

# ГАЗЛИЙСКИЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ 1976 г.

ИНЖЕНЕРНЫЙ  
АНАЛИЗ  
ПОСЛЕДСТВИЙ



ИЗДАТЕЛЬСТВО «НАУКА»

АКАДЕМИЯ НАУК СССР

МЕЖДУВЕДОМСТВЕННЫЙ СОВЕТ ПО СЕЙСМОЛОГИИ  
И СЕЙСМОСТОЙКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ  
ПРИ ПРЕЗИДИУМЕ АН СССР

# ГАЗЛИЙСКИЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ 1976 г.

ИНЖЕНЕРНЫЙ  
АНАЛИЗ  
ПОСЛЕДСТВИЙ



ИЗДАТЕЛЬСТВО «НАУКА»

Москва 1982

**Газлийские землетрясения 1976 г. Инженерный анализ последствий.**  
М.: Наука, 1982.

В книге приведены результаты инженерного анализа последствий Газлийских землетрясений 1976 г., общие сведения о проявлении сейсмического воздействия, характеристики повреждений в городах и населенных пунктах. Систематизированы результаты изучения поведения зданий и сооружений с различными конструктивными схемами, мероприятия по ликвидации последствий землетрясений.

Книга рассчитана на проектировщиков, строителей, геофизиков, сейсмологов, инженеров-геологов, работающих в области сейсмостойкого строительства и инженерной сейсмологии.

Табл. 24, ил. 162, библиогр. 41 назв.

**Ответственные редакторы:**

доктор технических наук, профессор

**С.В. ПОЛЯКОВ,**

кандидаты технических наук

**А.И. МАРТЕМЬЯНОВ, Л.Ш. КИЛИМНИК, А.М. ЖАРОВ**

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящая книга посвящена вопросам инженерного анализа последствий Газлийских землетрясений 8 апреля и 17 мая 1976 г.

Книга подготовлена по результатам натурных обследований и инженерного анализа, проведенных сотрудниками научно-исследовательских, учебных и проектных институтов: ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР, ИФЗ им. О.Ю. Шмидта АН СССР, Института механики и сейсмостойкости сооружений АН Узбекского ССР, Института сейсмологии АН Узбекской ССР, Института строительной механики и сейсмостойкости АН Грузинской ССР, ТашЗНИИЭП Госгражданстроя, Казахского ПромстройНИИпроекта Госстроя СССР, Института сейсмостойкого строительства Госстроя Туркменской ССР, ЦНИИЭП жилища Госгражданстроя, Азербайджанского НИИСМиС им. Дадашева, Института геофизики и сейсмологии АН Армянской ССР, АрмНИИСА Госстроя Армянской ССР, Института сейсмостойкого строительства и сейсмологии АН Таджикской ССР, ЦНИИС Минтрансстроя СССР, Ташкентского текстильного института, Казахского политехнического института, ВНИИСТ Министерства строительства предприятий нефтяной и газовой промышленности СССР, Ташгипрогора, Узгипротяжстроя и др.

Координация работы групп по экспедиционному обследованию зданий и сооружений в эпицентральной зоне осуществлялась координатором секции сейсмостойкого строительства МСССС при Президиуме АН СССР и ЦНИИСК им. Кучеренко. Обследование проводилось по согласованной программе и единой методике.

Обработка результатов наблюдений и инженерный анализ последствий Газлийских землетрясений 1976 г. выполнены специалистами разных институтов в рамках исследований по проблеме "Сейсмология и сейсмостойкое строительство" в течение 1976—1979 гг.

Результаты проведенного анализа Газлийских землетрясений, а также обобщение данных по обследованию ряда других землетрясений на территории СССР и зарубежных стран явились основой для разработки "Методических рекомендаций по инженерному анализу последствий землетрясений" (М.: ЦНИИСК, 1980).

Данные по инструментальным наблюдениям, по сопоставлению характера и степени повреждений зданий с различными конструктивными решениями, а также по расчетному анализу последствий землетрясений использованы при корректировке положений ряда нормативных документов и, в частности, при разработке главы СНиП II-7-81 "Строительство в сейсмических районах".



## ВВЕДЕНИЕ

8 апреля и 17 мая 1976 г. соответственно в 2 ч 41 мин и 2 ч 59 мин по Гринвичу (5 ч 41 мин и 5 ч 59 мин по московскому времени) в западном Узбекистане произошли два сильных землетрясения, получившие название Газлийских. Эпицентральные зоны обоих землетрясений находятся в 30–40 км севернее пос. Газли и приблизительно в 150 км северо-западнее Бухары. Параметры землетрясений по макросейсмическим и инструментальным данным приведены в табл. В. 1.

Средняя магнитуда, определенная по данным нескольких десятков сейсмических станций, для землетрясения 8 апреля составляла 7,0, а для землетрясения 17 мая — 7,3. Интенсивность сейсмических воздействий в эпицентральных зонах достигала 8 апреля 8 баллов и 17 мая — 9 баллов.

Специалистами Института физики Земли им. О.Ю. Шмидта АН СССР была получена запись трех составляющих колебаний грунта во время землетрясения 17 мая [1, 2]. Согласно этим данным, отмечены необычно высокие вертикальные ускорения грунта — до 1,3g. Максимальные амплитуды ускорений в горизонтальных направлениях достигали 0,8 и 0,62g. Продолжительность интенсивной фазы колебаний составляла 10–15 с.

На основании указанных записей специалистами разных институтов были получены различные характеристики движения грунта. В качестве примера даны спектры абсолютных ускорений при различных параметрах затухания, построенные в ЦНИИСК им. А.В. Кучеренко [3] (рис. В. 1). Как видно из рисунка, спектры ускорений оказались довольно широкополосными, охватывающими диапазоны до 1 с и имевшими в этом диапазоне несколько пиков.

Газлийские землетрясения 1976 г. произошли в пределах территории, отнесенной на карте сейсмического районирования СССР 1969 года к зоне 5-балльной сейсмичности. Это объясняется следующим.

