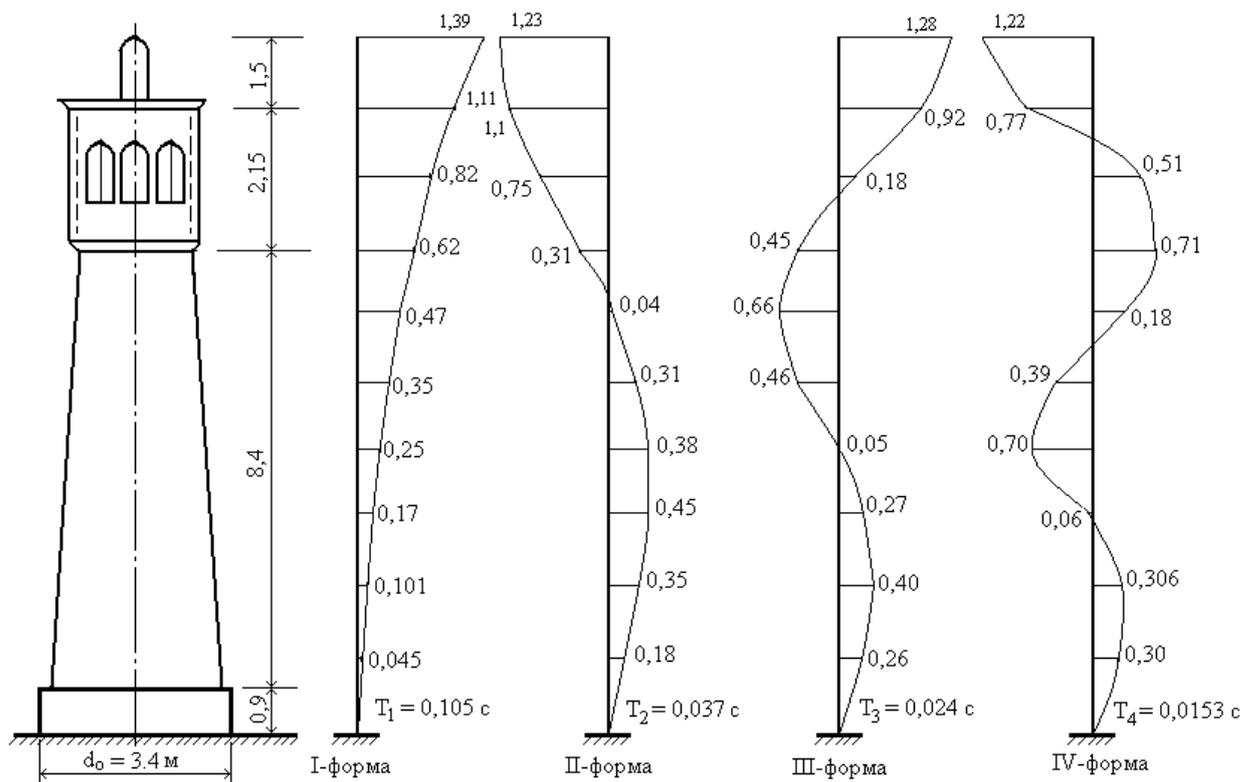


Рис. 13.6. Крутильные формы колебаний минарета Боло-Ховуз.

### 13.3. Весовые функции сейсмических реакций

Модель локального сейсмического поля принимается из следующих соображений. На малой площадке поверхности, сопоставимой по величине с размером сооружения в плане, вдоль оси  $ox$  со скоростью  $C$  м/с по поверхности земли распространяется сейсмическая волна. Скорость волны принимается независимой от частоты колебаний.

Фронт волны считается плоским, параллельным плоскости  $yoz$  (рис. 13.2). Термином "сейсмическая волна" обозначен сложный механический процесс, состоящий из поперечных колебаний частиц основания. Развертка процесса во времени дается инструментальными записями перемещений, скоростей и ускорений вдоль соответствующих осей.

Сейсмическая волна считается однородной на глубине, сравнимой с глубиной заложения фундамента сооружения. Дисперсия сейсмической волны пренебрегается и считается, что волна распространяется без искажений.

Орты координатных осей обозначим через  $\bar{i}, \bar{j}, \bar{k}$ . За начало отсчета времени  $t = 0$  примем момент, соответствующий достижению сейсмической волной начала координат.

Уравнение поля сейсмических перемещений будет

$$\bar{u}(t) = U_x(t - \frac{x}{c})\bar{i} + U_y(t - \frac{x}{c})\bar{j} + U_z(t - \frac{x}{c})\bar{k} \quad (13.10.)$$

В дальнейшем нас будут интересовать величины крутящих моментов в произвольных сечениях сооружения, для чего необходимы значения угловых ускорений, которые получаются аналогичным образом

$$\begin{aligned} \theta_y &= \frac{1}{2c} \omega'_z(t - \frac{x}{c}) \\ \theta_z &= \frac{1}{2c} \omega'_y(t - \frac{x}{c}) \end{aligned} \quad (13.11)$$

Угловые оси относительно оси  $x$  отсутствуют. Совмещая начало координат с центром фундамента сооружения получим

$$\begin{aligned} \theta_y &= \frac{1}{2c} W'_z(t) \\ \theta_z &= \frac{1}{2c} W'_y(t) \end{aligned} \quad (13.12)$$

В дальнейшем рассматриваются крутильные колебания сооружений вокруг вертикальной оси, вызванные компонентой  $\theta_z$ .

Ввиду жесткой связи сооружения с грунтом принимаем, что ускорение фундамента сооружения равно ускорению частицы грунта. Тогда движение сооружения будет выражаться

$$\varphi_z(t) = \frac{1}{2c} \int_0^t W'(\tau) h_z(t - \tau) d\tau \quad (13.13)$$

$h_z(t - \tau)$  - весовая функция угловых перемещений. Аналогично для любого силового фактора  $S$  имеем

$$S_z(t) = \frac{1}{2c} \int_0^t W'(\tau) S_z^0(t - \tau) d\tau \quad (13.14)$$

Величина крутящего момента в сечении  $z$  при воздействии акселерограммы найдем из следующей формулы

$$M(z, t) = \frac{1}{2c} \sum_{i=1}^n \omega_i \alpha_i(z) \int_0^t W(t) e^{-\frac{\gamma \omega_i}{2}(t-\tau)} \cos[\omega_i'(t - \tau) + \beta_i] dt \quad (13.15)$$

здесь,  $\beta_i = \arctg \alpha + \arctg \frac{\gamma \omega_i}{2\omega_i'}$ .

По разработанному алгоритму разработана программа расчета башенных сооружений на воздействие акселерограмм реальных землетрясений. Для расчетов были выбраны три акселерограммы разрушительных землетрясений в Калифорнии (г. Эль-Центро, г. Юрека, г. Тафт) и акселерограмма Газлийского землетрясения пронумерованные в соответствующем порядке (№№1-4).

Программа предусматривает нахождение максимальных крутящих моментов  $M(z)_{\max}$  с указанием момента вступления этих максимумом, а также при необходимости получения значений этих же функций при всех значениях аргумента  $t$ , т.е. изменения во времени крутящих моментов в произвольном сечении сооружения.

Максимумы сейсмических воздействий на минарет Калон по акселерограммам №1-4 приведены на рис. 13.7. Декремент колебаний для всех форм колебаний принят одинаковым и равным  $\gamma = 0,13$ . Анализ полученных результатов свидетельствует, что максимумы крутящих моментов в сечениях сооружения при различных реализациях приблизительно пропорциональны стандартам акселерограмм.

Характер распределения максимумов реакций по высоте сооружения при различных реализациях существенно отличаются между собой.

На рис.13.8. показаны эпюры относительных касательных напряжений по высоте сооружения, где за принято напряжение в основании сооружения. Наглядно видно повышение касательных напряжений в верхней трети высоты сооружения минарета, причем для касательных напряжений оно доходит до 1,4. Этот эффект наиболее выражен для акселерограммы Газли. Таким образом, уменьшение по высоте сооружения жесткости поперечного сечения минарета приводит к значительному увеличению напряженного состояния в верхних сечениях сооружения. Разрушение верхних частей дымовых труб, наблюдаемое при землетрясениях, является следствием описанного эффекта.

Эпюры составляющих  $M_{кр}$  по первым трем формам колебаний свидетельствуют о существенном влиянии высших форм колебаний на реакции сооружения, рис. 6.9 . Увеличение крутящих моментов в основании минарета Кальта-Минор от высших форм колебаний соответственно составляет 31, 28, 33, 35% для акселерограммы № 1-4.

В нижних частях сооружения ( $z/\ell < 0,7$ ) составляющие по второй форме крутильных колебаний существенно выше (1,5-2 раза), чем составляющие по первой форме.

В верхних сечениях сооружения влияние второй формы меньше и составляет в среднем 30 – 40% от максимума. Максимумы составляющих третьей формы колебаний возникают в средней части минарета и не превышают 10-15% от результирующих моментов. Влияние этой формы существенно зависит от соотношения между периодом тона и спектральным максимумом акселерограммы. Собственный период третьего тона минарета Кальта-Минор равен 0,052 сек., что составляет приблизительно 0,13 преобладающего периода акселерограммы. Для минарета Калон эта величина равна 0,163 и вклад третьей формы в средней части минарета 30-40%. Таким образом, для минаретов, период колебаний которых  $T_{III} \geq 0,14-0,15 T_0$  необходимо учитывать составляющие третьего тона крутильных колебаний.

Влиянием четвертых форм крутильных колебаний на величины сейсмических воздействий можно пренебречь.

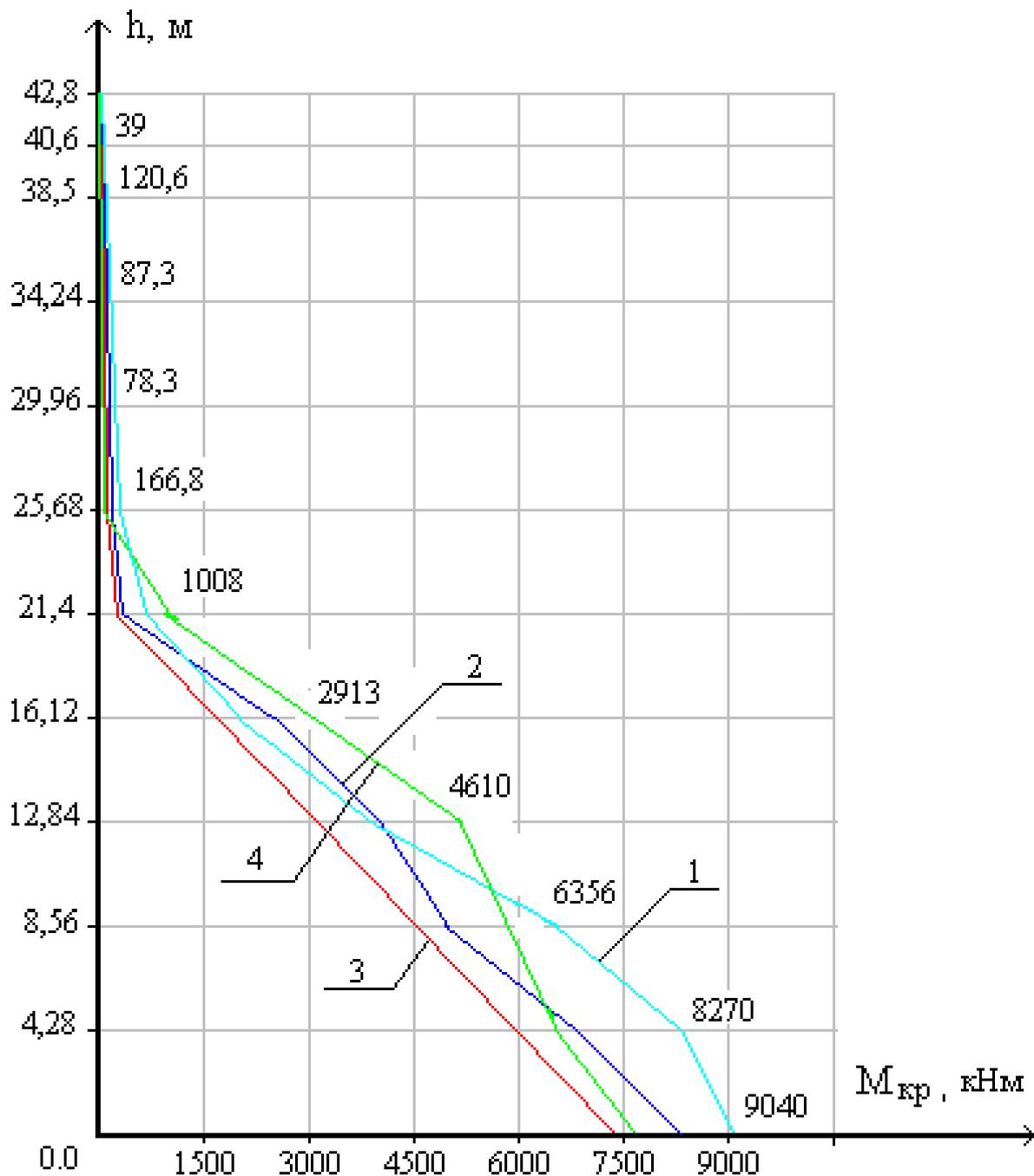


Рис. 13.7. Эпюры крутящих моментов в минарете Калон при воздействии на него акселерограмм. 1-Акс 7-25 Г-40, 2-Акс 8-8 Г-10, 3-Акс 8-3 Г-52, 4-Акс Газли.

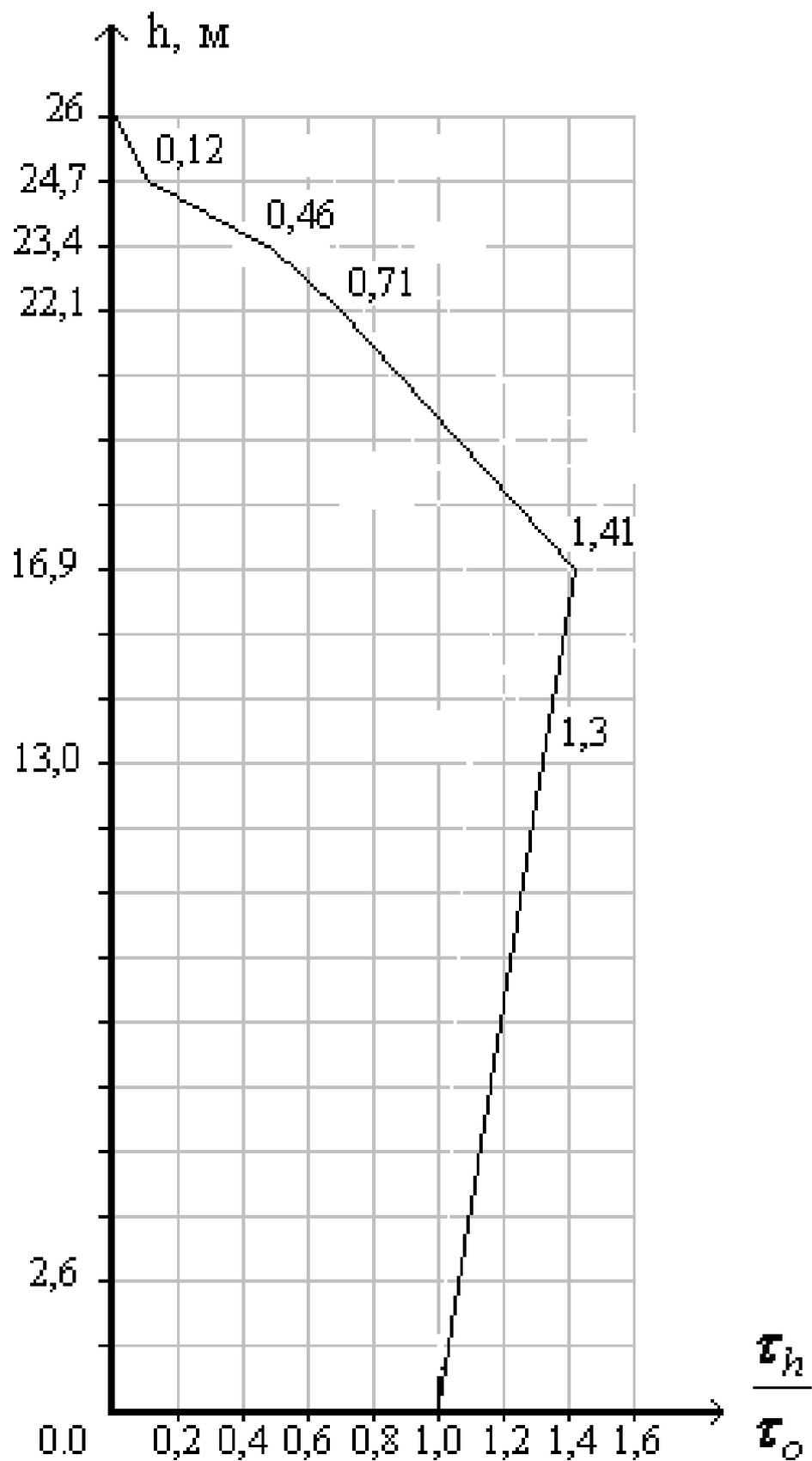


Рис. 13.8. Эпюры относительных касательных напряжений минарета Саидниез Шоликорбая при воздействии акселерограмм Газли.

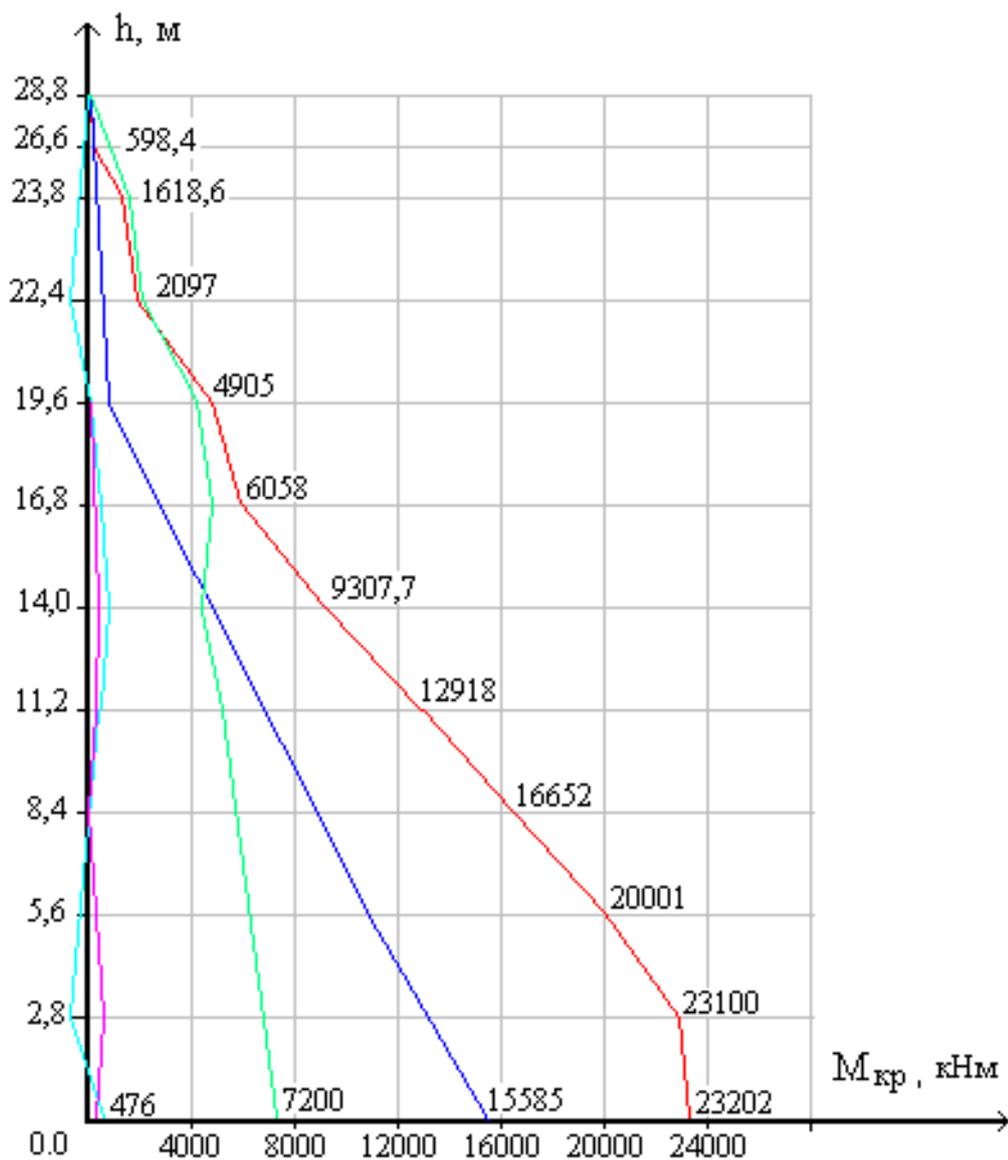


Рис. 13.9. Эпюры крутящих моментов от сейсмических воздействий на минарет Кальта-Минор по 1 – форме, 2 – форме, 3 – форме, 4 – форме, 5 – результирующая по первым трем формам.