Степень сейсмической опасности определяет в основном сейсмический режим. Немалую роль играет также геоморфология района. На основании только этих факторов, без учета специфики очаговых зон в пределах Туранской плиты, большая часть ее территории была отнесена к зоне 5–6-балльной сейсмичности. Между тем более глубокий анализ исторических данных и события 1976 г. заставляют пересмотреть карту сейсмического районирования этой территории. Поскольку инструментальные наблюдения в Кызылкумах начались только в 1967 г. (сейсмические станции в Нурете, Тамдыбулаке и Куркудуке) и развиты в 1974–1975 гг. (еще 6 временных станций), специалисты не располагают представительными данными для всей территории Западного Узбекистана. Такими данными о землетрясениях с  $K \geq 8$  обеспечена только область Центрально-Кызылкумских поднятий.

Анализ имеющихся к настоящему времени инструментальных и макросейсмических данных позволяет наметить сейсмически активные полосы

северо-западного и северо-восточного простирания. В северо-западном направлении вытянуты две группы эпицентров: Самарканд-Бухара-Ургенч и далее на северо-запад и полоса эпицентров севернее Тамдыбулака, совпадающая с простиранием возвышенностей Букентау и Джатынтау. В то же время намечается полоса и северо-восточного направления.

Анализируя карту эпицентров землетрясений Западного Узбекистана, можно сделать предварительный вывод, что сейсмичные зоны северо-западного направления включают преимущественно слабые землетрясения, происходящие на небольших глубинах. Сильные же землетрясения — Чилийское 1929 г. и Кызылкумское 1968 г. — тяготеют к зоне контакта крупных структур, разделенных Карамурунским разломом; Тамдыбулакское 1932 г. и Газлийское 1976 г. произошли вблизи контактов зоны Центрально-Кызылкумских поднятий соответственно с Сырдарьинским и Амударьинским прогибами. Глубина очагов этих землетрясений, как правило, не превышает 20–25 км.

Для района Газлийских землетрясений, как и для района Чилийского и Тамдыбулакского землетрясений, характерно отсутствие слабых землетрясений. Дефицит слабых землетрясений в Кызылкумах отражается в малом угле наклона ( $\gamma$ ) графика повторяемости. Эти сейсмогенные области в пределах древней Туранской плиты представляют собой участки тектонического омоложения. В силу большой прочности породы здесь способны накапливать огромные напряжения. Поэтому такие сейсмогенные области характеризуются очень редкими, но сильными землетрясениями (слабых и средней силы землетрясений здесь почти не происходит, не считая форшоковые и афтершоковые рои).

Как известно из древних рукописей, сильные землетрясения в 818–819 гг. охватили обширную территорию пустынных районов Средней Азии, в 1208–1209 гг. землетрясения разрушили древний Хорезм, в 1821–1822 гг. отмечены разрушения в Бухаре и Самарканде. В пределах территории СССР подобной сейсмогенной областью является также район Северного Тянь-Шаня и в какой-то степени район Ашхабада.

Газлийские землетрясения ощущались почти на всей территории УзССР, ТССР, частично на территории ТаджССР, КиргССР и на юге КазССР на площади около 2,0 млн. км<sup>2</sup>.

Поскольку землетрясение 17 мая воздействовало на объекты, уже поврежденные при землетрясении 8 апреля, составить карты изосейст достаточно трудно. Тем не менее с определенной достоверностью установлено, что 8-балльная зона первого толчка (эпицентр в 35 км северо-северо-восточнее пос. Газли) имеет форму, близкую к эллипсу, ориентированному с юго-востока на северо-запад. Длина большой оси около 40 км, малой 18 км, площадь около 600 км<sup>2</sup>. Подобный эллипс ограничивает и 7-балльную зону с осями соответственно 120 и 65 км (рис. В. 2, см. вкл., В. 3).

Эпицентр землетрясения 17 мая, по макросейсмическим данным, находился в 20 км юго-западнее эпицентра землетрясения 8 апреля (в районе колодца Актепа). 9-балльная зона землетрясения вытянута с запада на восток в виде эллипса с осями 30 и 18 км, площадью более 300 км<sup>2</sup>. 8-балльная зона — также ориентированный эллипс с осями 70 и 40 км (рис. В. 4, см. вкл., В. 5).

Изучение сейсмограмм Газлийских землетрясений, полученных на различных станциях, свидетельствует о близком подобии волновой картины при обоих землетрясениях. Однако анализ основных динамичес-

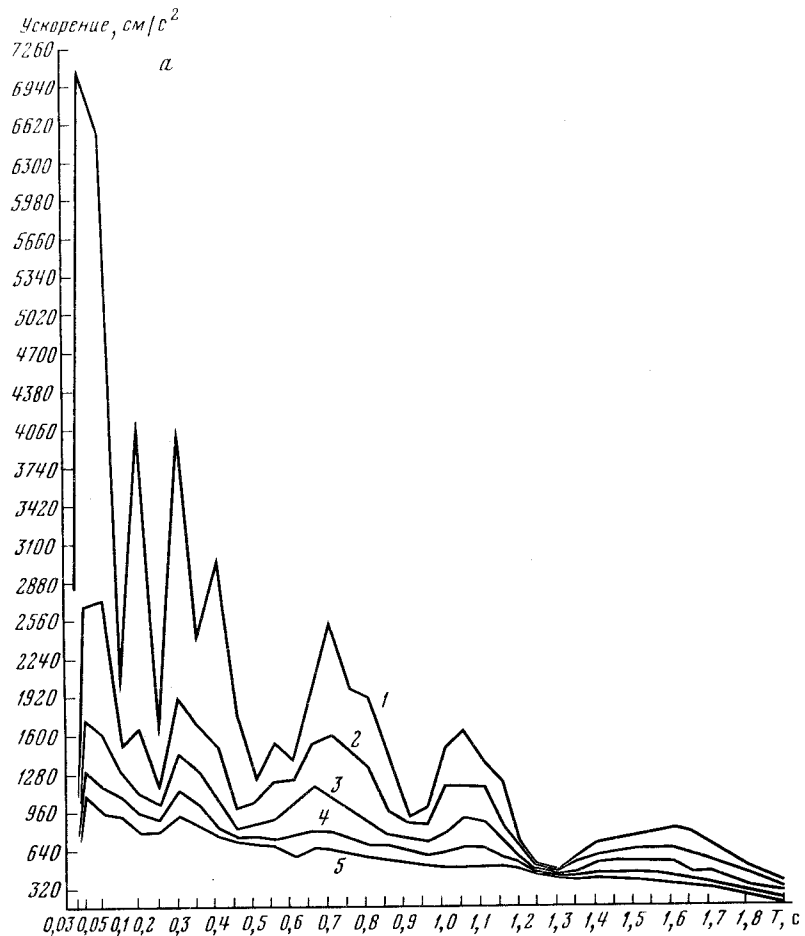


Таблица В.1  
Основные параметры Газлийских землетрясений 1976 г.