#### 13.4. Анализ напряженного состояния минаретов при воздействии акселерограммы

В данном разделе по известным аналитическим весовым функциям крутящих моментов и напряжений, вычислены соответствующие силовые характеристики для десяти существующих минаретов.

В расчетах была использована стандартная выборка из четырех акселерограмм. Все акселерограммы приведены к 7 балльной интенсивности.

Уровень напряженного состояния изучался в двадцати сечениях по высоте минарета. В результате расчетов были определены поперечные и продольные силы во внецентренно нагруженных сечениях, изгибающие и крутящие моменты, напряжения, обусловленные как изгибными ( $\tau_{изг}$ ), так и вращательными составляющими ( $\tau_{кр}$ ) сейсмических воздействий, эксцентриситет приложения внешних сил и площадь сжатой зоны. Результаты расчетов сведены в табл. 6.3.

Анализ этих данных показывает, что значения расчетных нормальных напряжений во всех сечениях меньше расчетного сопротивления  $R_c=1275$  кПа.

Допустимые касательные напряжения были определены по экспериментальным данным и принимались равными  $\tau_{срез} = 95$  кПа.

Из табл. 4.3. видно, что максимумы расчетных касательных напряжений только в минарете Бало-Ховуз меньше допустимых.

Отметим, что минарет Бало-Ховуз имеет наименьшую высоту среди других минаретов.

В некоторых минаретах при сейсмических воздействиях 7 балльной интенсивности расчетные сдвигающие усилия в отдельных сечениях могут существенно превосходить предельно допустимые. Это обстоятельство дает возможность оценить степень сейсмостойкости минаретов по максимумам касательных напряжений. Такая оценка приведена в табл. 6.4.

Анализ последствий землетрясений, характера разрушений, трещин в кладке, обвал верхних фонарных частей минаретов и т.д., свидетельствует о существенном влиянии сдвиговых деформаций на несущую способность сооружения. После разрушительных землетрясений 1976 года, минареты были восстановлены, трещины заделаны цементно-песчаным раствором высокой прочности. Однако, после землетрясения 1984 года на поврежденных участках вновь произошли характерные, для сдвиговых

колебаний, раскрытия трещин. Тогда как между 1976 г. и 1984 г. разрушения не наблюдались.

Таким образом, при анализе сейсмостойкости башенных сооружений необходимо учитывать и составляющие крутильных колебаний.

Результаты оценки сейсмостойкости десяти минаретов, приведенные в табл. 6.4. показывают, что наибольшую опасность представляют касательные напряжения, возникающие при одновременном воздействии изгибных и крутильных колебаний. Сейсмостойкость семи минаретов, расположенных в Бухарской и Хорезмской областях, по нормальным напряжениям определяется в 7-8 баллов, а по касательным 6,5 ÷ 7 баллов. Сейсмичность этих районов равна семи баллам.

В этих условиях сохранность минаретов можно считать обеспеченной при наличии средних грунтовых условий.

Сейсмостойкость трех самаркандских минаретов меньше предыдущих и по нормальным напряжениям оценивается в 7 баллов, а по касательным - 6,3 балла. Средняя сейсмичность Самарканда равна восьми баллам. Отсюда следует, что сохранность самаркандских минаретов в случае землетрясения расчетной интенсивности не обеспечена и они требуют дополнительного усиления. Для окончательного решения этого вопроса и определения степени усиления необходимо уточнение грунтовых условий путем микросейсмораионирования.

Изложенные выводы не противоречат известным фактам о хорошей сохранности минаретов в Хиве и Бухаре, тогда как большинство самаркандских минаретов разрушены и не сохранились до наших дней несмотря на то, что они имеют значительно более молодой возраст.

Вопрос о применении нормативных расчетов для проверки сейсмостойкости древних сооружений требует дополнительной проработки.

Физические методы удовлетворительно согласуются с действительностью.

Табл. 13.3.

## Напряжения в минарете Калон при реальных сейсмических воздействиях 7 – балльной интенсивности

№ сечения	Высота сечения $h, м$	Диаметр сечения $d, м$	Площадь сечения $F, м^2$	Сейсмическая сила по акселерограммам			Продольная сила $N, кН$	Эксцентриситет $e_0, м$	Площадь сжатой зоны, $F_{сжат}, м^2$	Нормальное напряжение, $\sigma_{из}, кПа$	Касательное напряжение, $\tau_{из}, кПа$	Полярный момент инерции $I_p, м^4$	Касательное напряжение $\tau_{кр}, кПа$	Суммарная касательного напряжения
				Поперечная сила $Q, кН$	Изгибающий момент $M_{из}, кНм$	Крутящий момент $M_{кр}, кНм$								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	42,8	4,15	13,52	260,8	24,5	39	590,4	0,47	9,98	88,32	34,8	23,54	3,48	38,3
2	40,6	6,0	12,75	519,1	561	120,6	1170,5	0,32	10,31	254,3	67,13	21,84	8,84	76,0
3	38,5	6,0	9,58	617,6	1653	87,3	2886,1	0,57	8,07	648,9	102	11,26	13,56	115,6
5	34,24	6,24	28,7	803,4	5719,2	78,3	5434,7	1,05	17,2	566,7	62,27	97,5	2,42	64,7
7	29,96	6,76	34,1	861,3	7151,5	166,8	7991,2	0,9	23,23	608,9	49,4	144,1	3,8	53,2
10	21,4	7,8	47	1530,2	11134,3	100,8	14028,7	0,8	31,5	738,3	64,8	235,3	13,11	77,9
20	0,0	10,4	84,9	2254	57657,3	9040,7	44978,8	1,28	60,58	1264,7	56,2	916,8	51,3	107,5

Табл. 13.4.

## Сейсмостойкость минаретов Узбекистана

№	Местонахождение минаретов	Сейсмичность района, в балл.	Наименование минаретов	Дата возведения, годы	Существующая высота $h$ , м	Начальная высота $H$ , м	Нижний диаметр $D_{об}$ , м	Диаметр фонаря $D_{ф}$ , м	Нормальное напряжение, $\sigma_{нз}$ , кПа	Касательное напряжение, $\tau_{нз}$ , кПа	Касательное напряжение при кручении	Максимально-расчетное напряжение при сдвиге для 7 баллов	Сейсмостойкость при нормальных напряжениях	Максимальные интенсивности землетрясений в баллах
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	г. Хива	7	Ислам Хожа	1912	57,0	57,0	9,5	3,3	721,8	111	14,3	125,4	7,84	6,72
2		7	Кальта-Минор	1855	28,0	28,0	14,2	10,2	734,8	73,5	35,3	123,9	7,9	6,55
3		7	Жума	18 в.	34,0	34,0	7,0	3,7	878,0	66,6	22,3	88,9	7,58	6,9
4		7	Саидниез Шоликорбай	1842	27,0	27,0	4,5	2,5	886,3	80,9	17,6	89,7	7,45	6,75
5	г. Бухара и Бухарская область	7	Калон	1127	47,1	47,1	10,4	6,0	1264	102	13,56	115,6	7,1	6,73
6		7	Боло-Ховуз	1915	12,65	12,65	3,4	2,15	290	59,3	12,66	72,0	8,18	7,35
7		7	Вобкент	1197	4,03	4,03	6,2	2,81	1070	118	12,6	124,4	7,3	6,73
8	г. Самарканд	8	Шердор	1636	30,2	30,2	4,5	2,6	1000	163,37	11,6	170	7,1	6,35
9		8	Улугбек	1420	33,9	41,0	4,2	2,84	1020	156,0	15,2	166	7,05	6,33
10		8	Биби-Хоним	1404	18,2	30,5	4,15	3,04	1295	126	10,3	160,25	6,9	6,23

[ $\sigma$ ] = 1275 кПа

### **ХІІІ. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УСИЛЕНИЮ МИНАРЕТОВ**

Каждый памятник уникален и представляет ценное культурное наследие. Как известно, выбор методов восстановления и укрепления зависит от степени полученных повреждений конструкций памятника.

Инженерные обследования технического состояния минаретов Хивы в 2006 году были зафиксированы имеющиеся трещины и причины их возникновения. При обследовании выявлено, что в зоне с сильным увлажнением минареты, расположенные в один ряд со стороны дороги имеет крены. Основной причиной ухудшения технического состояния является крен минаретов от неравномерной осадки основания. Например, крен минарета от вертикальной оси в минаретах Саидниез Шоликорбой и Джума соответственно составляет 1015 и 1048 мм. Это критическое состояние для минаретов.

Поэтому для устранения крена и усиления деформированных частей разработана рекомендация.

Учитывая аварийное состояние, а также продолжающихся деформаций установленных сейсмометрическими, геодезическими и гидрогеологическими наблюдениями рекомендуется производить укрепление минарета в три этапа. [ 35 ]

На первом этапе минарет в нескольких ярусах прикрепляется с помощью бандажами с землей с целью предотвращения от разрушения при усилении подземной части. Выпрямления минарета приводит к разрушению минарета. Поэтому выпрямление производится специально разработанному проекту.

Во втором этапе производится укрепление основания фундамента методом инъектирования. Состав, прочность, сцепляемость раствора тщательно изучается. Но сначала требуется устранить имеющиеся утечки воды из коммуникаций в зоне усиления.

В третьем этапе после набора прочности и стабильности деформации основания производится усиление надземной части. Для этого под большим

давлением продуваются и промываются все трещины и заделываются специально подготовленными жидкими сильно сцепляющими материалами.

Только после полного завершения всех укрепительных работ, обеспечивающие устойчивости, сейсмостойкости и долговечности минаретов снимают все внешние металлические бандажи крепления.

При этом все работы проводятся по строгим инструментальным и мониторинговым наблюдениям.

После окончания работ по конструктивным мероприятиям проводить систематический контроль за техническим состоянием конструкций минарета и его крена (контроль за разрушением кладочного раствора, раскрытие трещин путем установки маяков и геодезическое измерения согласно требований и норм действующих нормативных документов).

## **ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ**

1. Обследованы 10 минаретов на территории Республики Узбекистан. Определены размеры, выяснены особенности конструкций отдельных частей. Определено техническое состояние и собраны исторические сведения о времени возведения и размерах минаретов, установлена степень повреждений и разрушений за время их существования. Установлено, что для минаретов древней постройки основной причиной разрушений являются землетрясения различной интенсивности, происходившие в прошлом. В числе обследованных имеются минареты, возведенные в 12-ом веке (минареты Калон в Бухаре и Вабкент) и в начале 20-го века (Ислом Ходжа в Хиве; Бало Хауз в Бухаре). Высота обследованных минаретов изменяется от 57 м (Ислом Ходжа в Хиве) до 12,65 м (Бало Хауз в Бухаре).
2. Разработана установка из двух спаренных сейсмоприёмников ВЭГИК с одним гальванометром для регистрации вращательных колебаний сооружений.
3. Разработана методика натурных исследований крутильных колебаний минаретов. Методика апробирована на специально-разработанном стенде.
4. Инженерным анализом характера повреждений и разрушений минаретов установлено сложное напряженное состояние вызванные деформациями сдвига и кручения. Поэтому с помощью разработанной установки и методики в 2007 году были исследованы в натурных условиях крутильные колебания минаретов, что дает возможность более точно оценить напряженно-деформированное состояния минаретов при сильных землетрясениях.
5. Определены динамические характеристики десяти минаретов путем натурных измерений и записи их колебаний. Выполнены повторные динамические испытания минаретов Калян, Боло Хауз и Вабкент, после Газлийских землетрясений 1976 года и 1984 года. Определены частоты,

формы и декременты колебаний двух первых тонов. Теоретически исследованы свободные изгибные колебания отдельно стоящих минаретов, как башенных сооружений конической формы. Собственные частоты и формы колебаний получены путем разложения по балочным функциям цилиндрического стержня. Применение методики позволяет определить до пяти первых форм колебаний. Сравнение с натурным измерением показало хорошую сходимость. Периоды первых форм колебаний, обследованных минаретов изменяются в широких пределах, от 1,14 (Ислом Ходжа) до 0,36 с (Бало Хауз). Исследованы свободные колебания минаретов, связанных с кладкой стен медресе, с учетом деформаций изгиба и сдвига методом пробных постановок. Получена хорошая сходимость с натурными измерениями. Теоретически исследованы свободные крутильные колебания минаретов. Решение уравнений движения получено в функциях Бесселя, нулевого порядка.

6. Минареты относятся к уникальным сооружениям, повреждение которых недопустимо. Поэтому расчет произведен с использованием инструментальных записей ускорений основания в соответствии с п. 2.2. 6 СНиП II – 7 – 81. для расчетов использована выборка из пяти акселерограмм различного частотного состава. Акселерограммы нормированы по стандарту.
7. Основание минаретов считается малым в плане по сравнению с длиной поперечных волн, распространяющихся в грунте с конечной скоростью. На этом основании принято, что минареты испытывают при землетрясении вращательные колебания, соответствующие ротору сейсмического поля. Произведен расчет кладки минаретов на действие касательных усилий в швах кладки при одновременном воздействии поступательных и крутильных колебаний.
8. Учитывая зарубежный опыт и результаты собственных исследований растворы для кладки, заделки швов и трещин должны быть, приготовлены на прежде использованных видах вяжущих (известь,

ганч, гипс, глина), путем создания сложных композиционных растворов. Это является главным фактором при выборе строительных материалов для реставрации памятников архитектуры.

9. Принципиально должны быть пересмотрены вопросы использования современных строительных материалов – цемента, бетона, металла, полимеров, синтетических лаков и красок, и прежде всего обожженного кирпича по традиционной технологии. При этом следует обратить внимание не только получения прочного кирпича, но и плотности (характер пор) этого материала, который является главным компонентом при возведении несущей части зданий и сооружении архитектурного наследия.
10. Установлен количественный критерий степени сейсмостойкости минаретов на основе сравнения расчетных напряжений в кладке несущей способности. Наибольшую опасность представляют касательные напряжения, возникающие при воздействии поперечной силы и крутящего момента. Впервые найдено объяснение крутильных деформаций и срезов кладки, которые наблюдались в верхних частях минаретов. Степень сейсмостойкости минаретов Узбекистана изменяется от шести до семи баллов. Результаты расчетов на воздействие акселерограмм хорошо согласуются с наблюдениями.
11. Сейсмостойкость семи минаретов, расположенных в Бухарской и Хивинской областях, по нормальным напряжениям определяется в 7-8 баллов, а по касательным 6,5-7 баллов. Сейсмичность этих районов равна семи баллам. В этих условиях сохранность минаретов можно считать обеспеченной при наличии средних грунтовых условий. Сейсмостойкость трех Самаркандских минаретов меньше предыдущих по нормальным напряжениям оценивается в 7 баллов, а по касательным – 6,3 балла. Средняя сейсмичность Самарканда равна восьми баллам. Отсюда следует, что сохранность Самаркандских минаретов в случае

землетрясения расчетной интенсивности не обеспечена и они требуют дополнительного усиления.

12. На основе натуральных испытаний разработана методика диагностики деформирования минаретов Узбекистана. Результаты последовательных инструментально-мониторинговых наблюдений за состоянием конструкций, для прогнозирования технического состояния и предотвращения возможных повреждений и деформаций, а также расчеты на статические и сейсмические воздействия необходимо продолжить и регулярно выполнять инструментально-мониторинговые наблюдения.

### **13.1. ОБСЛЕДОВАНИЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ МЕДРЕСЕ ТИЛЛА КОРИ**

#### **13.1. Краткая характеристика объекта исследований**

Медресе Тилла Кори было построено в 1636 году в центральной части г. Самарканда на площади Регистан. По распоряжению тогдашнего правителя данный объект был размещен на двухметровой возвышенности к северу от уже существовавших к тому времени медресе Улугбека (1416-1420 гг.) и Шердора (1619-1636 гг.), расположенных друг против друга соответственно в западной и восточной частях центральной площади. Таким образом, был создан один из величайших творений мастеров того времени, имеющий полузамкнутый вид и законченность архитектурной композиции.

В плане сооружение представляет форму квадрата, сторона которого равна 75,0 м и имеет внутренний двор, который также представляет квадрат стороной 46,0 метров (рис. 13.1.). Общая площадь, занимаемая сооружением без внутреннего дворика, составляет  $74 \times 75 - 47 \times 45 = 3435$  кв.м.

Северный и восточный отсеки являются одноэтажными и как по планировке, так и по высоте являются однотипными.

Южный и западный отсеки имеют высокие порталы (около 22,0 метров) и по планировке неповторимы.

В результате общего просмотра было установлено, что в наиболее деформированном состоянии находится западный отсек. В планировочном решении конструкция западного отсека представлена двумя галереями, имеющими в центральной части мечети размерами в плане 18—18 метров и высотой 33,4 метра включая купол. Галереи состоят из двух продольных стен из обожженного квадратного кирпича и двух рядов кирпичных колонн, соединенных между собой арками. Каждая галерея имеет в ряду по 4 колонны с шагом 4,7 метра. Расстояние между рядами колонн и до продольных стен одинаково и составляет по 4,7 м. Сечение колонн имеет вид правильного восьмигранника стороной от 510 до 540 мм и составляет в среднем около 1,0 кв.м. В нижней части колонны имеют квадратное сечение высотой около 1,0 кв.м. В нижней части колонны имеют квадратное сечение высотой 0,4 м от пола. Высота колонн от пола до пяты арок составляет около 5,0 метров.

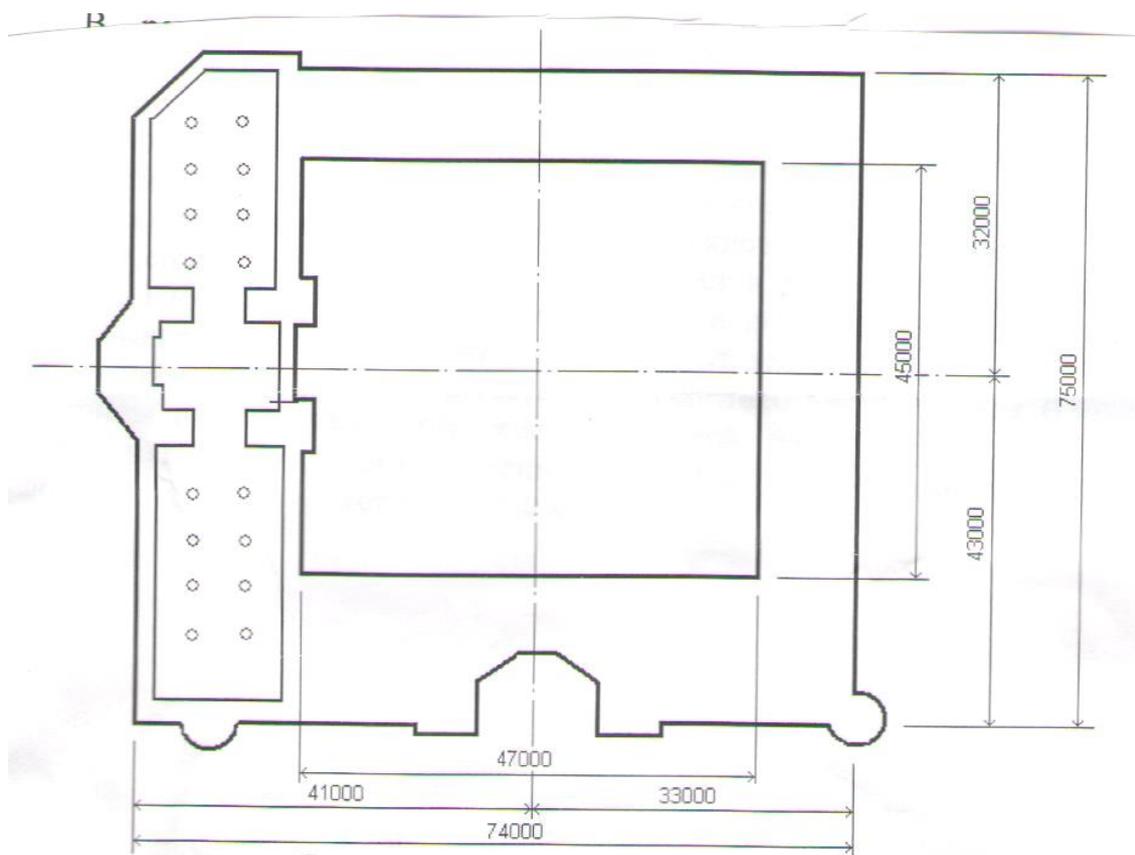


Рис. 13.1. Схема расположения медресе Тилла Кори.

Восточная стена (дворовый фасад) имеет входные двухстворчатые ворота в количестве 5 штук размерами 3,3х3,0 м. В средней части восточной стены расположен портал, являющийся входом в мечеть. Высота портала 21,7 метра.

Западная (наружная) стена фактически является глухой, если не считать небольшую дверь около южной стены мечети и вентиляционные каналы. Стена сложена из квадратного кирпича на ганчевом растворе. Наименьшая толщина стен составляет 1,05 м. В галерейной части продольные стены усилены парапетами через каждые 3,3 метра.

Южная поперечная и северная торцевая стены имеют толщину 1,0 и 0,75 метра соответственно. Все стены с внутренней стороны и снаружи облицованы мраморными плитами на высоту 1,5 метра в виде панели.

Общая площадь, занимаемая западным отсеком, составляет около 1300 кв.метров и как видно из планировки, а также учитывая назначение является главной частью всего комплекса Тилла Кори.

Фундаменты и грунты оснований были исследованы другими организациями. По их данным конструкция фундамента состоит из кирпичной кладки и бутовой подготовки. Форма в плане повторяет конфигурацию стен с напуском по обе стороны стен от 10 до 30 см.

Глубина заложения фундаментов составляет от 0,7 м под южной галереей до 3,0 м в центральной части.

Грунты оснований являются насыпными, микропористыми, увлажненными и относятся ко II категории по просадочности. Уровень грунтовых вод на глубине 16,8 м.

При обследовании технического состояния использовались имеющиеся в СДА материалы и обмерочные чертежи выполненные ранее институтом Реставрации.

В течение последних десятилетий медресе Тилла Кори многократно реставрировалось, усиливалось (в основном, наземная часть) и благоустраивалось.

### 13.1.2. Результаты обследования технического состояния

На основании проведенного обследования выявлено, что из всех элементов несущих конструкций наиболее деформированной является западная стена. Наблюдается полный отрыв западной стены от поперечных стен вблизи их сопряжения. Ширина раскрытия вертикальных трещин на месте отрыва северо-западном и южно-западной углах достигает до 25-35 мм.

На полу вдоль всей конструкции образовалась трещина, ширина раскрытия составляет 40-45 мм (в средней части). Концы этой трещины на полу соединяются с вертикальными трещинами вышеописанных углов. Глубина трещин на полу угадывается довольно далеко, штырь идет свободно более 1,5 метра.

Перекрытие галереи представляет собой систему куполов, опирающихся на расширяющиеся кверху арки, наименьшее сечение которых (в середине) составляет 1,05 x 0,5 м. Пролеты арок равны 3,5-3,7 м. Каждая из галерей (северная и южная) содержат по 8 колонн и соответственно по 15 куполов диаметром 3,5-3,7 метра.

При обследовании перекрытия и арок замечены вертикальные и косые трещины в арках между западной стеной и первым рядом колонн по всей длине западного отсека. В нижней части куполов (ближе к западной стене) образовались горизонтальные трещины также по всей длине западной стены. Ширина раскрытия этих трещин достигает 25.30 мм. Высота от пола до вышеописанных трещин 6,0 м, а вершины куполов возвышаются на 1,0 метр выше этих трещин. В вершинах куполов каких-либо трещин и деформаций не замечено.

Средняя часть комплекса имеет наиболее сложное сечение, переменное как в горизонтальных направлениях, так и по высоте. В местах соединения центральной части с южной и северной галереями устроены поперечные арки, на которые опираются главный внутренний купол и барабан. На замках поперечных арок центральной части образовались трещины, ширина которых к низу увеличивается и на момент обследования составила 8-20 мм. Внутри

центральной части трещины с замков идут кверху до самых окон в южной и северной стенах мечети, расположенных на высоте 16,0 м от пола. Самая верхняя точка внутреннего купола совпадает с основанием барабана.

Вертикальные трещины в замках поперечных арок, продольные трещины на полу галерей в центральной части, ширина раскрытия которых достигает до 35-40 мм, а также вертикальные трещины в юго-западном углах дают основание заключить, что западная стена вместе с фундаментом ползет в западном направлении.

Кроме этого, характер образовавшихся трещин свидетельствует о значительных вертикальных осадках западной стены (вместе с фундаментом), происшедших из-за увлажнения просадочных насыпных грунтов, имеющих довольно высокую (до 60 %) пористость.

Инструментальные наблюдения, выполненные экспедицией 226, за осадками оснований по реперам вдоль западной стены показывают, что осадки эти являются неравномерными и близки к параболе с наибольшими смещениями в центральной части.

О времени образования трещин и деформаций всей наземной части сложно судить. По свидетельству очевидцев значительные осадки и сдвиг на запад западной стены приходится на март-апрель 1993 года.

Во время обследования несущих конструкций в 1989 году сотрудниками института Реставрации каких-либо трещин и деформаций стен, пола и перекрытия замечено не было. Исключение составили небольшие трещины на местах примыкания южной и северной галерей к мечети. На этом основании можно предположить, что вышеописанные деформации значительно проявили себя за последние 2 года. По данным СамГАСИ значительные осадки произошли в марте-апреле 1993года, т.е. в период обильных дождей.

По словам сотрудников проводивших обследование в этот период система водоотведения из-за неисправности перестала выполнять свои функции. В

результате скопления влаги в грунтах оснований появились неравномерные осадки фундаментов и сползание его в западном направлении.

К сожалению, приходится констатировать факт, что из-за отсутствия постоянного наблюдения за осадками фундамента и состоянием несущих конструкций в период значительных деформаций, большая часть информации о деформируемости и потере прочности конструкции не была получена. И тем не менее, уже визуальное обследование технического состояния наземной части конструкции медресе Тилла Кори позволяет оценить его как неудовлетворительное.

## **14. ИНСТРУМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ КОЛЕБАНИЙ КОНСТРУКЦИЙ МЕДРЕСЕ «ТИЛЛА-КОРИ»**

### **14.1. Методы экспериментальных исследований поведения системы «сооружение-грунт» при действии динамических воздействий**

Экспериментальные исследования сооружений и зданий при действии динамических и статических воздействий можно проводить двумя способами. Первый из них обуславливается использованием условий подобия созданной модели исследуемого объекта и внешних возмущений, действующих на объект. При этом можно широко поставить опыты по изучению напряженно-деформированного состояния системы «сооружение-грунт», включая и предельные случаи. Этот метод изучения состояния сооружений и грунтового основания имеет широкий диапазон возможности по повторяемости опытов, исследования влияния на напряженно-деформированные состояния различных факторов, таких как свойства грунтового основания, характер нагрузок, конструктивные особенности сооружений и т.д.

Второй способ изучения состояний сооружений, грунтового основания и их взаимодействия состоит в проведении опытов в натуральных условиях. Для этого необходимо использовать существующий или построенный объект в конкретных грунтовых условиях.

В обоих способах экспериментальных исследований сооружений и оснований особую роль играет создание динамических возмущений, действующих на исследуемые объекты. К этому вопросу необходимо отнестись с особенно большой ответственностью, так как ожидаемые результаты во многом зависят от характера внешних воздействий.

В настоящее время при испытании зданий и сооружений в натуральных условиях в качестве источника сейсмических колебаний используют вибромашины, подземные взрывы и сброс груза на определенных расстояниях от исследуемых объектов. Но ни один из перечисленных способов создания сейсмической нагрузки ни охватывает полный диапазон спектра частот, наблюдаемых в акселерограммах землетрясений.

Бесспорно, оба способа проведения экспериментальных исследований, т.е. модельные и натурные опыты имеют свои специфику, трудности и преимущества. Оба способа независимые и взаимно дополняют друг друга, позволяют получить результаты ближе к истинным.

Последующим моментов в методике проведения экспериментальных исследований колебаний зданий и сооружений при динамических воздействиях является выбор приборов, аппаратуры и оборудования, идентификация их характеристик и выбор комплекса измерительных систем производятся в соответствии с постановкой эксперимента, изменением диапазона регистрируемых величин, прочности приборов, максимальной чувствительности измерительных каналов, степени детализации динамических процессов при различных интенсивностях и направленных воздействий и т.д.

При экспериментальных исследованиях до установки регистрируемых приборов в грунтовых основаниях и сооружениях необходимо определить характеристики измерительных каналов для обработки результатов инструментального наблюдения на выходе. Определение характеристики измерительного канала производится, в основном, двумя методами: путем

калибровки приборов, входящих в систему измерительного комплекса или расчетным способом.

*Калибровка измерительных каналов* производится на специальном вибростенде при определенных амплитудах и частотах колебаний исследуемого объекта. По результатам калибровки экспериментальным способом при стационарных условиях строятся тарировочные кривые, с помощью которых производится обработка результатов инструментальных данных. Такой подход определения основных постоянных приборов, характеристики измерительного канала, в основном, осуществляется на станциях инженерно-сейсмометрической службы, в лабораторных экспериментальных исследованиях, проводимых в стационарных условиях.

Другой метод определения основных характеристик измерительных каналов сейсмометрии – *аналитико-расчетный способ*, основанный на строгом математическом подходе реализации способа гальванометрической регистрации колебаний исследуемых объектов. Аналитико-расчетный способ определения характеристик сейсмических измерительных каналов основан на методе затухающих колебаний. Согласно этому методу собираются электрические схемы и производятся записи для определения коэффициентов электромагнитного затухания сейсмодатчика и гальванометра. При этом производится пять записей для каждого измерительного канала, причем эти записи повторяются несколько раз для достижения достаточной точности.

Для проведения эксперимента по определению динамических характеристик комплекса конструкции западной галереи медресе Тилла Кори при подготовке приборов и аппаратуры нами выбран второй метод определения характеристик измерительных каналов. Это связано с тем, что во-первых вывозить и устанавливать в местах проведения опытов тарировочный стенд является затруднительным в связи с его крупными габаритами и подготовкой специального основания. Во-вторых, при проведении опытов пункты каждого датчика меняются несколько раз, что требовало бы проверки каждый раз правильности тарировочных кривых. В

первом методе этот вопрос решается проще, т.е. датчик регистрации переставляется с одного пункта на другой пункт без изменения характеристик канала.

Таким образом, учитывая вышеизложенное при планировании эксперимента по исследованию динамических характеристик конструкции западной галереи медресе Тилла Кори нами соблюдены следующие этапы:

1. Подготовка к эксперименту;
2. Постановка круга задач эксперимента;
3. Выбор в соответствии с идентификацией характеристики аппаратуры;
4. Выбор метода возмущения для исследуемых объектов;
5. Порядок проведения эксперимента;
6. Определение необходимого числа наблюдений;
7. Прогнозирование ожидаемых погрешностей эксперимента;
8. Обработка экспериментально полученных данных;
9. Интерпретация обработанных результатов;
10. Выводы и заключения по результатам эксперимента.

#### 14.2. Результаты экспериментальных исследований колебаний конструкции медресе Тилла Кори

Проверка и подготовка комплекса систем измерительных приборов проведена в кафедре «Строительной механики и сейсмостойкость сооружений» ТАСИ до выезда в г. Самарканд. Выбор аппаратуры произведен в соответствии с постановкой эксперимента, т.е. по результатам инструментального наблюдения необходимо определить периоды и декременты затухания колебаний грунтового основания и конструкции сооружений и мечети западной галереи медресе Тилла Кори, изучить влияние трещин, появившихся вдоль западной галереи комплекса, на динамические характеристики конструкции сооружений и мечети выяснить целостность сооружений в отдельных местах соединений элементов конструкций.

Для произведения записей использованы два осциллографа Н-700, гальванометры ГБ-Ш-10 с чувствительностью к току  $4 \cdot 10^3$  мм/ма· м, рабочим диапазоном частот – 2-60 Гц в количестве 10 шт., сейсмодатчик ВЭГИК с чувствительностью рабочей катушки – 20 в·сек/м, собственным периодом 0,7-2 сек в количестве – 8 шт.

В местах образования трещин в стенах конструкции для регистрации колебания использован датчик СГ-10 с гальванометром ГБ-IV с чувствительностью к току –  $5 \cdot 10^4$  мм/ма·м, рабочим диапазоном частот – 1-80 Гц. Возле трещин в стенах из-за большого габарита и трудности установки не использован сейсмоприемник типа ВЭГИК.

В комплект приборов и оборудования, кроме перечисленных, еще входит блок питания ВСА-5А-1 шт., кассеты к осциллографам – 4 шт., осциллографическая бумага, провода, химикаты, запасные части и т.д.

При выборе метода возмущений возможности создания воздействий на сооружения были сильно ограничены из-за сильной осадки и существенных трещин, появившихся в основаниях, стенах и перекрытиях конструкции западной части медресе Тилла Кори. В связи с этим был выбран метод сброса груза с определенной высоты на грунт на определенном расстоянии от наружной западной стены сооружений. Для этого привлечен трактор «Беларусь», который на расстоянии 2,5-3 м от наружной стены западной галереи медресе Тилла Кори сбрасывал с высоты 3 м с помощью ковша камень весом – 60-70 кг.

Опыты проводились в двух вариантах по несколько серий в зависимости от цели постановки эксперимента. В первом варианте возмущения создавались на расстоянии 2,5-3 м от фундамента середины стены части «С» западной галереи (рис.14.1), а во втором варианте на таком же расстоянии от середины стены мечети (часть «Б») на грунтовом основании (рис.14.2.).

В первом варианте схема расположения сейсмодатчиков показана на рис.14.1. Первые три датчики установлены так, чтобы регистрировать

колебания грунтовой основы в поперечном сечении галереи. Первый и второй соответственно установлены в грунте снаружи и внутри на полу около середины западной стены галереи части «С». Третий сейсмодатчик внутри на полу около середины восточной стены галереи части «С».

Для регистрации колебания одноэтажного сооружения галереи части «С» датчики были установлены в пунктах 4-8. Сейсмодатчик в пункте 4 был установлен на сейсмопоясе перекрытия вблизи примыкания одноэтажной части к мечети медресе. С помощью датчиков 5 и 6 записывались поступающие сигналы от колебаний середины и конца наружной стены. На уровне перекрытия около середины и конца наружной стены. На уровне перекрытия около середины (пункт 7) и на конце восточной стены (пункт 8) были установлены сейсмоприемники ВЭГИК. Пункт 8 находится в местах соединения конструкции сооружения западной и северной галереи медресе Тилла Кори. Всем перечисленным пунктам регистрации 1 – 8 соответствуют измерительные каналы 1 – 8.

Кроме того, слева и справа от трещины внутри на стене на высоте 3,0 м от пола (примерно под пунктом 6) были установлены датчики СГ-10. Эти датчики вместе с гальванометрами ГБ-IV организуют измерительные каналы 9 и 10.

При каждом опыте производился по 4-5 раз сброс груза и записывались результаты всех серий по всем измерительным каналам. Для каждого варианта так же произвели серию опытов, что позволило уменьшить погрешность записей и уточнить данные инструментального наблюдения по всем пунктам регистрации.

На примере измерительного канала 7 приводим осредненные значения по результатам 4 серий для каждого из шести опытов период свободных колебаний перекрытия одноэтажного сооружения западной галереи части «С»:

Опыты 1-6:  $T_7 = 0,103$  с; 0,114; 0,106 с; 0, 113 с; 0,111 с; 0,114 с.

Несущественный разброс значений 7 объясняется общей погрешностью эксперимента, значение которой не превышает 20-25%. В данном примере разброс в значениях не превышает 10%.

Период свободных колебаний перекрытия одноэтажного сооружения западной галереи части «С» (рис.14.3) равна:

$$T_7 = \frac{0,103 + 0,114 + 0,106 + 0,113 + 0,111 + 0,114}{6} = 0,11 \text{ с.}$$

Аналогично обработаны остальные серии записей, полученных при всех пунктах регистрации, указанных на рис. 2.1. Приводим окончательные значения периодов свободных колебаний элементов конструкции в соответствии с измерительными каналами  $T_1 = T_2 = 0,16 \text{ с}$ ;  $T_3 = 0,15 \text{ с}$ ;  $T_4 = 0,35 \text{ с}$ ;  $T_5 = 0,12 \text{ с}$ ;  $T_6 = 0,12 \text{ с}$ ;  $T_7 = 0,11 \text{ с}$ ;  $T_8 = 0,11 \text{ с}$ .

Из результатов вычислений значений периодов свободных колебаний в пунктах  $T_{5,6}$  и  $T_{7,8}$  видно влияние трещин в стенах, перекрытиях и основании, возникших в результате осадки западной галереи. Полученные записи по измерительным каналам 9 и 10 на стене показывают отличие значений амплитуды слева и справа от трещин в 2-3 раза. Это показывает на отсутствие связи между ними и практически отдельную работу каждой части стены.

Для выяснения состояния примыкания одноэтажной части «С» к мечети вычислены периоды собственных колебаний в пункте 4 и рядом на этом же уровне в мечети. Значения их периодов  $T_4$  и  $T_4^1$  равны т.е.  $T_4 = T_4^1 = 0,35 \text{ с}$ . Отсюда вытекает, что одноэтажное здание западной галереи часть «С2 жестко соединено к мечети, т.е. не имеется разрыва в местах их соединения. Хотя на потолке заметны трещины, но они неглубокие.

Декременты затухания одноэтажного сооружения (часть «С») и грунтового основания подсчитаны по известной методике. При вычислениях воспользуемся следующей формулой:

$$\ell_n = \left[ \left( \frac{Y_2}{Y_1} + \frac{Y_3}{Y_2} + \dots + \frac{Y_n}{Y_{n-1}} \right) \div n \right] = \varepsilon$$

где  $Y_n$  - амплитуды,  $n$  – количество амплитуд,  $\varepsilon$  - декремент затухания колебаний. Произведена обработка всех записей по всем сериям опытов и по ним вычислены окончательные значения декремента затухания колебаний. Декремент затухания колебаний одноэтажного сооружения (часть «С») по результатам инструментальных данных равен  $\varepsilon = 0,24$ .

Во втором этапе проведения эксперимента сейсмодатчики установлены были установлены по высоте мечети западной галереи.

Сейсмодатчик № 1 был установлен на грунте снаружи здания вблизи фундамента. Внутри мечети возле михраба был установлен второй сейсмодатчик (рис. 14.2). Для выяснения состояния одноэтажного здания южной части (часть «А») к мечети датчик № 3 установлен в местах соединений на уровне перекрытия. Датчик № 4 был установлен в оконном проеме (подоконнике) примерно на 1 м выше перекрытия части «С».

Датчик сейсмодатчики устанавливали по высоте конструкции мечети по мере возможности. Сейсмодатчики 5 и 6 установлены на высоте от пола  $h = 11,55$  м на подоконнике мечети соответственно с южной и северной стороны.

На верхней части нижнего купола части «В» (купола мечети) есть вход во внутрь барабана с северо-восточной стороны. На второй ступенке этой лестницы был установлен 7<sup>й</sup>-датчик регистрации. Сейсмодатчик № 8 был установлен на площадке верхней части барабана в западной стороне на высоте  $h = 22,8$  м. В самой конструкции на большой купол не удалось установить датчики регистрации, так как невозможно было подняться еще выше.

Во втором варианте аналогично первому проведены опыты и обработаны полученные записи. По результатам вычислений периода собственных колебаний по пунктам 1-8 получены следующие значения:

$T_{1,2} = 0,13$  с;  $T_3 = 0,35$  с;  $T_4 = 0,34$  с;  $T_5 = 0,34$  с;  $T_6 = 0,35$  с;  $T_7 = 0,34$  с;  $T_8 = 0,33$  с;

Как видно из результатов вычислений, разница в значениях периодов колебаний не превышает 5-7%. Период свободных колебаний мечети западной галереи (часть «В») можно принимать значение:  $T_{cp} = 0,34$  с. [3,13].

Обработка записей инструментальных наблюдений по определению декремента затухания колебаний части "В" западной галереи медресе, Тилла Кори произведена по всем полученным данным. Например, для трех серий опытов значение декремента затухания колебаний верхней части внутреннего купола (Измерительный канал № 7) и верхней части барабана (измерительный канал № 8) соответственно равны:

к-л №7: 0,27; 0,27; 0,33;

к-л №8: 0,346; 0,288; 0,343.

В результате вычислений определено среднее значение декремента затухания колебаний мечети равное:  $\varepsilon_{cp} = 0,31$ .

На рисунке 14.3 и 14.4 показаны примеры записи колебания конструкции одноэтажного сооружения и мечети западной галереи медресе Тилла Кори.