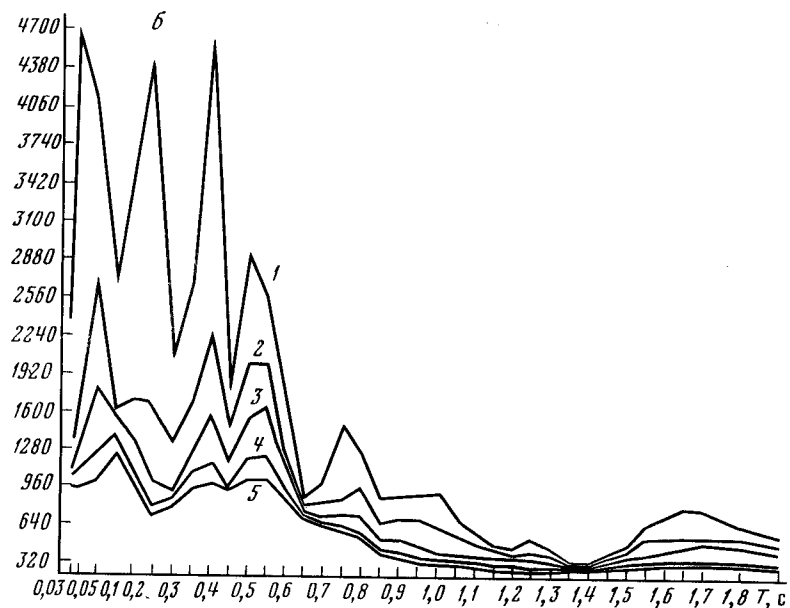
Дата, время по Гринвичу	Широта $\varphi$		Долгота $\lambda$		Глубина очага $H$	
	М*	И**	М*	И**	М*	И**
8.04.76 02 ч 41 мин	40° 26'	40° 23'	63° 38'	63° 33'	30	20
17.05.76 02 ч 59 мин	40° 22'	40° 24'	63° 21'	63° 5,5'	20	25

\* По макросейсмическим данным.

\*\* По инструментальным данным.

Рис. В. 1. Спектры абсолютных колебаний Газлийского землетрясения 17 мая 1976 г.

Компоненты: а – С-Ю; б – В-З; 1 – без учета затухания; 2 – при затухании 2% критического; 3 – 5%; 4 – 10%; 5 – 15%



Класс К	Магнитуда $M$	Интенсивность в эпицентре $I_0$	Сейсмический момент $M_0$ , $10^{26}$	Снятое напряжение	Длина разрыва $L$ , км	Подвижка $D$ , см
16,6	7,0	8–9	$1,8 \pm 1,4$	7	$44 \pm 2$	40
17,0	7,3	9–10	$2,1 \pm 0,9$	4	$58 \pm 8$	30



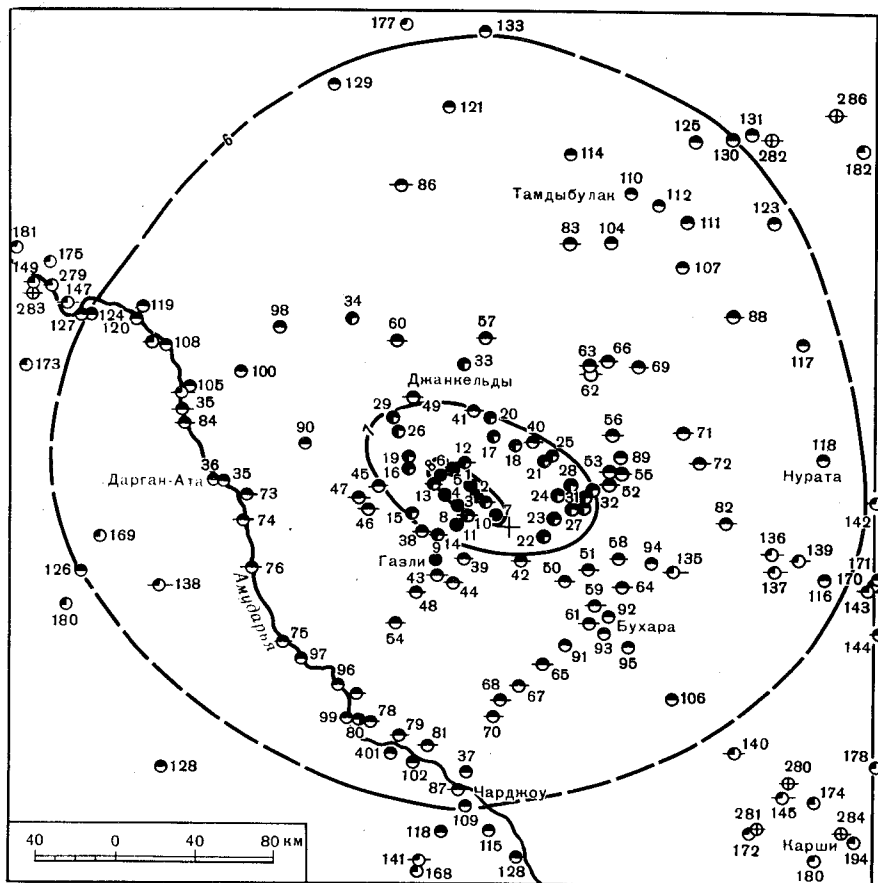


Рис. В. 3. Изосейсты ближней зоны землетрясения 8 апреля 1976 г. (по тем же данным)