На рисунке 14.3. (а, б) - результаты инструментального наблюдения по первому варианту полученные на перекрытии одноэтажного сооружения части "С".

Колебания верхней части внутреннего купола (канал - 7) и верхней части барабана (канал - 8) показаны на рисунке 14.4(а, б).

### **14.2.3. ОБМЕРЫ, УТОЧНЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ РАЗМЕРОВ И СБОР НАГРУЗОК**

Для удобства подсчета объемов вся конструкция западной галереи имеющая разные высоты, условно была разделена на 3 части А, В, С (см. рис. 14.1.; 3-1А; 3-2Б; 3-3С) по плану проекта Тилла Кори. Поскольку

предполагалось рассмотреть в качестве расчетной схемы плоскую вертикальную раму, то для определения масс каждой части план конструкции на уровне отметки 0.00 был разделен на 12 участков, т.е. по количеству колонн вдоль галереи с учетом торцевых стен и средней части.

В частях А и С имеются колонны, арки и купола, расчет их ведем отдельно.

#### 1. Подсчет объема куполов.

Вычисление объема куполов произведено с помощью формулы вычисления объема парового сегмента;

$$V = \frac{1}{6}hb(3a^2 + h^2)$$

При подсчете объема куполов пользовались следующей схемой:

$$V_{ABCD} = V_1$$

$$V_{AMNE} = V_4$$

$$V_{ACEF} = V_2$$

$$V_{EKFL} = V_3$$

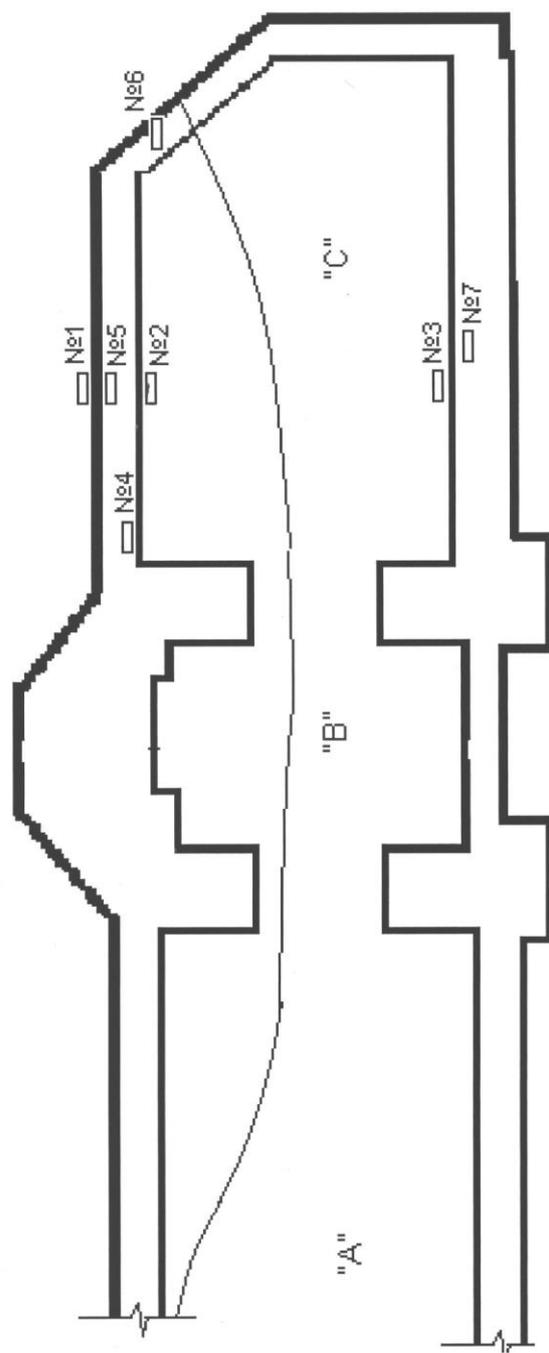


Рис. 14.1 Схема расположения сейсмодатчика в части «С» западной галереи медресе Тилла Кори (вариант Г)

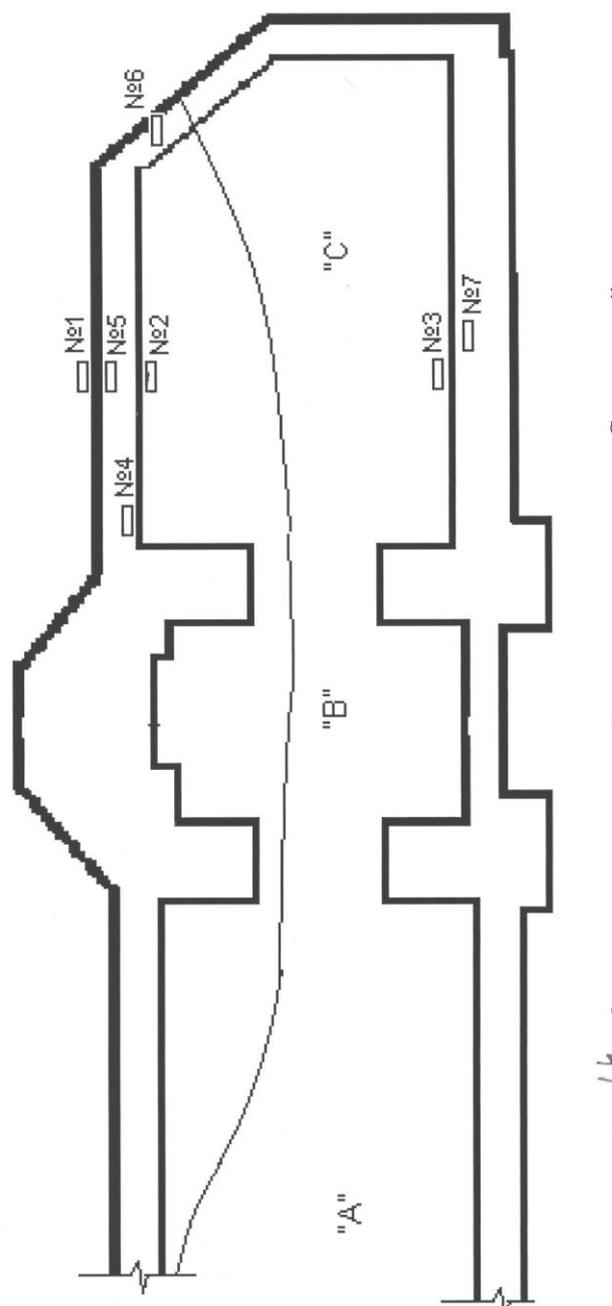


Рис.14.2. Схема расположения сейсмодагчиков в части «В» западной галереи медресе Тилла Кори (вариант II)

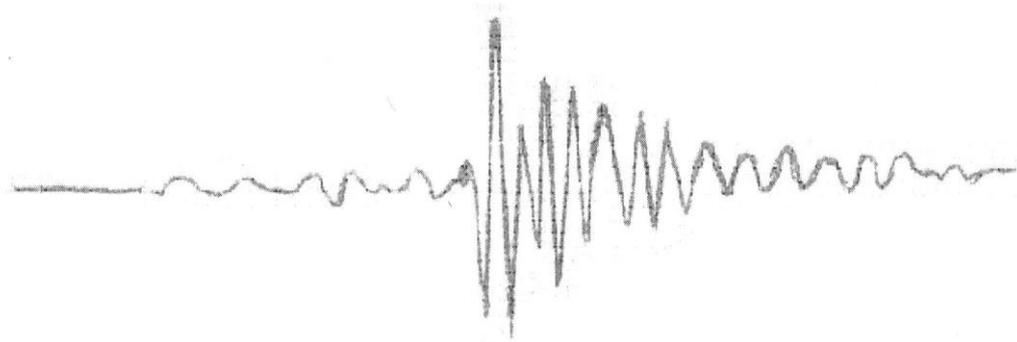


Рис 14.3. Запись колебания одноэтажного сооружения (часть «С») на пункте № 7

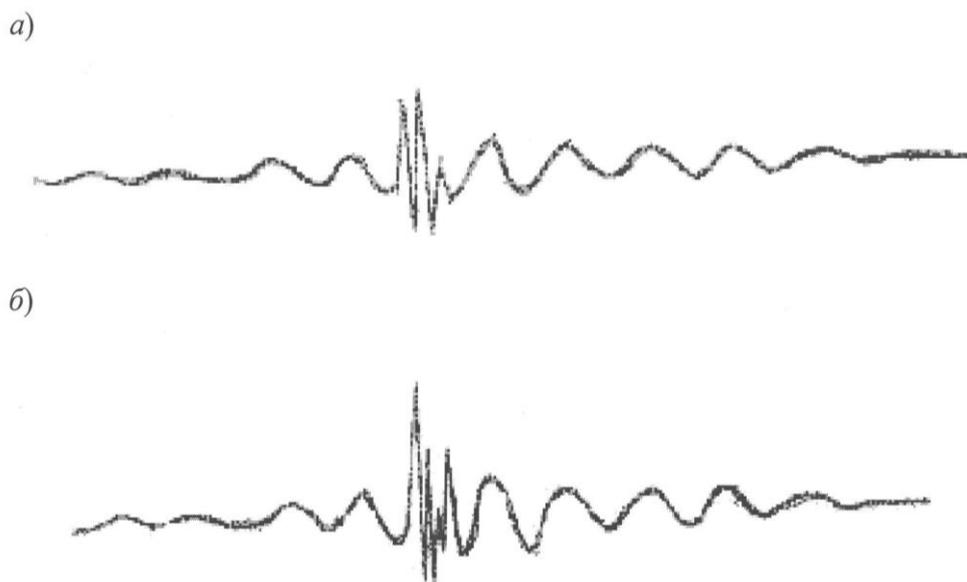


Рис.14.4. Записи колебания мечети Тилла Кори

на пунктах № 7 (а) и № 8 (б).

а – верхняя часть внутреннего купола;

б – верхняя часть барабана

Для вычисления объема  $У_4$  - использовали формулу вычисления объема цилиндра:

$$V = \frac{\pi(D_H^2 - D_b^2)}{4} \cdot h_1$$

Объем куполов вычисляют по формуле:

$$V = V_1 + V_2 + V_4 - V_3$$

$$D_1 = 3,85\text{м}; \quad h_1 = 0,55\text{м}; \quad h_2 \approx 0,775\text{ м.}$$

$$V_1 = \frac{1}{6}\pi h_1 \left[ 3\left(\frac{D_1}{2}\right)^2 + h_1^2 \right] = \frac{1}{6} \cdot 3,14 \cdot 0,55 \cdot [3(1,925)^2 + 0,55^2] = 3,2845 \text{ м}^3$$

$$V_2 = \pi_2^2 h_2 = 3,14 \left(\frac{3,95}{2}\right)^2 \cdot 0,775 = 9,49 \text{ м}^3$$

$$D_3 = 4\text{м}; \quad h_3 = 1,0$$

$$V_3 = 0,523 h_3 \left[ 3\left(\frac{D_3}{2}\right)^2 + h_3^2 \right] = 0,523 \cdot 1 \cdot (3,4 + 1) = 6,79 \text{ м}^3$$

$$V_4 = 0,7457 \cdot (26,52 - 16) = 7,85 \text{ м}^3$$

$$V = V_1 + V_2 + V_4 - V_3 = 3,2845 + 9,49 + 7,85 - 6,79 = 13,84 \text{ м}^3$$

Общее среднее значение объема куполов по части «А»:

$$V_{\text{ср}} = 13,405 \text{ м}^3$$

Среднее значение объема куполов части «С»:

$$V_{\text{ср}} = 11,17 \text{ м}^3$$

1. Подсчет объема тетраэдра (угловой элемент внутри купола).

$$r = R = 1,7\text{м}$$

$$g = R\sqrt{2} = 2,4\text{м}$$

$$a = \ell = 2,43\text{м}$$

$$p = R = 1,7\text{м}$$

$$p = 1,73(\text{замер})\text{м}$$

$$V^2 = \frac{1}{288}$$

## 2. Подсчет объема арок (внутренние)

$$BK = 1,82 \text{ м}$$

$$\frac{h}{r} = 0,375$$

$$AK = KC = 344/2 = 1,72 \text{ м}$$

$$AB = BC = \sqrt{132^2 + 1,72^2} = 2,504 \text{ м}$$

$$S_1 = S_2 = \frac{182 \cdot 1,72}{2} = 1,565 \text{ м}^2$$

$$S_{\triangle ABC} = 1,565 \cdot 2 = 3,13 \text{ м}^3$$

$$S_3 = S_4 = \frac{h}{15} (6a + 8b) = \frac{0,375}{15} (6 \cdot 1,25 + 8 \cdot 1,3) = 0,89 \text{ м}^2$$

$$V_{APKA} = V_{\triangle} + V_3 = 3,13 \cdot 0,55 + 0,89 \cdot 0,55 = 1,72 + 0,49 = 2,21 \text{ м}^3$$

$$V = 4,54 \cdot 2,57 \cdot 0,55 = 6,4 \text{ м}^3$$

$$V_{\text{общ}} = V - V_{\text{арка}} = 3,71 \text{ м}^3$$

## 3. Подсчет объема колонн (16 колонн)

$$\text{Площадь } S = 1,263 \text{ м}^2$$

$$h_{\text{ср}} = 3,276 \text{ м}$$

$$V = 1,263 \cdot 3,276 = 4,138 \text{ м}^3$$

На каждую колонну приходится вес 1-го купола, двух арок и 4-х угловых элементов. Следовательно, условный объем, приходящийся на каждую колонну, составляет:

$$V = V_{\text{колонн}} + V_{\text{купол}} + 2V_{\text{арки}} + 4 V_{\text{угл.элемент}}$$

5. Распределение нагрузки перекрытия на арки и стены частей А,С. Южная и западная стены состоят из элементарных объемов, к которым добавляются 0,5 арки, купола и угловые элементы:

$$V = V_{\text{стен}} + V_{\text{купол}} + 0,5V_{\text{арки}} + V_{\text{угл.элемент}}$$

Для разработки расчетной схемы все сооружение разделим поперечными сечениями на 12 частей, каждая часть которого состоит из 2-4 стоек (см.рис.14-1А; 14-2В; 14-3С). Расчет вели в табличном виде (см.таблицы 14-1-14.13).

Подсчет элементарных площадей, объемов и сбор нагрузки части «А», участок 1

Таблица 14.1

№	Сечение А х в	Размеры А х в м	Площадь Р м <sup>2</sup>	Высота этажа h м	Объем части V м <sup>3</sup>	Вес части Р Т	Нагрузка от верха Т	Суммарная нагрузка Т
1	14-1	3,0х1,35	3,8	6,1	23,22	39,47	6,27	45,74
2	19	0,8 х 0,25	0,2	3,276	0,655	1,10	3,15	4,25
3	21	1,25х0,3	0,375	3,276	1,229	2,09	3,15	5,24
4	20	15,45х0,45	6,95	5,81	40,38	68,65	37,77	106,42
5	23	1,35х0,3	0,345	3,276	1,13	1,92	3,15	5,07
6	25	2,35 х 0,2	0,47	3,276	1,54	2,62	12,43	15,05
7	26	1,4х0,475	0,57	6,35	3,62	6,15	-	6,15
8	27,1	0,8 х 0,5	0,36	6,35	2,286	3,88	-	3,87
9	26-27	2,55 х 0,45	1,14				1,86	1,86
10	Σ F=13,Н						Σ P= 193,66	

Подсчет элементарных площадей, объемов и сбор нагрузки части «А», участок 2

Таблица 14.2

№	Сечение №	Размеры А х в	Площадь F	Высота этажа h	Объем части V м <sup>3</sup>	Вес части P	Нагрузка от верха	Суммарная T
1	14-1	4,8x1,35	6,21	6,1	37,87	64,38	10,45	74,93
2	18	1,25x0,8	1,0	3,276	3,276	5,57	11,61	17,18
3	2-К	4,3x1,3	2,53	3,276	8,29	14,92	75,58	90,5
4	27-2	1,7x0,45	0,765	6,35	4,86	8,26	-	8,26
5	28	1,1x0,6	0,66	6,35	4,19	7,12	18,90	26,02
6	29	2,5 x 2,0	5,0	6,35	31,75	53,98	12,43	66,47
7	30-1	1,5x0,25	0,12	6,35	0,76	1,3	-	1,3
8	31-1	1,25x0,75	0,94	6,35	5,955	10,12	-	10,12
9	27-31	Парапет					3,32	3,32
10	$\Sigma F = 17,2$						$\Sigma P = 297,94$	

Подсчет элементарных площадей, объемов и сбор нагрузок части «А», участок 3

Таблица 14.3

№	Сечение №	Размеры А х в м	Площадь $F$ $м^2$	Высота этажа h м	Объем части $V$ $м^3$	Вес части Р	Нагрузка от верха	Суммарная $\Sigma P$
1	14-1	4,8x1,35	6,208	6,1	38,7	65,79	10,45	76,24
2	17	1,25x0,8	1,0	3,276	3,276	5,57	11,61	17,12
3	К-1	1,3x1,3	1,26	3,276	4,13	7,02	37,79	44,81
4	К-2	1,3x1,3	1,26	3,276	4,13	7,02	37,79	44,81
5	30-2	0,55x1,5	0,825	6,35	5,23	8,9	-	8,9
6	31-2	0,5x1,25	0,625	6,35	3,97	6,75	-	6,75
7	32	1,55x2,05	3,178	6,35	20,18	34,31	-	34,31
8	33	1,5x0,75	1,125	6,35	7,14	12,14	10,51	22,65
9	34	0,3x0,35	0,105	6,35	0,67	1,13	-	1,13
10	35	1,3x0,5	0,65	6,35	4,128	7,02	18,90	15,92
И	30-35	4,65 x 2,0	Парапет	0,73 т/м <sup>2</sup>			3,41	3,41
$\Sigma F = 15,66$								$\Sigma P = 279,05$

Подсчет элементарных площадей, объемов и сбор нагрузок части «А», участок 4

Таблица 14.4

№	Сечение №	Размеры А х в м	Площадь $F$ $м^2$	Высота этажа h м	Объем части $V$ $м^3$	Вес части Р	Нагрузка от верха	Суммарная $\Sigma$ Р
1	14-4	4,7х1,35	6,208	6,1	38,7	65,78	10,45	76,24
2	16	1,25х0,75	0,938	3,276	3,073	5,22	11,61	16,83
3	К-1	1,3х1,3	1,26	3,276	4,13	7,02	37,79	44,41
4	К-2	1,3х1,3	1,26	3,276	4,13	7,02	37,79	44,41
5	36	2,0х1,4	2,8	6,35	17,78	30,23	33,62	63,55
6	36а				-	-	-	-
7	376				-	-	-	-
8	36	4,7 х 2,0	Парапет	0,73 кг/м <sup>2</sup>			3,43	3,43
			$\Sigma F = 12,47$					$\Sigma P = 249,17$

Подсчет элементарных площадей, объемов и сбор нагрузок части «А», участок 5

Таблица 14.5

№	Сечение №	Размеры А х В М	Площадь $F$ $м^2$	Высота этажа h М	Объем части $V$ $м^3$	Вес части Р	Нагрузка от верха	Суммарная $\Sigma$ Р
1	14-5	4,75x1,35	6,208	6,1	38,7	65,79	10,45	76,57
2	15	1,25x0,8	1,0	3,276	3,276	5,57	11,61	17,18
3	К-1	1,3x1,3	1,26	3,276	4ДЗ	7,02	37,79	44,81
4	К-2	1,3x1,3	1,26	3,276	4,13	7,02	37,79	44,81
5	37	1,35x0,35	0,473	6,35	3,004	5,10	-	510
6	38	2,4x1,45	3,78	6,35	22,1	37,57	24,98	62,55
7	39	1,25x0,25	0,313	6,35	1,988	3,38	3,45	11,83
8	40-1	0,55x1,5	0,25	6,35	1,59	2,70	1,46	4,16
9	38а-40	4,55x2,0	Парапет				3,32	3,32
10	$\Sigma F = 14,24$							$\Sigma P = 270,01$

Подсчет элементарных площадей, объемов и сбор нагрузок части «А», участок б  
Таблица 14.6