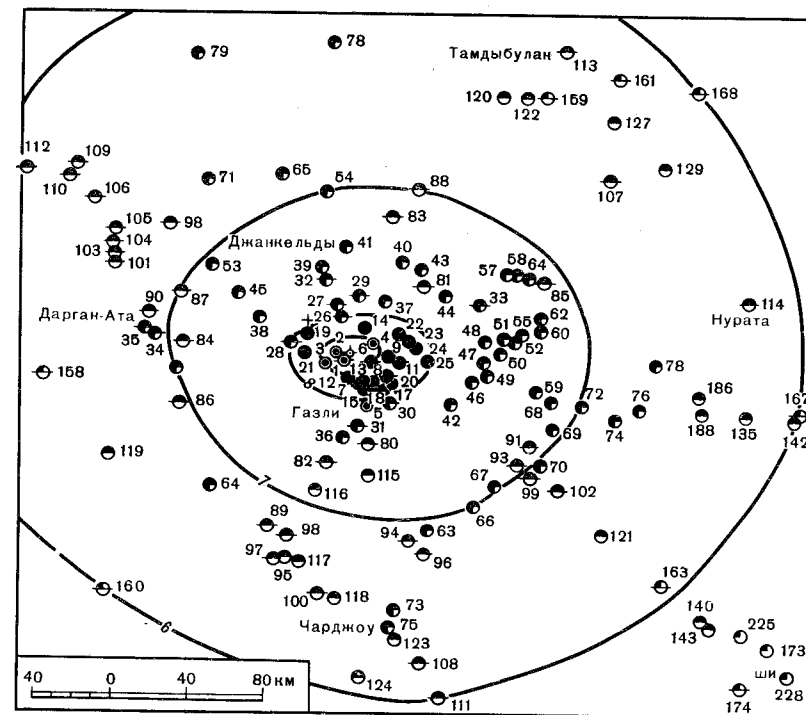


Рис. В. 5. Изосейсты ближней зоны землетрясения 17 мая 1976 г. (по тем же данным)

ких характеристик очага пока не позволяет дать единообразное описание механизма очагов этих землетрясений. Предполагают, что характер подвижек в очаге взбросо-сдвиговый. Близкими по ориентации оказались также оси главных сжимающих и растягивающих напряжений для обоих очагов — почти горизонтальное сжатие, действующее в северо-западном и юго-восточном направлениях, и почти вертикальное растягивание.

Однако при выборе ориентации плоскостей разрыва мнения специалистов не совпадают. В ИС АН УзССР (В.И. Уломов) принята схема, предполагающая движение в очаге 8 апреля по плоскости северо-западного простирания под углом  $40-45^\circ$  к горизонту, а 17 мая — вдоль плоскости северо-восточного простирания, ортогональной плоскости очага 8 апреля. А.В. Введенская (ИФЗ АН СССР) считает, что плоскости сдвига-надвига в очагах обоих землетрясений имеют северо-восточное простирание, азимут которого составляет около  $40^\circ$ . Плоскости разрыва имеют одинаковое (юго-восточное) падение и составляют с горизонтальной плос-

костью угол, близкий к  $45^\circ$ . В том и другом случае верхняя, юго-восточная сторона разрыва двигалась вверх, т.е. имел место надвиг. Среднее расстояние между плоскостями разрыва  $20-30$  км. Как показали макросейсмические обследования, разрывы в очагах землетрясений не вышли на поверхность, а наблюдаемые многочисленные трещины связываются с сотрясениями грунта.

Здесь приведены лишь краткие данные о характере и механизме очага Газлийских землетрясений 1976 г., а также особенностях их проявления на поверхности грунта, которым будет посвящено специальное издание.

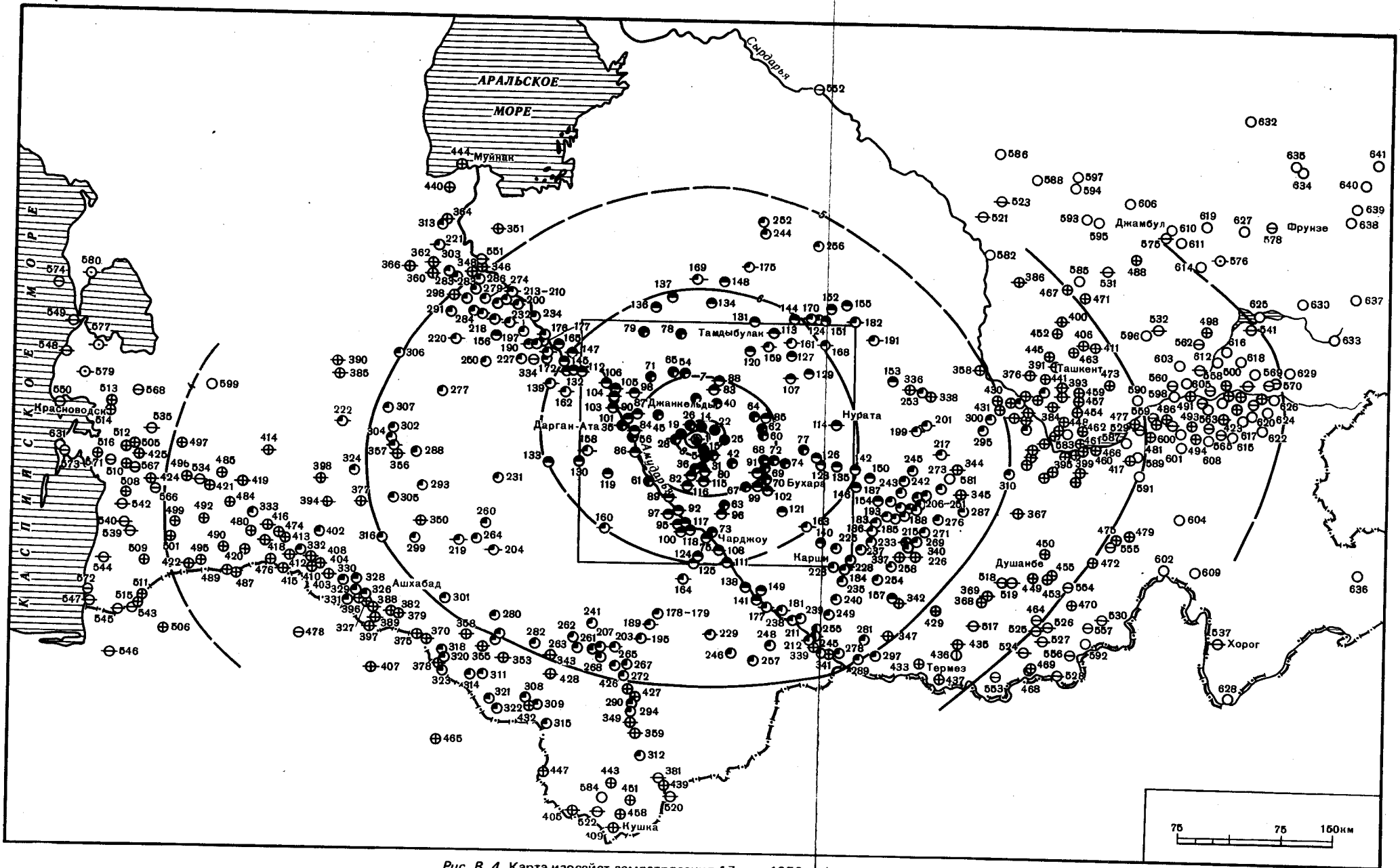


Рис. В. 4. Карта изосейст землетрясения 17 мая 1976 г (по тем же данным)

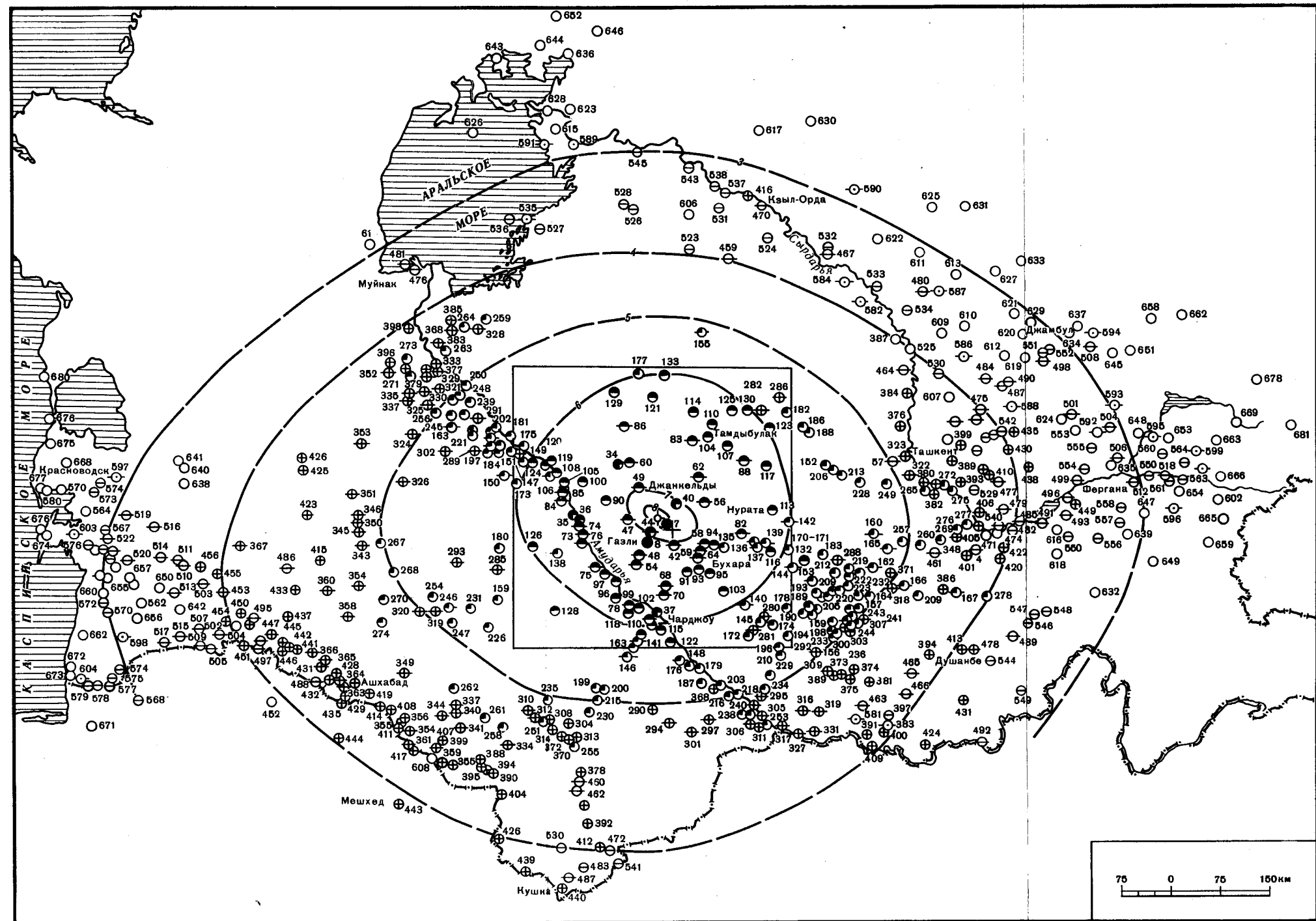


Рис. В. 2. Карта изосейст землетрясения 8 апреля 1976 г. (по данным С.М. Касымова, А. Джураева, П. Мадатова, С.А. Абдурахманова, Г.Л. Голинского, Ч. Мурадова, А.Р. Рахимова, В.К. Иодко, А.Ф. Красновой)



# ЧАСТЬ I

## ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПОВРЕЖДЕНИЙ

### ГЛАВА I.1

#### ПОСЕЛОК ГАЗЛИ\*

Из населенных пунктов, подвергшихся землетрясениям, ближе всего к эпицентру был расположен пос. Газли. Поэтому он пострадал от землетрясений в наибольшей степени [4].