№	Сече- ние №	Размеры А х в м	Пло- щадь F м <sup>2</sup>	Высота h м	Объем участка V м <sup>3</sup>	Вес участка P Т	Нагрузка от верха T	Суммарная нагрузка Σ P
1	18-1	0,65x1,1	0,75	5,2	3,9	6,63	3,06	9,7
2	19	1,92x2	3,8	-	19,75	33,6	-	33,6
3	20	3,75x1,2	3,9	-	20,28	34,5	-	34,5
4	21	$\frac{4,6 \times 6,5}{2}$	7,47	-	38,8	66,03		66,03
5	22	2,55x1,5	4,42	-	23,0	39,07	-	39,07
6	23	2,1x1,15	3,46	-	18,0	30,6	-	30,6
7	24	5,5x4,15	20,62	-	107,22	152,3	-	182,3
8	25	1,95x0,75	0,49	-	2,55	4,33	-	4,33
9	26	2,05x1,5	3,075	5,2	16,0	27,18	1,02	27,2
10	27	1,25x0,35	0,44	-	2,3	3,9	-	3,9
11	28	2,35x1,2	2,82	-	14,66	24,93	1,02	25,95
12	29	4,25x2,25	7,36	-	38,27	65,06	-	65,06
13	30	4,5x2,5	11,25	-	99,5	99,45	-	99,45
14	31	1,55x2,5	3,875	-	20,15	34,25	-	34,25
15	32	2x1,35	2,7	5,2	14,04	23,87	1,07	24,89
16	33	1,2x0,25	0,42	-	2,18	3,71	-	3,71
17	34	4,75x1	4,75	-	24,7	42,0	-	42,0
18	35	4,15x1,8	7,47	-	38,94	66,03	-	66,03
19	41	1,5x1,15	1,725	-	8,97	15,25	-	15,25
20	1	0,5x0,5	0,25	-	1,3	2,21	-	2,21
21	40-2	1,25x1,5	1,875	5,2	9,75	16,57	-	16,57
Σ F = 92,92			Σ P = 827,23					

Подсчет элементарных площадей, объемов и сбор нагрузок  
 части «А», участок 7

Таблица 14.7

№	Сече- ние №	Размеры А х в м	Пло- щадь F м <sup>2</sup>	Высота h м	Объем участка V м <sup>3</sup>	Вес участка P Т	Нагрузка от верха Т	Суммарная нагрузка Σ P
1	-2	0,75x1,1	0,875	5,2	4,3	7,3	3,06	10,36
2	17	2,05x1,8	3,69	-	19,2	32,62	-	32,62
3	16	2,7x0,5	1,35	-	7,2	П,9	-	П,9
4	15	$\frac{4,75 \times 2,7}{2}$	6,41		33,34	56,7		56,7
5	14	3,15x2,2	6,93	5,2	36,03	61,26	-	61,26
6	13	2,5x1,55	3,375	-	20,15	34,25	15,75	50,0
7	11	3,9x5,8	20,41	-	106,18	180,5		180,5
8	12	0,3x3,05	0,475	-	4,76	8,08		8,08
9	35,5	2,15x1,5	1,725	-	8,97	15,25		15,25
10	45	$\frac{0,85 \times 1}{2}$	0,425	5,2	2,21	3,76		3,76
11	10	1,3x0,25	0,325	-	1,69	2,87		2,87
12	9	1,75x1,6	2,8	-	14,56	24,75	1,02	25,77
13	8	2,1x1,5	3,15	-	16,38	17,85	1,02	27,87
14	7	2,2x4	6,6	5,2	34,32	58,34		58,34
15	6	4,95x1,12	6,182	-	32,17	54,69		54,69
16	5	1,25x2,3	2,875	-	14,95	25,41		25,41
17	4	2x1,5	3,0	-	15,6	26,52	1,02	27,54
18	3	5,15x1,6	8,24	-	42,76	72,7		72,7
19	2	1,51x2,0	3,6	-	18,72	31,82		31,82
20	1	4,3x1,7	7,012	5,2	36,46	62,0		62,0
21	1-1	1,1x1,4	1,54	5,2	8,00	13,61		13,61
22	2-1	0,75x0,25	0,17	5,2	0,88	1,8		1,5
			Σ F =	= 92,56				Σ P = 840,1

Подсчет элементарных площадей, объемов и сбор нагрузок  
 части «С», участок 8

Таблица 14.8

№	Сечение №	Размеры А х в м	Площадь F м <sup>2</sup>	Высота h м	Объем участка V м <sup>3</sup>	Вес участка Р Т	Нагрузка от верха Т	Суммарная нагрузка Σ Р Т
1	35-4	4,6х1,15	5,36	5,97	32,01	54,42	3,15	57,57
2	42	2,2х0,19	1,98	5,54	10,97	18,65	2Д4	20,79
3	43	1,25х1,0	1,25	3,276	4,10	6,96	12,59	19,56
4	44	1,1х0,15	0,165	3,276	0,54	0,92	3,15	4,07
5	К-1	1,3х1,3	1,26	3,276	4,13	7,02	37,79	44,81
6	К-2	1,3х1,3	1,26	3,276	4Д3	7,02	37,79	44,81
7	5	1,7х0,15	0,253	3,276	0,83	1,41	3,15	4,56
8	3	1,35х2,5	3,375	6,41	21,63	36,78	26,11	62,89
9	2-2	0,45х0,25	0,11	6,41	0,71	1,99	3,01	5,00
10	4	1,55х0,7	1,085	6,41	6,95	11,82	-	11,82
11	3-5a	4,6х2,0	Парапет	0,73	Т/М <sup>2</sup>		3,36	3,36
			Σ F = 16,555					Σ Р = 279,23

Подсчет элементарных площадей, объемов и сбор нагрузок  
части «С», участок 9

Таблица 14.9

№	Сечение №	Размеры А х в м	Площадь F м <sup>2</sup>	Высота h м	Объем участка V м <sup>3</sup>	Вес участка P Т	Нагрузка от верха Т	Суммарная нагрузка Σ P Т
1	35-3	4,6x1,15	5,36	5,97	32,01	54,42	3,15	57,57
2	39	2,96x0,9	2,205	5,54	12,22	20,77	2,14	22,91
3	40	0,9x1,4	0,165	3,276	4,12	7,02	12,59	19,61
4	41	1,1x0,15	0,26	3,276	0,54	0,92	3,15	4,07
5	К-1	1,3x1,3	1,26	3,276	4ДЗ	7,02	37,74	44,81
6	К-2	13x1,3	1,26	3,276	4ДЗ	7,02	37,79	44,51
7	7	1,1x0,15	0,165	3,276	0,54	0,92	3,15	4,07
8	6	1,4x2,1	2,94	6,41	13,35	32,04	33,6	65,64
9	6	Парапет					3,36	3,36
10	Σ F = 14,525						Σ P = 266,85	

Подсчет элементарных площадей, объемов и сбор нагрузок  
часть «С», участок 10

Таблица 14.10

№	Сечение №	Размеры А х в м	Площадь F м <sup>2</sup>	Высота h м	Объем участка V м <sup>3</sup>	Вес участка Р Т	Нагрузка от верха Т	Суммарная нагрузка Σ Р Т
1	35-3	4,8x1,15	5,55	5,97	33,15	56,35	3,15	59,5
2	36	2,25x1,0	2,25	5,54	12,47	21,2	2,14	23,34
3	67	1,25x0,85	1,063	3,276	3,49	5,92	12,59	18,51
4	68	1,1x0,15	0,165	3,276	0,54	0,92	3,15	4,07
5	К-1	1,3x1,3	1,26	3,276	4,13	7,02	37,79	44,81
6	К-2	13x1,3	1,26	3,276	4,13	7,02	37,79	44,81
7	8	1,1x0,3	0,165	3,276	0,54	0,92	3,15	4,07
8	9	1,1x2,15	2,365	3,276	15,16	25,77	23,09	48,86
9	10	1,22x1,25	1,531	6,41	9,51	16,68	-	16,68
10	11	1,7x0,7	1Д9	6,41	3,90	6,63	16,84	23,47
11	12,1	0,8x1,2	0,97	3,276	3,17	5,40	-	5,40
12	13,1	0,65x1,4	0,4	3,276	1,31	2,23	-	2,23
13	8-13	Парапет				3,5		3,50
			Σ F = 18,17					Σ Р = 299,25

Подсчет элементарных площадей, объемов и сбор нагрузок  
часть «С», участок 11

Таблица 14.11

№	Сечение №	Размеры А х в м	Площадь F м <sup>2</sup>	Высота h м	Объем участка V	Вес участка P T	Нагрузка от верха T	Суммарная нагрузка Σ P T
1	35-1	1,0x1,15	1,149	5,97	6,86	11,66	1,58	13,24
2	34	0,6x1,15	0,345	5,97	2,1	3,50	-	3,50
		2						
3	33	2,0x1,25	2,469	5,97	14,74	25,06	1,07	25,13
4	32	1,1x0,15	0,165	3,276	0,54	0,92	5,3	6,22
5	31	1,55x1,0	1,55	3,276	5,08	3,63	9,14	17,77
6	30	0,75 x 0,95	0,356	5,97	2,13	3,61	-	3,61
		2						
7	29-1	1,4x0,95	1,207	5,51	7,01	11,92	3,09	15,01
8	КМ	1,3x1,3	1,26	3,276	4,13	7,02	37,76	44,51
9	К-2	1,3x1,3	1,26	3,276	4,13	7,02	37,76	44,51
10	13-2	1,4x0,45	0,31	3,276	1,0	1,7	-	1,7
11	14	2,225 x 2,47	5,451	3,276	17,56	30,36	14,15	114,91
12	15	1,4x0,75	0,90	3,276	2,95	5,02	12,59	17,61
13	16	1,1x0,15	0,165	3,276	0,54	0,42	3,15	4,07
14	17,1	1,55x0,7	1,07	3,276	3,91	5,96	2,13	8,09
	Σ F = 17,65				Σ P = 251,48			

Подсчет элементарных площадей, объемов и сбор нагрузок  
часть «С», участок 11

Таблица 14.12

№	Сечение №	Размеры А х в м	Площадь F м <sup>2</sup>	Высота h м	Объем участка V	Вес участка Р Т	Нагрузка от верха Т	Суммарная нагрузка Σ Р Т
1	29-2	2,7 х 0,45	2,688	5,91	15,59	2,655	5,41	31,96
2	28	0,55х0,9	0,382	5,81	2,22	3,77	-	3,77
		2						
3	27	1,1х0,15	0,165	3,276	0,54	0,92	5,30	6,22
4	26	1,7х1,3	2,21	5,51	12,54	21,83	-	21,83
5	25	3,5х0,8	2,8	5,51	16,27	27,66	20,54	45,20
6	24	1,4х0,15	0,165	3,276	0,54	0,92	3,15	4,07
7	23	1,4х1,05	1,26	5,81	7,32	12,45	-	12,45
8	22	3,3 х 0,8	2,64	5,81	15,34	26,08	21,62	4,77
9	21	2,95 х 1,4	3,43	5,81	19,93	33,88	-	33,88
10	20	1,0х0,125	0,675	5,81	3,63	6,17	-	6,17
		2						
11	18	1,07х0,7	0,752	5,51	4,31	7,43	-	7,43
12	17 2	0,8х0,7	0,575	3,276	1,58	3,20	0,74	3,74
			Σ F = 17,69					Σ Р = 227,62

Подсчет элементарных площадей, объемов и сбор нагрузок  
на отметке - 10,35

Таблица 14.13

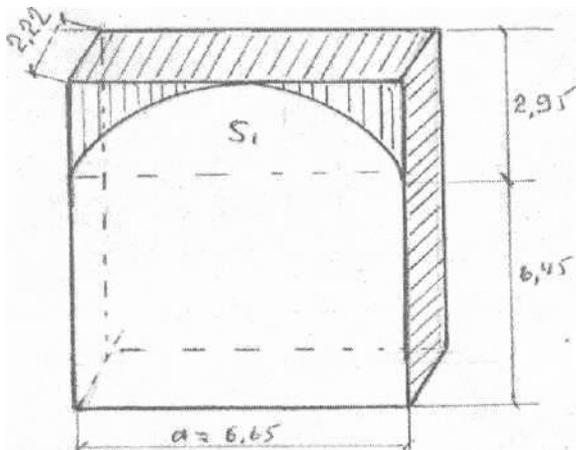
№	Сече- ние №	Размеры А х в м	Пло- щадь F м <sup>2</sup>	Высота h м	Объем участка V м <sup>3</sup>	Вес участка P Т	Нагруз- ка от верха Т	Суммарная нагрузка Σ P
1	1	4,2 х 3,3	13,56	5,15	71,4	121,38	3,08	130,8
2	2	2,1 х	1,15	-	5,92	10,06	-	10,06
3	3	2,1 х 4,5	9,45	-	45,66	91,72	-	91,72
4	4	1,0 х 1,5	1,5	-	7,73	13,14	-	13,14
5	5	5,25 х 2	10,5	5,15	54,1	91,97	-	91,97
6	6	7 х 1,75	10,25	-	52,78	89,72	8,66	98,38
7	7	10 х 1,8	16,0	-	82,4	140,1	8,66	148,72
8	8	2,1 х 2,2	4,62	-	23,8	40,46	-	40,46
9	9	2,5 х 3,9	9,75	-	50,2	55,34	-	55,34
10	10	2,8 х 2,4	6,72	5Д5	34,61	58,94	-	58,94
11	11	3,2 х 2	6,4	-	33,0	56,1	-	56,1
12	24	4,2 х 2,5	10,5	-	54,1	92,0	8,8	100,8
13	23	0,3 х 0,4	0,12	-	0,62	1,05	-	1,05
14	22	3,75 х 0,65	2,44	-	12,56	21,38	-	21,35
15	21	1,25 х 1,5	3,75	-	19,31	32,93	-	32,93
16	20	3,9 х 2,5	9,75	-	50,21	35,36	-	85,36
17	19	0,95 х 1,25	1,19	5,15	6,12	10,4	-	10,4
18	18	5,0 х 2,1	4,5	-	48,92	53,16	-	89,16
19	17	7,5 х	6,62	-	34,1	57,97	5,61	66,32
20	16	9,7 х 1,2	10,24	-	52,73	59,64	8,66	99,29
21	15	7,4 х 2,1	13,54	-	69,73	113,54	25,5	93,04
22	14	5,2 х 1,0	5,2	-	26,78	45,53	-	45,53
23	13	2,4 х 1,2		5,15	14,53	25,21	-	25,21
24	12	3,5 х 2	7,0	5,15	36,05	61,21	-	61,21
Σ F = 172,63								Σ P = 1586,3

Для определения веса и объема внутренней части мечети производился расчет отдельных элементов:

1. Подсчет объема арки внутри мечети

Вычисление произведено с помощью формулы:

$$S = h/15(6a+8b)$$



$$V = Sh$$

$$Q = V\gamma$$

$$b = \sqrt{\left(\frac{a}{2}\right)^2 + h^2} = 4,41\text{ м}$$

$$S_1 = \frac{2,95}{1,5} (6 \cdot 6,65 + 8 \cdot 4 \cdot 4,41) = 14,78\text{ м}^2$$

$$V_{\text{общ}} = 2,22 \cdot 6,65 \cdot 2,95 = 43,55 \text{ м}^3$$

$$V_e = 43,55 \cdot 32,22 = 10,73 \text{ м}^3$$

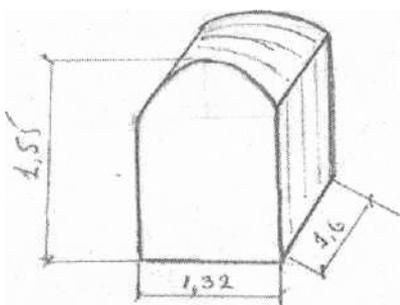
$$Q = 18,24 \text{ т.}$$

Таких арок внутри мечети - 4 (четыре);

Размеры арок разные, поэтому расчет произведен отдельно:

$$Q_e^{II} = 2,7 \text{ т. } Q_e^{III} = 18,27 \text{ т. } Q_e^{IV} = 13,43 \text{ т.}$$

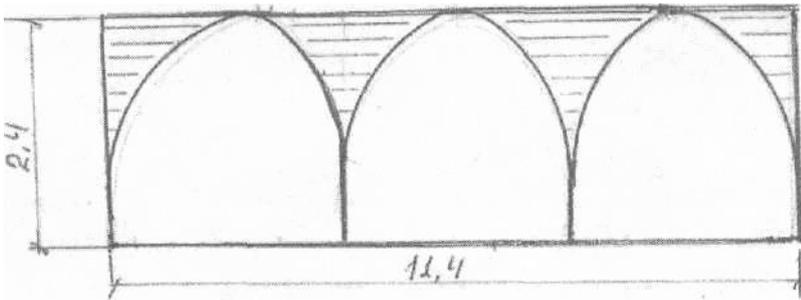
Помещение, где проводится молитва



$$V_{\text{об}} = 1,32 \cdot 1,55 \cdot 1,60 = 5,4 \text{ м}^3$$

$$Q = 9,095 \text{ т.}$$

2. Подсчет объемов внутренние подкупольных элементов дополнительно прибавляется к каждой стороне на отм. 8,40 м.



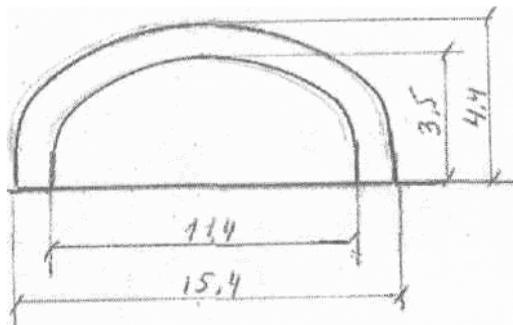
$$S = 2,4 \cdot 2 \cdot 1/2 = 2,4 \text{ м}^2$$

$$V = 26,4 \text{ м}^3$$

$$O = 26,4 \cdot 1,7 = 44,8 \text{ м.}$$

3. Подсчет объема внутреннего купола

Вычисление объема произведено с помощью формулы вычисления объема шарового сегмента:



$$V \frac{1}{6} \pi b (3a^2 + h^2)$$

$$2 a = 11,4 \text{ м } h = 3,5 \text{ м } b = h$$

$$V_{bh} =$$

$$\frac{1}{6} \cdot 3,14 \cdot 3,5 \left[ 3 \left( \frac{11,4}{2} \right)^2 + 3,5^2 \right] = 2000,97 \text{ м}^2$$

$$V_H =$$

$$\frac{1}{6} \cdot 3,14 \cdot 4,4 \left[ 3 \cdot \left( \frac{15,4}{2} \right)^2 + 4,4^2 \right] = 454,15 \text{ м}^3$$

$$Q_{\text{купол}} = 253,18$$

$V_{\text{купола}} = 253,18 \text{ м}^3$  - объем внутреннего купола

#### 4. Подсчет объема барабана

Барабан имеет разные высоты и диаметр

а) до отметки 20,85 имеет

$$D_{\text{вн}} = 12,35 \text{ м.}$$

$$D_{\text{н}} = 13,37 \text{ м}$$

$$F = 29,08 \text{ м}^2$$

$$V = 29,08 \cdot 6,3 = 183,2 \text{ м}^3$$

б) до отметки 23,30 м имеет

$$D_{\text{вн}} = 12,58 \text{ м.}$$

$$D_{\text{н}} = 13,6 \text{ м}$$

$$F = 20,92 \text{ м}^2$$

$$V = 51,25 \text{ м}^3$$

$$V_{\text{об}} = 224,38 \text{ м}^3$$

вес барабана

$$Q_{\text{бар}} = 224,38 \cdot 1,7 = 361,62 \text{ т.}$$

5. Подсчет объема конструкции разделен на 8 частей по высоте. Объем каждой части определен отдельно, а затем суммирован.

$$D_{\text{вн}} = 12,58 \text{ м.} \quad F_{\text{куп.}} = 20,92 \text{ м}^2 \quad V = 114,46 \text{ м}^3$$

$$D_{\text{н}} = 13,6 \text{ м} \quad Q_{\text{купол}} = 114,46 \cdot 1,9 = 217,47 \text{ т.}$$

6. Подсчет объема выступов на отметке + 14,05 м.

$$V_{\text{выст.}} = 55,97 \text{ м}^3$$

$$Q_{\text{выст.}} = 55,97 \cdot 1,7 = 153,34 \text{ т.}$$

Вес переднего портала добавляется на отметке 14,05 м.

$$Q_{\text{перед.}} = 28,27 \text{ т.}$$

Определены часть фактического веса и давление на фундамент частей А и С. Основная часть В была разделена по высоте на 4 части и также вычислен вес и давление на фундамент.