Пос. Газли административно входит в Рамитанский район Бухарской области Узбекской ССР. Он находится в песках Кызылкум, примерно в 110 км северо-западнее Бухары.

**Структура застройки.** Поселок сравнительно молод. Он начал застраиваться примерно 15 лет назад. В планировочном отношении поселок можно разбить на две зоны: промышленную зону жилой застройки, которая в свою очередь может быть разделена на две части: в одной находятся здания современной застройки, а в другой преимущественно щитовые и сырцовые жилые дома. В новой части Газли застроен двухэтажными кирпичными и крупнопанельными зданиями. Строительство этих зданий производилось по типовым проектам, разработанным ТашЗНИИЭП.

В поселке насчитывается 211 жилых домов, перечень которых приведен ниже.

Тип зданий	Этажность	Количество
Крупнопанельные	4	1
	2	36
Кирпичные	2	38
	1	8
Щитовые	1	47
Сырцовые дома с деревянным каркасом	1	45
Сырцовые и другие	1	36
Всего . . . . .		211

Кроме жилых домов в поселке насчитывалось около 30 зданий культурно-бытового назначения (см. ниже).

\* Настоящая глава написана по результатам обследования зданий и сооружений, выполненного специалистами различных институтов страны: ЦНИИСК им. Кучеренко (С.В. Поляков, А.М. Жаров, Л.Ш. Килимник, В.С. Новиков, Д.А. Алексеенков), ИФЗ (И.А. Ершов, Е.В. Попова), МССС (А.И. Мартемьянов), ИМиСС АН Узбекской ССР (В.Т. Рассказовский, К.С. Абдурашидов, Ш.М. Якубов, З.Абдукаримов), Таш ЗНИИЭП (Х.А. Асамов, Ю.А. Гамбург, В.А. Ржевский, С.Т. Узлов, И.Ф. Циценюк, В.Н. Филявич, В.В. Ширин), ИСМиС АН Грузинской ССР (Т.Н. Чавава, Г.Н. Кобидзе, Л.Н. Махатадзе, А.В. Одишария), ИСС Госстроя Туркменской ССР (В.Ф. Шепелев, В.М. Чепчак, В.А. Лопашев).

Конструктивное решение	Этажность	Количество
Кирпичные с продольными несущими стенками, перекрытиями из сборных железобетонных круглопустотных настилов (школы и детские сады)	4	1
	2	13
Железобетонный каркас с кирпичным заполнением (школа)	2	1
Здание с неполным железобетонным каркасом с кирпичными стенами (предприятия торговли)	2	1
	1	5
Со стенками из сырцового кирпича с деревянным фахверком (школа, клуб)	1	2
Кирпичные стены (административное здание)	1	5
Деревянные конструкции (столовая)	1	1

Кроме того, на территории поселка имеются два относительно высокие кирпичных сооружения — водонапорная башня и пожарная каланча.

**Краткая гидрогеологическая характеристика.** Район относится к восточной части Каракумской эпигерцинской платформы. Граница этой территории на северо-востоке и севере проходит вдоль северо-западных отрогов Зеравшанского хребта, хребта Кульджуктау и далее на северо-запад в направлении на Султануиздаг. На юго-востоке границей являются отроги Гиссарского хребта, а на юго-западе — река Амударья.

Под осадочным чехлом в этом районе залегают эпигерцинские платформы.

Осадочный чехол, мощность которого достигает 1200—1600 м, сложен мезокайнозойскими отложениями, представленными, в основном, песчаниками, глинами, известняками, мергелями и алевролитами (табл. I.1).

Описание инженерно-геологических условий приводится ниже на основании работ Узбекского государственного института инженерно-технических изысканий (УзГИИТИ). Поверхность территории поселка относительно ровная, с отдельными песчаными буграми высотой до 2 м. Скважины глубиной от 6 до 13,5 м вскрыли следующие неоген—четвертичные отложения.

1. Песок мелкий, серый, желтовато-серый, пылеватый, местами с включениями мелкого гравия. В водонасыщенном состоянии оплывает. Мощность песка от 0,8 до 4,5 м. Встречается на всех обследованных участках.

2. Песчаник желтовато-серый, серый, коричневатый, слабоцементированный карбонатно-глинистым цементом. Широко развит в восточной и центральной зонах. Вскрытая мощность 1,5—6 м.

3. Песчаник серый, желтовато-серый, мелкозернистый, с карбонатным цементом.

4. Алевролит серый, светло-коричневый, плотный, опесчаненный, с линзами и плотными прослоями песка мелкозернистого. Мощность от 0,7 до 4 м.

5. Глина светло-коричневая, серая, плотная, вязкая, тонкослоистая, слабоопесчаненная. Мощность меняется от 0,5 до 1 м. Отсутствует на юго-западном участке.

Неоген—четвертичные отложения подстилаются зеленовато-серыми палеогеновыми глинами с прослоями алевролита того же цвета. На всей территории эти глины служат водоупором для грунтовых вод, так как инфильтрующиеся воды могут растворять цемент залегающих выше песчаников и алевролитов, что приводит к изменению их физических свойств.

Таблица I. 1

## Строение осадочного чехла в районе Газли

Возраст	Глубина залегания, м	Грунты
Четвертичный	до 3	Суглинки и пески
Неоген	3—7	Алевролиты
Палеоген	7—208	Глины серые, светло-серые, загипсованные
Меловой		Мергель желтый, плотный
Сенон	208—592	Песчаник известковый Глина песчанистая Чередование глин с песчаниками
Турон	592—770	Песчаник, глина Алевролиты Песчаник слюдистый, глина с прослоями известняков и мергелей
Сеноман	770—1100	Песчаник с прослоями глин и известняков Песчаник, глины
Альб	1100—1202	Алевролиты
Неоком + апт	1202—1320	Разноцветные песчаники Тонкозернистые известняки
Юра	1320—1400	Известняки, мергели, песчаники
Палеозой	более 1400	Граниты, сланцы

Алевролиты, глины залегают в песчаной толще на разной глубине, не выдержаны по мощности и простираению. Мощность палеогеновых глин достигает в отдельных местах 100 м.