## 15. РАСЧЕТ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ И ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ КОНСТРУКЦИИ ЗАПАДНОЙ ГАЛЕРЕИ МЕДРЕСЕ «ТИЛЛА КОРИ»

### Расчетные схемы

Средняя часть здания, несущая купольные перекрытия, общей высотой 33,3 и опирается на массивные пилоны и по своим механическим свойствам существенно отличается от конструкций одноэтажной части. Наличие многочисленных трещин в арках и перекрытиях обуславливает независимость динамического поведения средней и одноэтажных частей. Это подтверждается и результатами замеров собственных колебаний средней и одноэтажной частей. Период собственных колебаний средней части равен 0,34 с, одноэтажной - 0,12 с. Практика восстановления зданий после землетрясений показывает, что установка стальных затяжек и поясов не приводит к полному восстановлению первоначальной жесткости, поэтому расчеты на сейсмические воздействия выполняется отдельной для средней и одноэтажных частей. [13]

### 15.1. Одноэтажная часть

На рис. 15.1. показаны расчетные схемы: *a* - для южной и *б* - для северной части.

При расчете принимается жесткая конструктивная схема и учитывается только деформация сдвига.

Полная расчетная нагрузка, отнесенная к верху сооружения для частей «А» и «В» соответственно:

$$Q_A = 969 \text{ т} ; \quad Q_B = 948 \text{ т}.$$

Соответствующие массы

$$m = \frac{969}{9,81} = 98,9 \frac{\text{т} \cdot \text{с}^2}{\text{м}} ; m = \frac{948}{9,81} = \frac{\text{т} \cdot \text{с}^2}{\text{м}}$$

Площади сечения несущих конструкций - стен и колонн -  $F_a = 72,2 \text{ м}^2$ ;

$$F_b = 84,9 \text{ м}^2$$

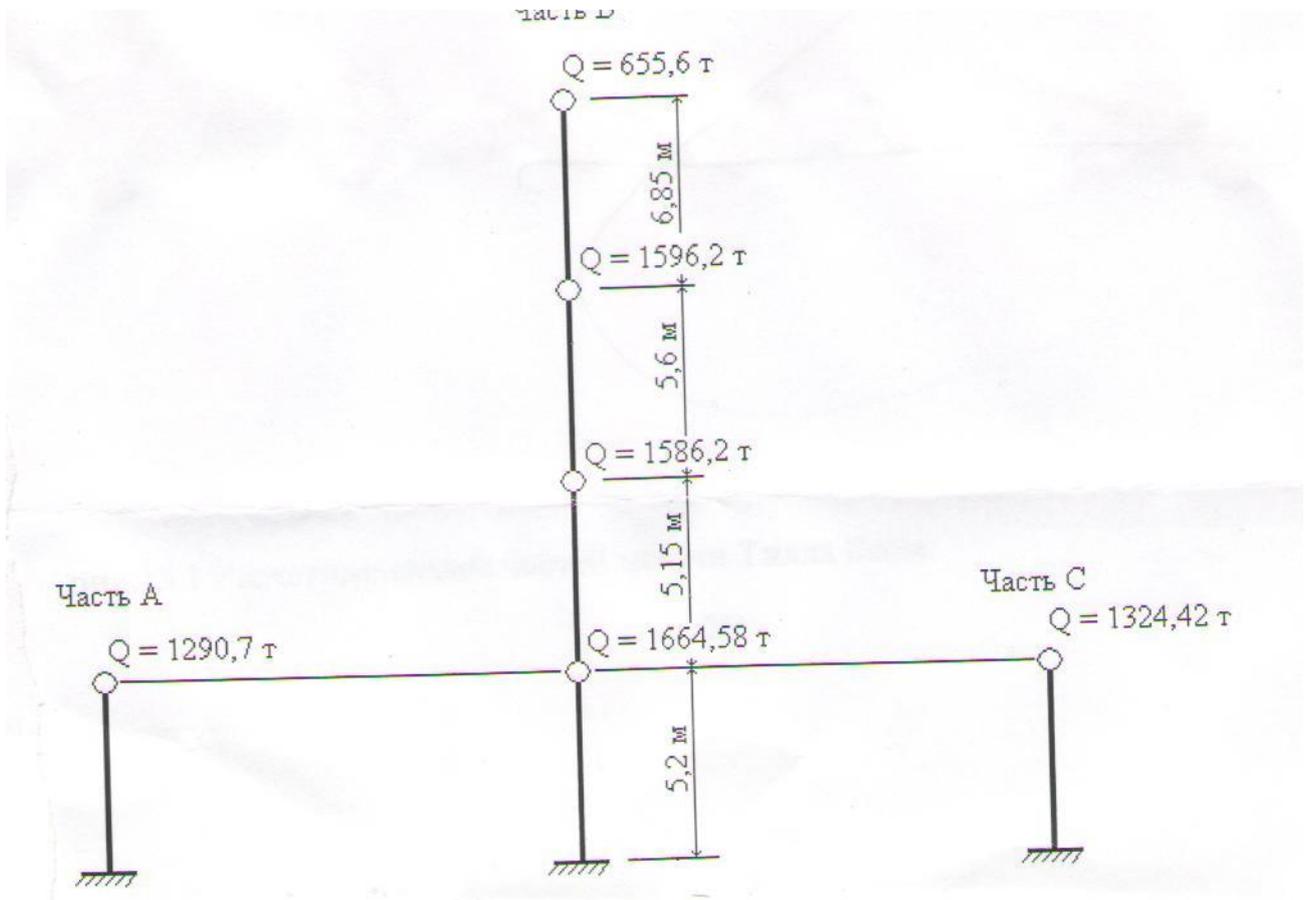


рис.15.1 Расчетные схемы частей мечети Тилла Кори.

## 15.2. Сдвиговая жесткость

Модуль равномерного сжатия, по данным натуральных обследований кладки медресе площади Регистан -  $E = 14435 \text{ т/м}$ .

Модуль сдвига -  $G = 0,4 \cdot 14435 = 5774 \text{ т/м}^2$ .

Коэффициент неравномерного распределения касательных напряжений –  $\mu = 1,15$

Жесткость схемы «А» -  $K_A = \frac{5774 \times 72,7}{1,15 \times 5,2} = 70195,6 \text{ т/м}$

схемы «В» -  $K_B = \frac{5774 \times 84,9}{1,15 \times 5,2} = 81975,4 \text{ т/м}$

Периоды собственных колебаний

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m_a}{k_a}} = 6,28 \sqrt{\frac{98,8}{70195,6}} = 0,24 \text{ с.}$$

$$T_\delta = 6,28 \sqrt{\frac{96,6}{81975,4}} = 0,22 \text{ с.}$$

Период колебаний отличается несущественно, поэтому ограничивается расчетом части «А», которая несет большую удельную нагрузку.

### 15.3. Расчет по СНиП II-7-81

Коэффициент динамичности для грунта второй категории –  $\beta = 2,0$

Сейсмичность территории 8 баллов.

Коэффициент  $K_1$ , по табл. 3 – 1,0.

Коэффициент  $K_2$ , по табл. 4 – 1,3.

Сейсмическая нагрузка

$$S_A = K_1 \cdot K_2 \cdot Q_a \cdot K_c \cdot \beta = 1,3 \times 969,3 \times 2 \times 2 = 504 \text{ т.}$$

### 15.4. Расчет по спектральным кривым (КМК 2.01.03-96)

Расчет производится по формулам и таблицам «Строительные нормы и правила Республики Узбекистан. Строительство в сейсмических районах».

Сейсмическая нагрузка

$$S = \alpha \cdot Q \cdot W_i \cdot K_\delta \cdot \eta_{ik} \cdot K_{II} \cdot K_p \cdot K_o \cdot K_{эг} \quad (15.1)$$

$\alpha$  - коэффициент сейсмичности, равный 0,5 для расчетной интенсивности 8 баллов (табл. 2.7. СНиП).

$Q$  – сосредоточенная нагрузка по расчетной схеме, равной – 969,3 т.

$W_i$  - спектральный коэффициент, определяемый по табл. 15.2.

Для территории Самарканда период колебаний  $T = 0,24$  с.

$W_i$  - 0,90.

$\eta_{ik}$  – коэффициент формы колебаний, равной – 1,0.

$K_\delta$  – коэффициент диссипации;  $K_\delta = 1,0$ .

$K_{эг} = 1,0$  – для одноэтажного здания.

$K_{II} = K_p = 1,0$ .

$K_0$  - по табл.2.3. равен 1,2 [16]

Сейсмическая нагрузка –  $S_A = 0,5 \times 969,3 \times 0,4 \times 1,2 = 523$  т.

Средняя часть

В соответствии с расположением перекрытий и куполов, принята расчетная схема, показанная на рис. 15.1

Характеристики расчетной схемы

Таблица 15.1

№ п.п.	Высота Нк, м	Площадь Сечения	Жесткость Кк, т/м	Нагрузка Qк,х	Масса тк f -с <sup>2</sup> м	Нормальная я сила
1	5,2	185,5	17,12	1664,6	169,68	5503
2	5,15	162,1	15,10	1586,2	161,69	3838
3	5,6	85,6	7,34	1596,2	162,71	2252
4	6,85	27,2	1,91	438,1	44,66	656
5	10,55	21,4	0,97	217,5	22,17	218

Жесткости стержней расчетной схемы определяются по формуле

$$K_i = \frac{G \cdot F_i}{\mu \cdot \ell_i}$$

где, G - модуль сдвига кладки - 5774 т/м<sup>2</sup>,  $\mu = 1,2$ .

Матрицы масс и жесткостей приведены в табл. 4.2 и 4.3.

В табл. 15.4 приведена матрица собственных векторов нормированных

по массе, по формуле -  $\sum_{k=i}^5 m_k \cdot \tau_{ik}^2 = 1$

В двух нижних строках табл. 15 приведены круговые частоты  $\omega_i$  и периоды колебаний  $T_j$ .

Система с пятью степенями свободы.

Матрица масс M, тс<sup>2</sup>/м ' J

Таблица 15.2

№	1	2	3	4	5
1	169,68				
2		161,69			
3			162,71		

4				44,66	
5					22,17

Матрица жесткости  $10^{-4} \cdot K, \frac{m}{м}$

Таблица 15.3

1	2	3	4	5	6
1	32,22	15,10	0	0	0
2	15,10	22,44	-7,34	0	0
3	0	-7,34	9,25	1,91	
4	0	0	-1,91	2,88	-0,97
5	0	0	0	-0,97	0,97

Матрица собственных векторов

Таблица 15.4

1	2	3	4	5	6
1	0,0125	-0,0185	0,02278	0,0333	0,0593
2	0,025	-0,033	-0,033	-0,031	0,048
3	0,045	-0,040	-0,0152	-0,040	0,0108
4	0,079	-0,039	-0,094	-0,070	-0,002
5	0,107	-0,140	-0,107	-0,052	$0,04 \times 10^{-4}$
6	10,48	17,60	28,60	32,60	51,20
7	0,60	0,36	0,22	0,19	0,12

Перерезывающие силы, т.

Таблица 15.5

Акселерограмма	Сечения				
	1	2	3	4	5
8-3 Г-52	1150	1070	950	455	285
Газли В-3	1450	1200	920	335	190

Система рассчитана на воздействие двух акселерограмм, 8-3 Г-52 и Газли В-3, приведенных к 8-ми балльной интенсивности. Максимальные перерезывающие силы во всех сечениях показаны в табл. 4.5. перерезывающие силы от воздействия

акселерограмм 8-3 Г-52, на рис. 4-2 от воздействия акселерограммы Газли В-3. Проверка сейсмостойкости производится по максимальным усилиям. Расчет системы на воздействие

акселерограмм произведен по следующим формулам (см. В.Т.Рассказовский и др. Расчет зданий и сооружений на воздействие акселерограммы. Информ. сообщение № 1999, Фан. Ташкент, 1978). Перерезывающая сила в К-ом уровне.

$$S_k(t) = \int_0^t W_o(\tau) \cdot S_k^o(t - \tau) d\tau \quad 15.2.$$

где  $W_o(\tau)$  - ординаты акселерограмм

$S_k^o(t)$  - весовая функция перерезывающей силы в К-ом уровне, определяемая по формуле

$$S_k^o(t) = \sum_{j=1}^n m_k \sum_{i=1}^n W_i \delta_i r_{ki} e^{-\varepsilon_i t} \sin \omega_i t \quad 15.3$$

В этой формуле

$m_k$  - масса, сосредоточенная в уровне к;

$\omega$  - круговая частота  $i$  - ой формы колебаний

$r_{ki}$  - ордината  $i$  -ой формы колебаний в точке к, нормированной по

формуле

$$\sum_{k=1}^n m_k r_{ik}^2 = 1$$

$$\bar{\delta}_i = \sum_{k=1}^n r_{ik} m_k$$

$$\varepsilon_i = \frac{\gamma \cdot \omega_i}{2}$$

$\gamma$  - коэффициент рассеяния энергии, принятый равным 0,1.

В качестве расчетных принимаются максимальные по времени значения перерезывающих сил.

## Проверка прочности сечений

### Одноэтажная часть

Максимальная перерезывающая сила

$$S_{\max} = 523 \text{ т.}$$

Общая площадь сечения

$$F_1 = 72,7 \text{ м}^2$$

Главные растягивающие напряжения

$$\sigma_{zt} = \frac{1,5S}{F} = \frac{1,5 \times 523}{72,7} = 10,8 \text{ т/м}^2$$

Предельное сопротивление кладки.

По имеющимся данным прочности сцепления древней кладки можно принять

$$R_p^e = 10 \text{ т/м}^2$$

$$R_{zt} = 0,8R_p^e = 8 \text{ т/м}^2$$

Нормальное напряжение, с учетом вертикальной сейсмической нагрузки в размере 15% от веса сооружения.

Вертикальная нагрузка

$$Q = 969 \text{ т.}$$

$$\sigma_{op} = 0,85 \frac{969}{72,7} = 11,3 \text{ т/м}^2.$$

Прочность кладки на главные растягивающие усилия

$$[R_{\text{гЛ}}] \sqrt{R_{zt}(\sigma_0 + R_{zt})} = \sqrt{8(8 + 11,3)} = 12,4 \text{ т/м}^2 > 10,8 \text{ т/м}^2$$

### Средняя часть

Первый ярус

$$S_1 = 1450 \text{ т.}$$

$$N_1 = 5503 \text{ т.}$$

Главные растягивающие напряжения

$$\sigma_{zt} = \frac{1,5 \times 1450}{185,5} = 11,7 \text{ т/м}^2$$

Нормальное напряжение, с учетом вертикальной сейсмической нагрузки при восьмибалльном сейсмическом воздействии

$$\sigma_{op} = 0,85 \frac{5503}{185,5} = 25,2 \text{ Т/М}^2$$

Прочность кладки

$$[R_{гп}] = \sqrt{8(8 + 25,2)} = 16,3 \text{ Т/М}^2$$

Второй ярус

$$S_2 = 1200 \text{ т.}$$

$$N_2 = 3939 \text{ т.}$$

$$F_2 = 162,1 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{эл} = \frac{1,5 \times 1200}{162,1} = 11,1 \text{ Т/М}^2$$

$$\sigma_{op} = \frac{3838 \times 0,85}{162,1} = 20,1 \text{ Т/М}^2$$

$$[R_{гп}] = \sqrt{8(8 + 20,1)} = 15,0 \text{ Т/М}^2$$

Третий ярус

$$S_3 = 950 \text{ т.}$$

$$N_3 = 2252 \text{ т.}$$

$$F_3 = 85,6 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{эл} = \frac{1,5 \times 950}{85,6} = 16,6 \text{ Т/М}^2$$

$$\sigma_{op} = \frac{2252 \times 0,85}{85,6} = 22,4 \text{ Т/М}^2$$

$$[R_{гп}] = \sqrt{8(8 + 22,4)} = 15,6 \text{ Т/М}^2$$

Главное растягивающее напряжение на 6% превышает допустимое, что не представляет никакой опасности ввиду того, что при реконструкции купола кладка барабана была усилена стальной сеткой и раствором слоем.

Конструкции 4-го и 5-го ярусов не требуют проверки, ввиду того, что они представляют собой железобетонные ребристые арки с горизонтальными железобетонными поясами и кирпичным заполнением.

## **XVI. КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПО УСИЛЕНИЮ КОНСТРУКЦИЙ МЕДРЕСЕ ТИЛЛА КОРИ В ЦЕЛЯХ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ЕГО ДОЛГОВЕЧНОСТИ**

### **16.1. Общие сведения**

Мечеть Тилла Кори в г. Самарканде является одним из компонентов архитектурного ансамбля Регистана и представляет собой пример классического построения сооружений типа мечеть XVI века. Благодаря своим классическим легким пропорциям, богатству декора, мечеть является уникальным всемирно-известным памятником национальной архитектуры. За 400 лет после постройки мечеть Тилла Кори подвергалась различным видам разрушений. Время, землетрясения и бури общественно политического характера, должны были оставить следы на памятнике. [4,5]

Описания мечети Тилла Кори Сайд Рахимом за 1701 г. показывает, что мечеть, до начала XVIII века сохранилась во всех её главных частях.

На сохранность мечети оказало мощное влияние сильные землетрясения 1818 и 1908 годов. Все это печальный след тех разрушений, которым подвергалась мечеть в смутные годы XVIII века.

В 1970-80 годах на мечети Тилла Кори проводились ремонтно-восстановительные работы. Главным из этих восстановительных работ, начатых с 1970 года, является устройство\* купола мечети.

Общий вес мечети до устройство купола и других мер составлял 5111,58 т.

Несущая способность основания мечети по результатам многочисленных исследований оценена- 1,8-2,0 кг/см<sup>2</sup>.

Соответственно общая нагрузка на основания составляла – 2,4 кг/см<sup>2</sup>, т.е. изначально был перегруз. А после возведения купола и других конструкций общий вес мечети составляет 6222,68 т., при этом нагрузка на основания равняется – 4,0 кг/см<sup>2</sup>, т.е. оно превышает допустимую в 2,0 раз, это и есть

---

\* По архивных данным и по мнению академика Г.А.Пугаченковой купол не был построен. По её же мнению после возведения барабана возведение купола было приостановлено в силу оказания отрицательных влияний на основания, либо несущая способность грунтовых оснований, была на пределе допустимого.

главная причина деформаций и всех бед на состояние конструкций мечети Тилла Кори. Купол состоит из железобетонной оболочки, его вес составляет более 600 тонн. Кроме того, была устроена ж/б арка по восстановлению главного портала мечети. Далее без каких либо научных обоснований по периметру несущих стен выполнены железобетонные антисейсмические пояса.

Соответственно дополнив/отельные нагрузки составляют более 1110,8 т., что является главной причиной активизации общего деформированного (осадки и крен западный стены) состояния.

Таким образом, до сих пор ремонтно-реставрационные и научно-исследовательские работы велись без всякого тематического плана, не комплексно, а кусками. Брали во внимание отдельные детали либо участки фасадов и над ними проводились работы, не имевшие тесной взаимосвязи с жизнью всей мечети. Такая постановка дела приводила различного рода осложнениям (одни и те же работы проводились дважды, не обращалось достаточного внимания основным, требующим немедленного вмешательства работам). [4,5,9]

Анализ архивных материалов и опубликованных работ показывает что, в период с 1880 по 2000 годы выполнены большие работы по изучению мечети Тилла Кори.

Анализ позволяет сделать вывод о том, что в них нет комплексного подхода по сохранению памятника. Нет оценок напряженно-деформированного состояния конструкций, гидрогеологического состояния оснований, нет конкретных конструктивных мероприятий по усилению и восстановлению аварийных конструкций оснований, отсутствуют, расчетные данные о сейсмостойкости, не проведены систематические инструментально-мониторинговые наблюдения.

#### 16.2. Постановка вопроса

Для всестороннего изучения состояния, разработки комплекса мер по обеспечению долговечности памятника архитектуры запланированы следующие работы:

- а) детальное инженерное обследование с фиксацией повреждений и деформаций;
- б) натурные изучения объемно - планировочных и конструктивных решений;
- в) изучение физико-механических характеристик материалов;
- г) проведение последовательных сейсмометрических и геодезических наблюдений за развитием деформаций в целом, а также за осадками и кренами конструкций;
- д) проведение расчетов на статические и сейсмические воздействия в целях оценки напряженно-деформированного состояния и сейсмостойкости конструкций;
- е) разработка конструктивных мероприятий по обеспечению долговечности мечети Тилла-Кори.

#### 16.3. Оценка технического состояния

Мечеть Тилла Кори была построена в центральной части Самарканда на площади Регистан. По распоряжению тогдашнего правителя данный объект был

размещен на двухметровый высоте к северу от уже присутствовавших к тому времени медресе Улугбек (1417-1420 г.г.) и Шердора (1619-163 бгг) расположенных друг против друга соответственно в западной и восточной частях центральной площади. Таким образом, был создан один из величайших творений мастеров того времени, имеющий полузамкнутый вид и законченность архитектурной композиции.

В результате общего осмотра было установлено, что в наиболее деформированном состоянии находится западный отсек. Наблюдается полный отрыв западной стены от поперечных вблизи их сопряжения.