Грунтовые воды представлены верховодкой, образовавшейся в условиях избыточного увлажнения грунтов выше водоупора бытовыми и поливными водами.

**Характер и степень повреждений зданий в Газли** определяется двумя обстоятельствами — отсутствием антисейсмических мероприятий и проявлением двух землетрясений 8 апреля и 17 мая, второе из которых было заметно сильнее первого.

Согласно карте сейсмического районирования территории СССР [СНиП П-А. 12-69], Бухарская область относится к 5—6-балльной зоне, т.е. к несейсмическим районам. Поэтому все здания и сооружения, возведенные в Газли, построены без антисейсмических мероприятий.

Оба землетрясения относятся к самым сильным землетрясениям, происходившим на территории нашей страны. Поэтому обследование и инженерный анализ их последствий дают возможность получить важную информацию о поведении зданий и сооружений при сейсмических воздействиях, оценить обоснованность и надежность основных расчетных и конструктивных требований нормативных и инструктивных документов. Эта информация по Газлийским землетрясениям является особенно ценной по нескольким причинам. Во-первых, конструктивные решения зданий в поселке довольно разнообразны, что дает возможность сопоставить поведение зданий различной конструкции при землетрясениях, во-вторых, почти все здания возведены сравнительно недавно и выполнены из применяющихся в настоящее время материалов. Преобладающая часть жилых домов, две школы и детские сады выполнены по типовым проектам. В-третьих, как отмечалось, здания Газли были построены без антисейсмических мероприятий, что позволяет уточнить ряд положений описательной части сейсмической шкалы. И в-четвертых, благодаря четкой планировке поселка здания ориентированы по взаимно перпендикулярным направлениям,

что дает возможность оценить работу продольных и поперечных стен при восприятии сейсмических нагрузок.

После землетрясения 8 апреля было проведено детальное обследование зданий и сооружений в поселке и на других сооружениях, расположенных в 12 км от Газли. Обследование проводилось по согласованной программе и единой методике методами специалистами из различных научно-исследовательских и учебных институтов. В результате был составлен сводный схематический план поселка по степеням повреждения зданий с указанием конструктивных схем. Степени повреждения определялись по сейсмической шкале (новый вариант) с поправками, принятыми в результате обсуждения методики при конкретном выборочном осмотре зданий, проводившемся всеми участниками обследования. После составления предварительного сводного схематического плана ряд объектов был обследован специалистами институтов, выполнявшими работы на других участках поселка. После совместного обсуждения спорного объекта определялась согласованная оценка степени его повреждения. Например, при оценке поврежденных деревянных щитовых домов в ряде случаев на основании формальных признаков (повреждения или обрушения дымовых труб) была установлена степень 3. Если же принять во внимание состояние основных несущих конструкций, которые и определяют принадлежность таких зданий к типу В (по принятой в сейсмической шкале классификации), то их повреждения следует оценить более низкой степенью. Такой подход, когда при оценке повреждения здания во главу угла ставятся основные конструкции, представляется более правильным.

При землетрясении 8 апреля из зданий современной постройки наиболее повреждены двухэтажные кирпичные здания с несущими поперечными стенами, по которым уложены многопустотные железобетонные плиты перекрытий. Наиболее характерное повреждение этих домов — отрыв продольных стен от поперечных. Отклонения продольных стен от вертикали в некоторых зданиях в уровне перекрытия 2-го этажа достигли 15—20 см (рис. 1. 1). В нескольких домах эти стены обрушились частично или полностью. Другим характерным повреждением были диагональные трещины в простенках продольных самонесущих стен и горизонтальные трещины в уровне подоконников и перемычек. В поперечных несущих стенах имелись, как правило, сквозные диагональные трещины. Все самонесущие внутренние перегородки, выполненные из гипсолитовых плит и кирпича, получили значительные повреждения и в ряде случаев обрушились. Вторые этажи зданий были повреждены значительно сильнее первых. После землетрясения 8 апреля большинство двухэтажных кирпичных жилых домов получили настолько серьезные повреждения, что подлежали разборке, и только незначительная часть зданий, повреждения которых были менее серьезными, могла быть восстановлена. После второго землетрясения практически все здания поселка обрушились, наблюдались массовые падения стен и перекрытий. Крупнопанельные дома (один четырехэтажный, остальные — двухэтажные) были построены без антисейсмических мероприятий. Наружные стены однослойные керамзитобетонные, внутренние из тяжелого бетона, плиты перекрытий, опирающиеся по контуру.

Наиболее характерным повреждением крупнопанельных домов было раскрытие горизонтальных и вертикальных швов соединения панелей. Наблюдалась наклонные трещины в углах оконных и дверных проемов. В некоторых зданиях имелись наклонные трещины в сплошных панелях внутренних стен. Во многих домах оголились монтажные связи в углах панелей. В нескольких зданиях наблюдалась осадка оснований, что вызвало



Рис. 1. 1. Отрыв продольных стен от поперечных в здании детсада (после землетрясения 8 апреля)

большие деформации конструкций, сквозные трещины в наружных панелях, разрыв связей и смещение панелей с проектного положения (рис. 1. 2). Во всех зданиях вторые этажи повреждены сильнее первых.

Из 36 двухэтажных крупнопанельных зданий после первого землетрясения представлялось целесообразным и технически возможным восстановить 31 дом. Усиление предполагалось производить путем установки напрягаемых металлических поясов и затяжек в уровне перекрытий и покрытий на основе решений, разработанных Мосжилниипроектom для усиления крупнопанельных зданий, пострадавших от просадки. Оголившиеся металлические связи и стыки между панелями предполагалось инъецировать цементным раствором.