Ширина раскрытия вертикальных трещин на месте отрыва в северо-западных и юго-восточных углах доходит до 200-250мм. На полу вдоль всей конструкции образовались трещины, ширина раскрытия которых составляют 40-45 мм (средней части). Концы этой трещины на полу соединяются с вертикальными трещинами выше описанных углов. В последние годы\* сквозные трещины образовались и на куполе.

При обследовании перекрытий и арок замечены вертикальные и косые трещины в арках между западной стеной и первым рядом колонн во всей длине западного отсека. Ширина трещин достигает 25-40 мм. [13]

Характер образовавшихся трещин свидетельствует о значительных вертикальных осадках западной стены (в месте с фундаментом) происшедших из-за увеличения вертикальных нагрузок после устройства «Купола» (всего нагрузка до устройства купола на грунт составляла - 2,4 кг/см ) при несущей способности грунта - 2,0 кг/см , после устройства купола величина вертикальной нагрузки на основание составляет - 3,35 кг/см .

Таким образом, результаты обследования технического состояния медресе) Тилла Кори дают основание констатировать на продолжающиеся деформаций и указывает на необходимость срочной разработки методов усиления его оснований и фундаментов [5].

16.4. Результаты натуральных инструментальных исследований

динамических характеристик

Основной задачей инструментального наблюдения являются исследования динамических характеристик, которые могут быть получены с помощью экспериментальных исследований колебаний в натуральных условиях.

В качестве измерительной аппаратуры использованы электродинамические сейсмографы типа ВЭГИК. Регистрация колебаний выполнялась осциллографом типа Н-041 с зеркальным гальванометром ГБ-Ш с частотой 5 герц. В результате обработок многочисленных осциллограмм колебаний установлено: одноэтажная часть -  $T_1 = 0,16$  с,  $T_3 = 0,15$ с,  $T_4 = 0,35$ с,  $T_5 = 0,12$ ,  $T_7 = 0,110$  с.

Для оценки влияния деформированности западной стены регистрирующие приборы распределены на различных участках конструкций, как в плане, так и по высоте. Анализ полученных результатов показывает степень значительной деформированности западной стены.

Период колебания мечети составляет -  $T_x = 0,35$  с.

Для выявления состояния примыкания одноэтажной части к мечети приборы были расставлены в различных пунктах. Анализ показал, что одноэтажная часть западной галереи жестко соединено к мечети, т.е. не имеет осадочного и сейсмического шва. Среднее значение декременты затухания составляет -  $\epsilon_{cp} = 0,31$ .

16.5. Результаты оценок инженерно-геологического состояния и физико-механических характеристик грунтовых условий

Грунты просадочные, тип грунтовых условий по просадочности - II (второй) категории. Сейсмичность района 8 баллов. Сейсмичность участка мечети 9 баллов (согласно КМК 2.01.03 - 96). Категория грунта по сейсмическим свойствам - III (КМК 2.01.03 - 96). Несущая способность грунтов 1,8 - 2,0 кг/см . [13]

16.6. Причины деформаций.

Детальный инженерный анализ с фиксацией повреждений деформаций и проведенные, последовательные сейсмометрические мониторинговые

наблюдения конструкций мечети Тилла Кори показали о сильной степени деформированности их несущих конструкций.

Западная сторона мечети находится в крайне аварийном состоянии.

Многолетними инженерно-геологическими изысканиями установлено, что причиной крена западной стены и его сильное деформированное состояние (деформация продолжается) является перегруз конструкций, устройство железобетонной оболочки (купол) в начале 1970 годов, антисейсмических поясов и других, несущая способность грунта и категории по просадочности равна 1,8-2,0 кг/см<sup>2</sup>.

Проведенными расчетами установлено, что изначальный перегруз на основания, т.е. нагрузка на основания после возведения мечети без купола составила 2,4 кг/см<sup>2</sup>. После возведения железобетонного купола, устройства антисейсмических поясов нагрузка составила – 4,0 кг/см<sup>2</sup>, т.е. в 2 раза больше допустимого.

Таким образом, главной причиной аварийного состояния конструкций мечети и всех бед является не продуманное и научно неосмысленное решение по возведению купола, антисейсмических поясов и другие.

#### 16.7. Способ усиления конструкций мечети Тилла Кори

Учитывая крайне аварийное состояние, а также продолжающиеся деформации (скорость деформаций основания по наблюдениям с 1987 по 1998 г составляет в среднем 10 мм в год) установленных сейсмометрическими, геодезическими и гидрогеологическими наблюдениями, а также расчетами конструкций Тилла Кори рекомендуется производить усиления в три этапа.

### І Этап

#### Усиление оснований и фундаментов

Каждый памятник уникален и обладает индивидуальными архитектурно-строительными, историческими и функциональными особенностями, свойственных только ему одному. В этой связи, для каждого памятника архитектуры, с целью их сохранения, требуется разработать индивидуальные

инженерные мероприятия, которое осуществимы лишь при наличии необходимой, в тоже время достоверной информации.

Основное же ключевое место занимают здесь вопросы усиления их основания и фундаментов. Для историко-архитектурного памятника Тилла Кори усиления его основания и фундаментов является единственным и возможным путем для сохранения и обеспечения его долговечности

К числу наиболее эффективных методов упрочнения оснований эксплуатируемых зданий и сооружений, применительно к грунтовым условиям нашей республики относится химическое закрепление грунтов (силикатизация).

Известными примерами эффективного закрепления лессовых грунтов силикатизацией были работы по стабилизации деформаций Одесского театра-оперы и балета, памятника архитектуры построенного в 1887 году. У нас в Республике этот метод применялся при усилении основания театра им. А.Навои и административного здания по ул. Узбекистанская (бывшее здание ЦК Узбекистана).

Длительные (более 15 лет) инструментальные наблюдения за объектами (в театре им. А. Навои и административное здание по ул. Узбекистанская в г.Ташкенте, Набатской башни в Московском Кремле, показали, что осадки сооружений и крен прекратились.

Этот метод основывается на применении (инъекторных) силикатных растворов и их производных, которые при соединении с коагулянтом образуют гель кремневой кислоты, которые цементируют частицы грунта, главным образом просадочного. Конструкция скважин с инъектором показана на рис. 5Д.

В результате инъекции необратимо преобразуются строительные свойства грунта основания в определенном объеме, значительно повышается его несущая способность и резко снижается деформируемость. В ряде случаев при укреплении оснований реконструируемых зданий и сооружений частично ликвидируются образовавшиеся в процессе эксплуатации прогибы и крены.

Существуют одно растворный, двух растворный, газовой способы силикатизации. Применение того или иного способа зависит от инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки, физико-механических свойств грунтов основания.

Перед проектированием или на первоначальном этапе проектирования предусматриваются контрольные производственные работы на отдельном опытном участке, по оценке соответствия фактических параметров закрепленного грунта с проектными, т. е. по определению состава закрепляющего реагента, оптимального давления нагнетания, радиуса распространения, изменение параметров по глубине основания, физико-механические свойства закрепленного грунта и т. п.

Опытно-производственный участок состоит из участка I –одно растворная силикатизация, участок II - газовая силикатизация с предварительной активизацией. По каждому участку выполняется по 3 скважины. Целесообразно проводить опытные работы на 3-х типах раствора с разными плотностями. В холостой зоне бурятся скважины с последующей обсадкой трубами. В рабочей зоне предусмотрена забивка иньекторов зонами по одному метру. Для газовой силикатизации в нижней части обсадной трубы выполняется глиноцементная пробка. Нагнетание производится после продувки иньектора. При одно растворной силикатизации применяют силикатный раствор разной плотности и нагнетается поочередно в каждую отдельную скважину. При газовой силикатизации в начале производят нагнетание углекислого газа, затем силикатного раствора разной плотности в отдельной скважине. Перерыв во времени между нагнетанием углекислого газа и силикатного раствора не менее 30 минут, предельное давление при нагнетании углекислого газа - 0,2 МПа, силикатного раствора - 0,3 МПа. Через двое суток после нагнетания выполняется проходка двух шурфов по участкам I и II для определения конфигурации закрепленного массива и определение физико-механических свойств заиньектированного грунта.

Во избежании провоцирования просадочных деформаций в процессе

силикатизации грунтов основания следует установить очередность инъектирования в плане.

Усиления производятся по всему периметру основания фундаментов (рис. 5.2) мечети Тилла Кори.

Расстояния между створами скважин определяется после проведения опытных работ. В каждом створе скважины располагаются веером, обработка скважин выполняется в две очереди. Бурение скважин диаметром 93 мм выполняется станками вращательного бурения, в холостой зоне до подошвы фундаментов. Скважина оборудуется обсадной трубой диаметром 89 мм, после чего приступают к забивке инъектора в зону инъекции (рабочая зона). Рабочая зона проходит ниже подошвы фундаментов на глубину 1,5—2 м. Забивка инъекторов выполняется станками. Закачка раствора выполняется через став буровых штанг диаметром 42 мм. Давление нагнетания 0,1-0,3 МПа и корректируется в процессе работ. Нагнетание ведется до отказа. За отказ нагнетания жидкого стекла принимается расход 2 л/мин в течении 10 минут при предельном давлении. Скважины II очереди обрабатываются через 3-5 суток после обработки скважин I очереди. В процессе производства работ осуществляется контроль дозировки и параметров раствора. По окончании работ скважина ликвидируется цементно-песчаным раствором [9].

Для осуществления этих задач в Узбекистане существуют научно-исследовательский, проектный институт и производственные организации.

Разработку проекта может выполнить головная республиканская организация по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений ЗПЛИТИ (НИИ оснований и подземных сооружений) им. К.М.Жумаева.

Раздел ППР проекта – Ташкентский СП «Гидроспецпроект».

Производство работ и опытно-контрольные работы по закреплению грунтов основания может выполнить организация «Гидроспецстрой», который имеет большой производственный опыт и все необходимое оборудование.

## **II Этап** **Усиление западной стены**

Для предотвращения крена и предохранения от дальнейших деформаций аварийной части западной стены, через каждые 4 м устраиваются железобетонные контрфорсы ниже уровня поверхности земли глубиной 3 м (см. рис. 16.3 и 16.4). [9]

## **III Этап** **Усиление наземных конструкций**

После набора прочности и стабилизации основания производятся усиления наземных конструкций мечети.

Для этого под большим давлением продуваются и промываются, все трещины и заделываются специально подготовленными жидкими сильно сцепляющими материалами. [9]

После завершения всех работ будут производиться инструментально-мониторинговые натурные исследования динамических характеристик. Анализ полученных результатов и их сравнения ранее проведенными исследованиями позволит оценить эффективность принятых конструктивных мер по обеспечению долговечности мечети Тилла Кори.

## Конструкция скважин

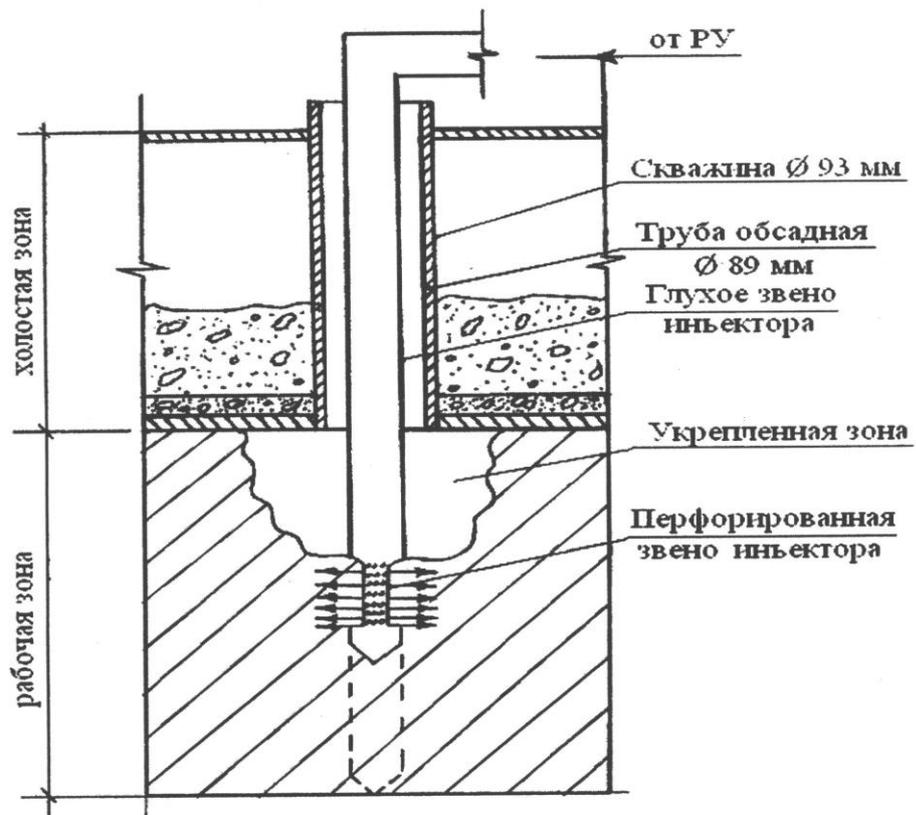


Рис. 16.1. Конструкция скважин

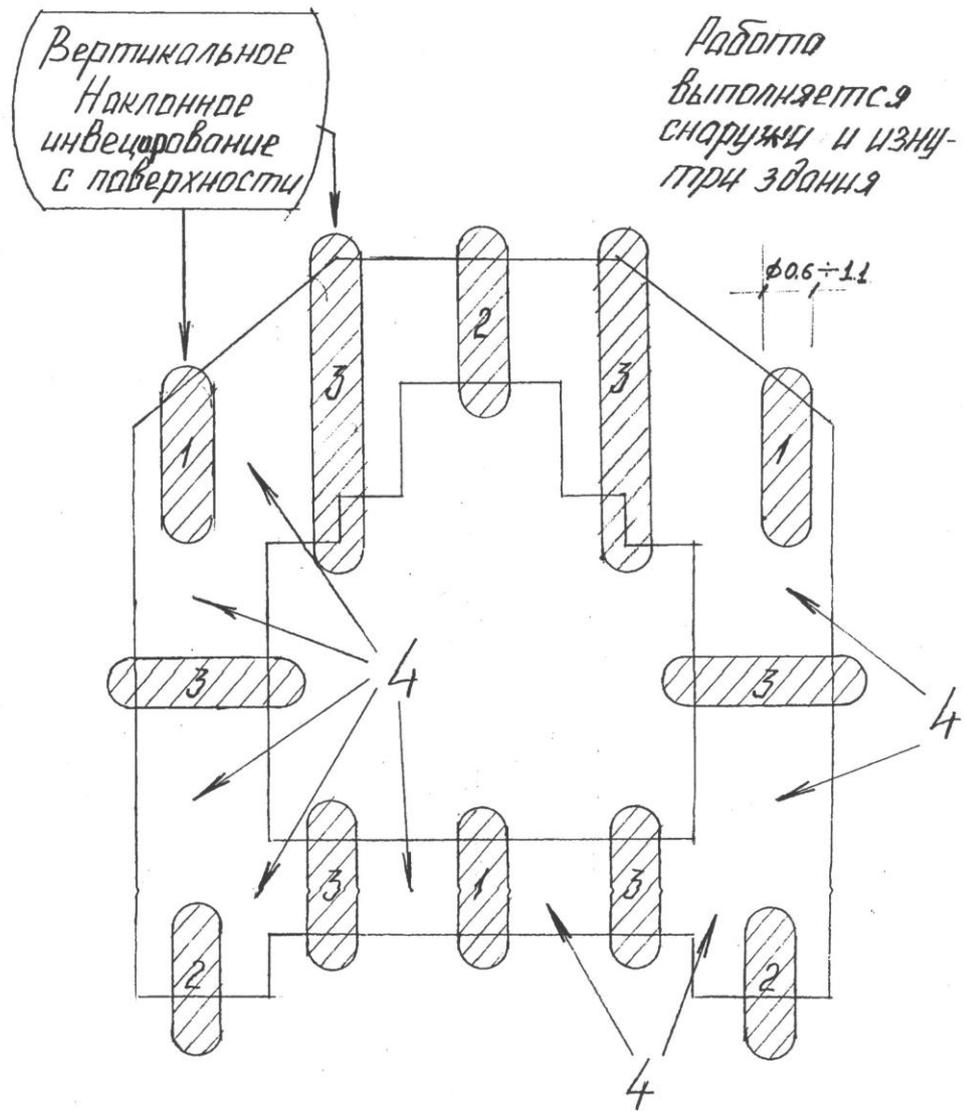


Рис. 16.2

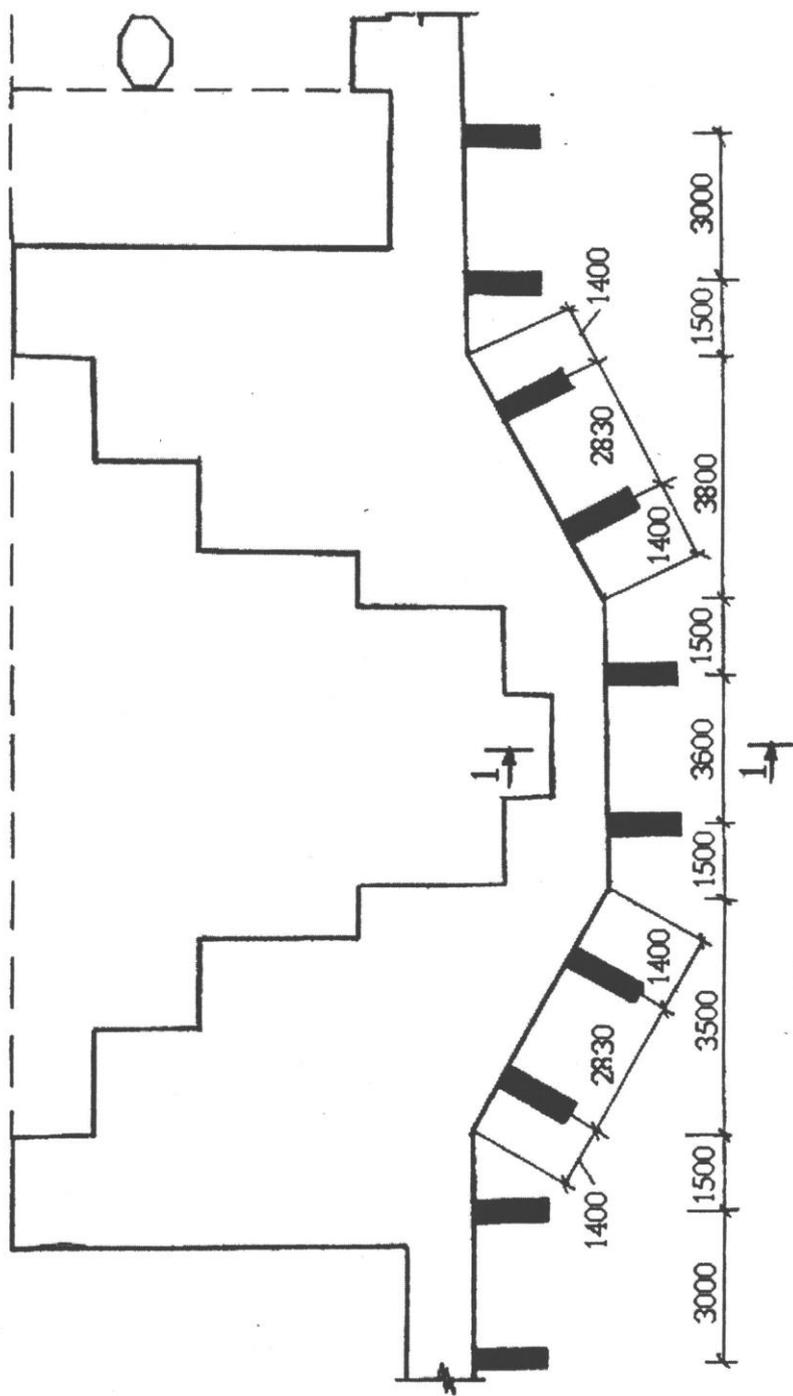


Рис. 16.3. План на отм. + 0.000 М 1:100

1-1

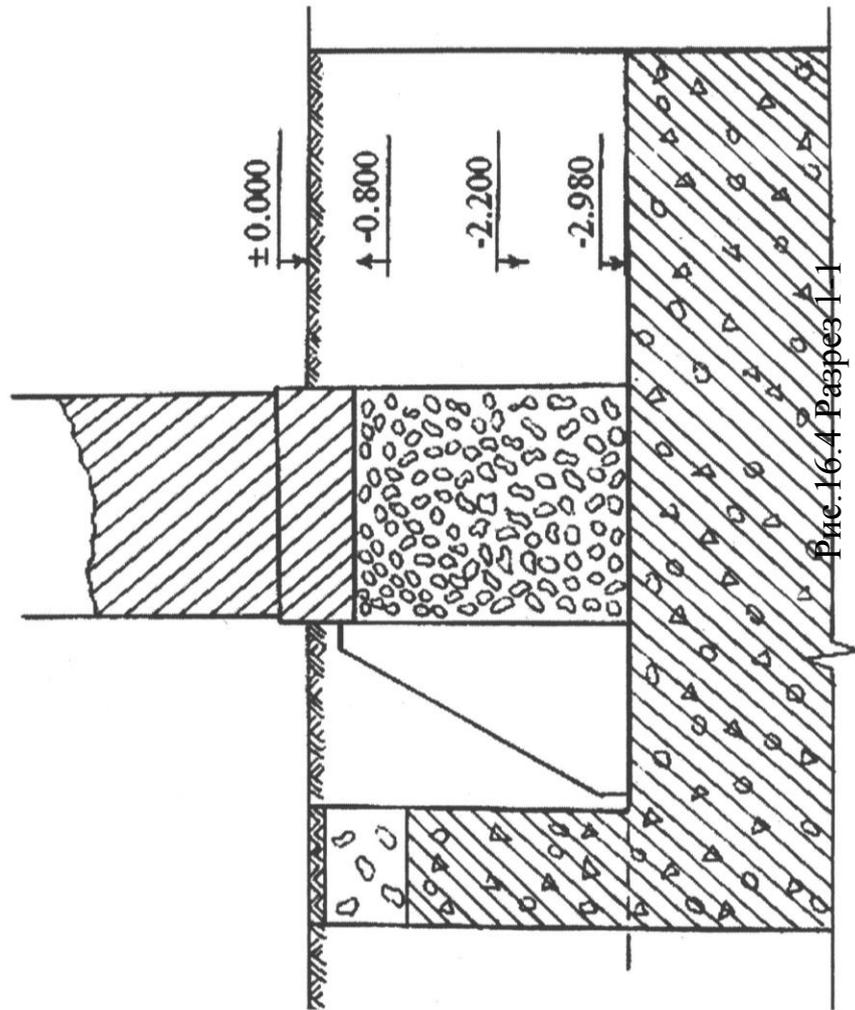


Рис. 16.4 Разрез 1-1

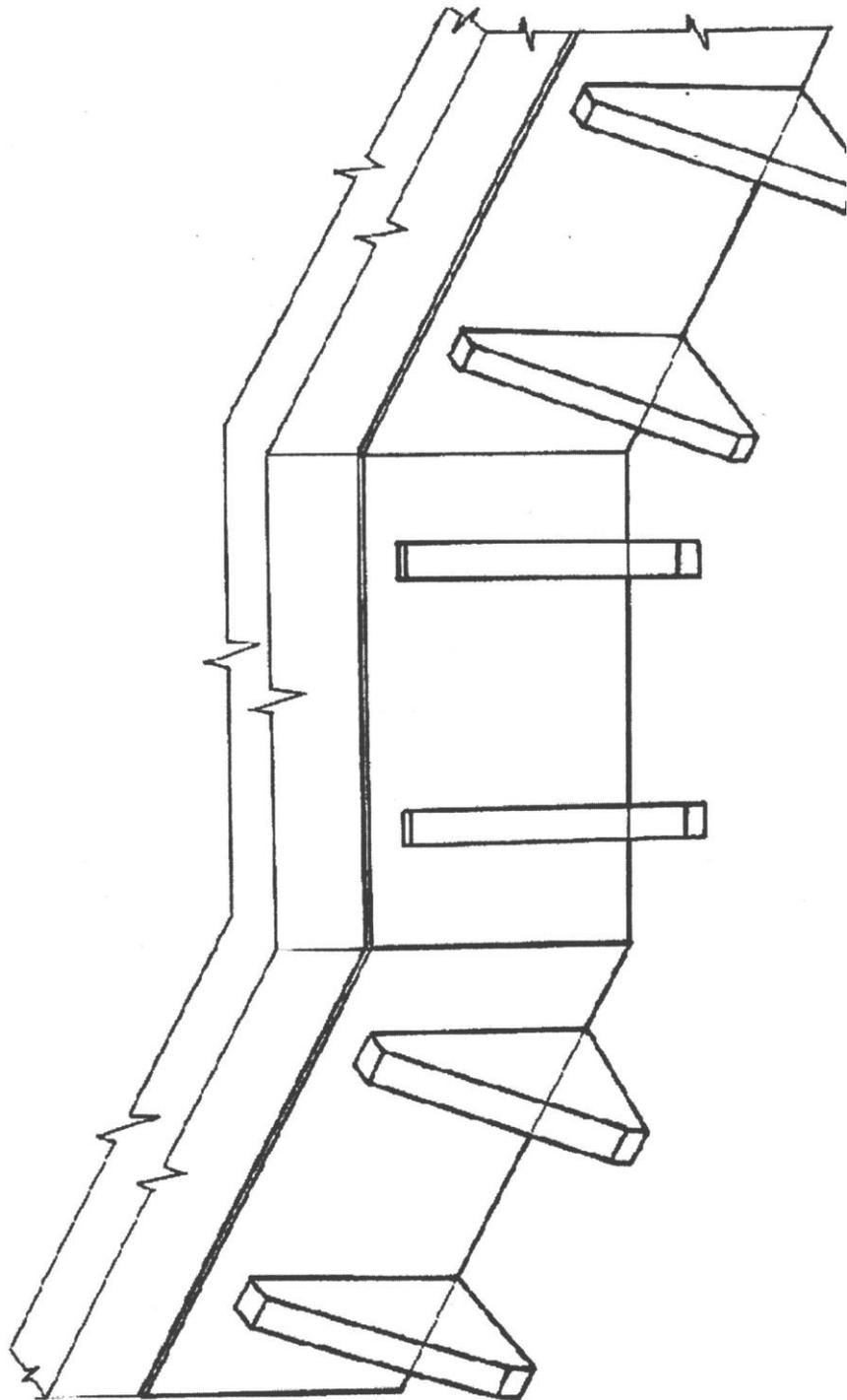


Рис. 16.5.

## ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ

На основании натуральных обследований, обмеров и инструментально-мониторинговых измерений динамических параметров и расчетов на статические и сейсмические воздействия считаем:

1. Техническое состояние комплекса западной мечети Тилла Кори неотлагательно требует специальных мероприятий по усилению оснований и фундаментов, а также несущих конструкций.

2. Безотлагательно необходимо обеспечить защиту фундамента и стен здания от проникновения влаги от атмосферных осадков и поверхностных вод путем устройства дренажей и водонепроницаемых отмостков. Обеспечить систематические наблюдения за состоянием системы водозащиты, устранение всевозможных источников увлажнения.

3. Натурным обследованием установлено, что из всех элементов несущих конструкций наиболее деформированной является западная стена. Наблюдается отрыв западной стены от поперечных, где ширина трещин на месте отрыва в северо-западном и юго-восточном углах достигает до 60-80 мм. На полу вдоль всей конструкции образовались трещина, ширина которой составляет 40-45 мм.

4. На основе детального изучения и обмеров всех конструкций перекрытий и стен установлено, что нагрузка на фундамент под стенами одноэтажной части составляет 1,5-1,8 кг/см<sup>2</sup>. в средней купольной части кладки на уровне обреза фундамента составляет около 4,0 кг/см<sup>2</sup>, что превышает допускаемую в 2 раза. Это является главной причиной сильной активизации деформационного состояния и всех бед происходящих в медресе Тилла Кори.

5. Впервые проведены натурные экспериментальные исследования и определены динамические характеристики комплекса конструкций медресе Тилла Кори. Необходимо периодически проводить натурные инструментальные наблюдения за комплексом конструкций медресе Тилла

Кори для определения его состояния и оценки прочности сооружения. Вычислены экспериментальные значения периода и декремента затухания свободных колебаний. Натурные измерения динамических параметров сооружения дали следующие результаты: Период колебаний одноэтажной части - 0,12 с. Период основного тона колебаний средней части - 0,34 с. Декремент колебаний -  $\delta = 0,27 + 0,35$ .

Расчетные значения периодов колебаний оказались в два раза больше измеренных. Это расхождение объясняется тем, что измерения производились в режиме микроколебаний, при которых динамическая жесткость определяется начальным модулем упругости, который всегда в несколько раз больше расчетного. Натурные измерения показали, что колебания одноэтажной и средней частей происходят независимо и период основного тона средней части в 2,5 раза больше периода колебаний одноэтажной части, что совпадает и с расчетными данными. С учетом этих соображений можно считать, что результаты расчетов согласуются с натурными данными и в расчетах использованы выводы о раздельном колебании одноэтажной и средней частей и определенная по инструментальным записям величина декремента колебаний  $\delta = 0,31$ .

Анализ последовательных натурных измерений динамических характеристик показывает об активизации деформационного состояния конструкции в целом и особенно западной стороны.

6. Во всех купольных и арочных конструкциях имеются вертикальные трещины, достигающие ширину 10-30 мм, что представляет большую опасность в случае сейсмического воздействия.

7. Результаты расчетов показывают, что при условии ликвидации многочисленных трещин в арках в стенах (путем установки стальных растяжек и инъекции раствора под давлением) несущие конструкции здания медресе выдерживают землетрясение расчетной интенсивностью восемь баллов, что соответствует сейсмичности площади Регистан. Приведенные в расчетах главные растягивающие усилия являются средними;

фактические усилия могут несколько отклоняться от указанных в ту или другую сторону за счет неравномерного распределения усилия между отдельными стенами и пилонами, но во всех сечениях имеется запас прочности  $15 + 30\%$ , что достаточно для компенсации этой возможности.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Абдурашидов К.С. Зилзилалар, иншоотлар ва одамлар. Тошкент, Фан, 1967
2. Абдурашидов К.С. Натурные исследования колебаний зданий и сооружений и методы их восстановления. Ташкент, Фан, 1974
3. Абдурашидов К.С. Колебания и сейсмостойкость конструкций промышленных сооружений. Ташкент, Фан, 1989
4. Абдурашидов К.С., Айзенберг Я.И. и др. Сейсмостойкость сооружений. Москва, Наука, 1989
5. Абдурашидов К.С., Кабулов Ф.Р., Якубов Ш.М., Рахманов Б.К. Анализ напряженно - деформированного состояния конструкций памятника архитектуры Тилла Кори в Самарканде и конструктивные меры по обеспечению его долговечности. //Проблемы архитектуры и строительства. Самарканд, СамГАСИ - 2006. №1, С. 3-8.
6. Абдурашидов К.С. Ўзбекистондаги архитектура ёдгорликлари конструкцияларини мустаҳкамлаш ва умрбоқийлигини таъминлаш муаммолари ҳақида. //Ўзбекистан архитектураси ва қурилиши. Тошкент, ООО "AL-VAIR" - 2006. № 4, 29 б.
7. Абдурашидов К.С., Низомов Ш.Р. Архитектура ёдгорликлари мустаҳкамлаш ва зилзилабардошлик сирлари, уларни умрбоқийлигини таъминлаш муаммолари //Ўзбекистан архитектураси ва қурилиши. Тошкент, ООО "AL-VAIR" - 2007. № 3, 59-61 б.
8. Абдурашидов К.С. Архитектура ёдгорликларида муҳандислик муаммолари. Материалы международной научно-технической конференции "Современные проблемы механики". Самарканд, СамДАҚИ - 2007. 3-6 б.
9. Абдурашидов К.С., Кабулов Р.Ф. и др. Комплексное исследование конструкций памятников архитектуры Оксарой и в Шахрисабзе и Тилла-Кори в Самарканде. //Архитектура и строительство Узбекистана. Ташкент, ЦПРИ «Авлод», 2005. №1, 42-43 б.
10. Абдурашидов К.С. Ўзбекистондаги архитектура ёдгорликлари конструкцияларини мустаҳкамлаш ва умрбоқийлигини таъминлаш муаммолари ҳақида. //Ўзбекистан архитектураси ва қурилиши. Тошкент, ООО "AL-VAIR" - 2006. № 4, 29 б.
11. Абдурашидов К.С. Архитектура ёдгорликларида муҳандислик муаммолари. Материалы международной научно-технической конференции "Современные проблемы механики". Самарканд, СамДАҚИ - 2007. 3-6 б.
12. Абдурашидов К.С. и др. Анализ напряженно-деформированного состояния конструкций и конструктивные меры по обеспечению долговечности памятника архитектуры Тилла Кори в Самарканде. //Архитектура и

- строительство Узбекистана. Ташкент, ООО "AL-VAIR" 2008. №1, С.26-28.
13. Абдурашидов К.С. Архитектура ёдгорликларида муҳандислик муаммолар. «Бино, иншоотлар ва меъморий обидаларнинг техник ҳолатини баҳолаш» мавзусидаги халқаро конференция материаллари. Самарқанд, СамДАҚИ - 2008.
14. Абдурашидов К.С. Ўзбекистондаги архитектура ёдгорликлари конструкцияларининг ҳолати ва келажаги. //Архитектура и строительство Узбекистана. Ташкент, -2001. -№1. - С. 16-17.
15. Абдурашидов К.С., Якубов Ш.М., Шодмонова З.С. Архитектура ёдгорликларини зилзилабардошликка ҳисоблаш. // Проблемы механики.— 1998 г. Б 41
16. Абдурашидов К.С., Шадманова З.С. Анализ состояния конструкций архитектурных памятников. //Проблемы механики. Ташкент, Фан -1998. -№ 3. - С. 42.
17. Абдурашидов К.С. и др. Анализ конструктивных решений и оценка технического состояния дворца Оксарой в г. Шахрисабзе. // Архитектура и строительство Узбекистана. — 1996 г. - № 2-3 с.
18. Абдурашидов К.С., Шодмонова З.С. Ўзбекистондаги архитектура ёдгорликлари конструкцияларининг ҳолати ва келажаги ҳақида. Проблемы механики.Ташкент, Фан № 3-с.42
19. Абдурашидов К.С., Якубов Ш.М., Шодмонова З.С. Архитектура ёдгорликларини зилзилабардошликка ҳисоблаш. Проблемы механики.Ташкент, Фан № 1, 1988
20. Абдурашидов К.С., Якубов Ш.М. Обидалар, миноралар ҳолати ва уларни умрбоқийлигини таъминлаш масалалари. Ўзбекистон архитектура ёдгорликларини асраш масалалари. Тошкент, ТАҚИ, 2003
21. Абдурашидов К.С., Раҳмонов Б.К. Архитектура ёдгорликлари техник ҳолатини инструментал усуллар орқали аниқлаш. Меъморчилик ва қурилиш муаммолари. Самарқанд, СамДАҚИ 2004 № 2.
22. Абдурашидов К.С. Ўзбекистондаги архитектура ёдгорликлари конструкцияларини мустаҳкамлаш ва умрбоқийлигини таъминлаш муаммолари ҳақида. Ж. Ўзбекистон архитектура қурилиши, Тошкент, №4 2006
23. Абдурашидов К.С., Низомов Ш.Р. Архитектура ёдгорликлари мустаҳкамлик ва зилзилабардошлик сирлари ва уларни умрбоқийлигини таъминлаш муаммолари. Ж. Ўзбекистон. Архитектура ва қурилиш. Тошкент, 2007 № 3
24. Абдурашидов К.С. Архитектура ёдгорликларида муҳандислик муаммолари. Материалы международной научно-технической конференции «Современные проблемы механики» Самарқанд, СамДАҚИ, 2007
25. Абдурашидов К.С. “Анализ конструкций, оценка технического состояния и конструктивные меры по обеспечению долговечности памятников архитектуры Узбекистана. Материалы международной конференции. “Марказий Осиёда маданият ёдгорликларини сақлаш”. Ташкент, 2008
26. Абдурашидов К.С., Шаалимов А.А., Рассказовский В.Т. Исследование установки из двух спаренных сейсмоприемников ВЭГИК для регистрации крутильных колебаний зданий. Ж. Вопросы механики. Ташкент, Фан, №6 1970
27. Ахмедов Б. Мирзо Улуғбек. Тўрт улус тарихи. Т. “Чўлпон” нашр, 1994, 351 б.

28. Ахмедов Б. Улуғбек (машхур кишилар хаёти), Т., “Ёш гвардия” нашриёти, 1989, 252 б.
29. Ахмедов М.К. Ўрта Осиё меъморчилиги тарихи, Т. Ўзбекистон, 1995.
30. Асқаров А. Бухоронинг ибтидоий давр тарихидан лавҳалар. “Фан” нашр., 1973, 246.
31. Булатов М.С. Геометрическая гармонизация в архитектуре Средней Азии IX-X в. (Историко-теоретическое исследование). Изд. Наука, М. 1976
32. Бачинский А.М. Антисейсмика в архитектурных памятниках Средней Азии. Изд-во АН СССР, 1949.
33. Гулямов Я.Г. Памятники Хивы, Ташкент, 1941
34. Гражданкина Н.С., Рахимов М.К., Плетнев И.Е. Архитектурная керамика Узбекистана (Очерк исторического развития и опыт реставрации) Изд. «Фан», Т.-1968.
35. Горшков Г.П. Землетрясение на территории Советского Союза. М.: Госстройиздат, 1949.
36. Горшков Г.П. Землетрясение на территории Советского Союза, Госстройиздат, М., 1949
37. Гражданкина Н.С. Строительные материалы памятников архитектуры Узбекистана. //Строительство и архитектура Узбекистана. Ташкент, 1975. № 7 - С. 16-18.
38. Гонзалес де Клавихо. Дневник путешествия по дворцу Тимура. Г. Самарканд СПб 1841 г.
39. Зоҳидов П.Ш. Основы канона гармонии в архитектуре. Т., Фан, 1982
40. Зоҳидов П. Меъмор санъати, Т., 1978
41. Засыпкин Б.Н. Архитектурные памятники Т. УГ. 1880
42. Кабулов Р.Ф. Магистерская диссертация на тему: "Анализ конструкций мечети Тилла Кори в г. Самарканде и оценка технического состояния и сейсмостойкости". Ташкент-2006. 66 стр.
43. Кабулов Ф.Р. Анализ конструкций мечети Тилла Кори в Самарканде и оценка его технического состояния. Магистрантларнинг VI анъанавий конференцияси материаллари тўплами. Тошкент, ТАҚИ-2006.
44. Кун А.А. Остатки бывшего дворца Оксарой в Шахрисабзе. Записи РГО.
45. Массон М.Е. Краткая историческая справка о среднеазиатских минаретах. Материалы Узкомстариса. Выписка 2-3. Ташкент, 1933. С. 3-13.
46. Массон М.Е. Падающий минарет, Т., 1987
47. Массон М.Б. Краткая историческая справка о Среднеазиатских минаретах. Ташкент, 1933
48. Массон М.Е., Пугаченкова Г.А. Шахрисабз при Темуре и Улугбеке. Труды Сагукова № 1
49. Муминов И.М. История Бухары с древнейших времен до наших дней. Т., «Фан», 1976, с.384
50. Петров А.А. Поступательные и крутильные колебания протяженных зданий при сейсмических воздействиях. Материалы совещания по сейсмостойкому строительству. Алма-Ата, 1967.
51. Пугаченкова Г., Ремпел Л. Выдающиеся памятники архитектуры Узбекистана

Т., Госиздат, 1958.

52. Пугаченкова Г.А. Вклад ученых Узбекистана в изучение архитектурного наследия Республики. Ж. Строительство архитектура Узбекистана, 1973 № 7.

53. Рахманов Б.К. Архитектура ёдгорликларига кулланилган антисеймик тадбирларнинг самарадорлиги тахлили. Труды Международной научно-технической конференции «Современные проблемы механики». Самарканд, 2007. С. 246-247.

54. Рассказовский В.Т., Рашидов Т.Р., Абдурашидов К.С. Последствия Ташкентского землетрясения. Ташкент, Фан, 1967

55. Саваренский Е.Ф., КИРНОС Д.П. Элементы сейсмологии и сейсмометрии. ГТТИ, 1955.

56. Якубов Ш.М. и др. Об учете крутильных деформации, приводящие к разрушению памятников архитектурны минаретов Узбекистана при землетрясениях. Материалы Международной научно-технической конференции: «Современные проблемы и перспективы механики». Ташкент, 2006. С. -451-453.

57. Якубов Ш.М. Зилзила чоғида минораларни бузилишига олиб келувчи буралиш деформацияларни хисобга олиш. //Ўзбекистон архитектураси ва қурилиши. Тошкент, ООО “AL-VAIR” - 2008. №3, 33-35 б.

58. Ўролов А.С. Меъморий шаклларни уйғунлаштириш ва безаш. Самарканд, 2003.