После землетрясения 17 мая степень повреждения крупнопанельных зданий увеличилась. В большинстве из них наблюдались значительные нарушения связей между панелями, отклонение стен от вертикали. В ряде зданий, получивших особенно сильные повреждения при первом землетрясении, произошли обрушения стен и перекрытий, широкие трещины в

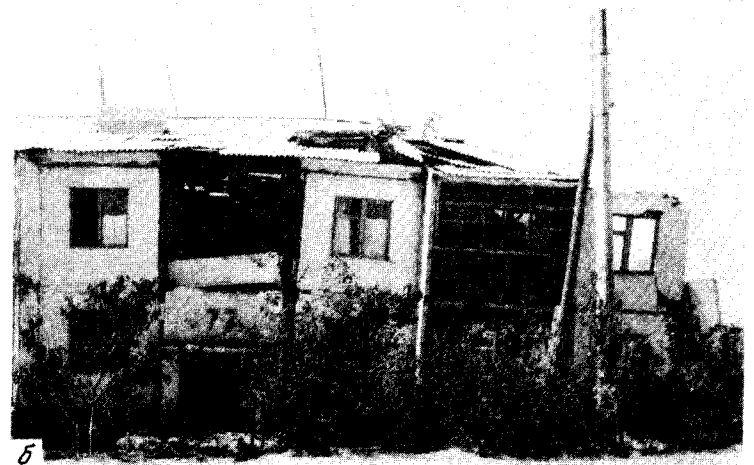


Рис. 1. 2. Повреждения крупнопанельного дома после землетрясения а — 8 апреля; б — 17 мая

панелях (см. рис. 1. 2б). Взаимные сдвиги продольных и поперечных стен достигали 2,0—2,5 см. Сами панели были повреждены вертикальными, горизонтальными и наклонными трещинами. Ширина трещин в панелях составляла 1—40 мм. Во многих зданиях оголились монтажные связи в углах панелей.

В целом, поведение крупнопанельных зданий существенно отличалось от поведения кирпичных домов, несмотря на отсутствие в них антисейсмических мероприятий. Крупнопанельные здания выдержали два сильных землетрясения значительно лучше, чем кирпичные здания, и в большинстве случаев не имели обрушения несущих конструкций.

К моменту землетрясения 8 апреля в поселке имелось четыре двухэтажных кирпичных детских сада, три из которых, находившиеся в эк-



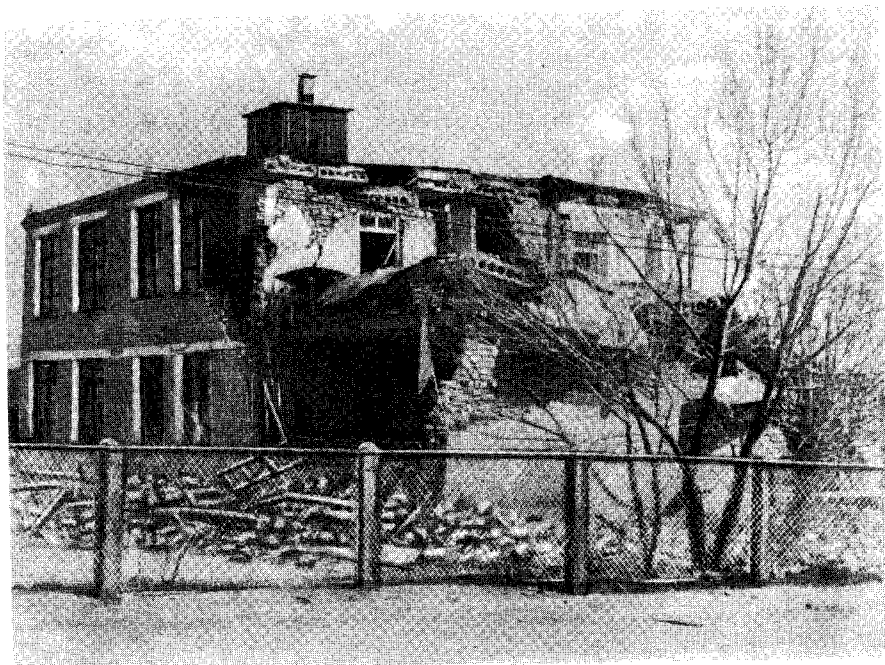
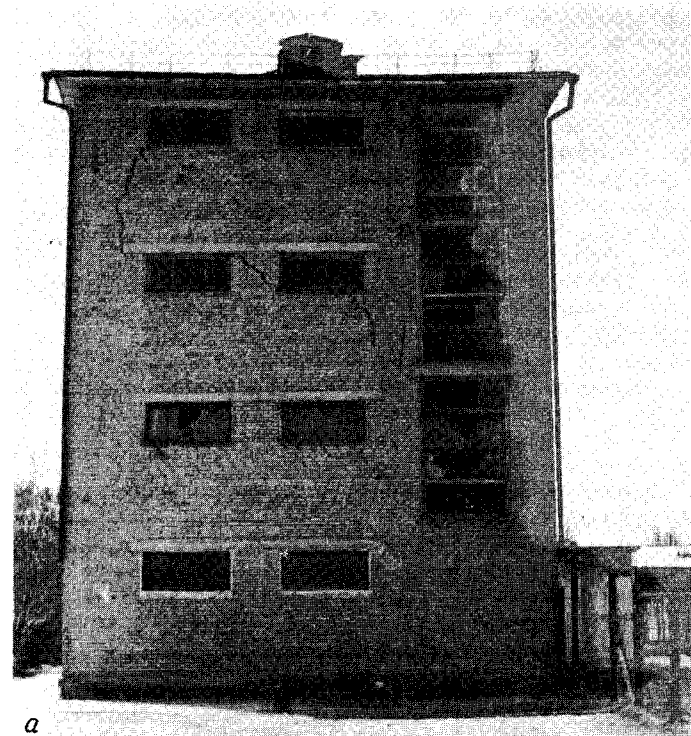


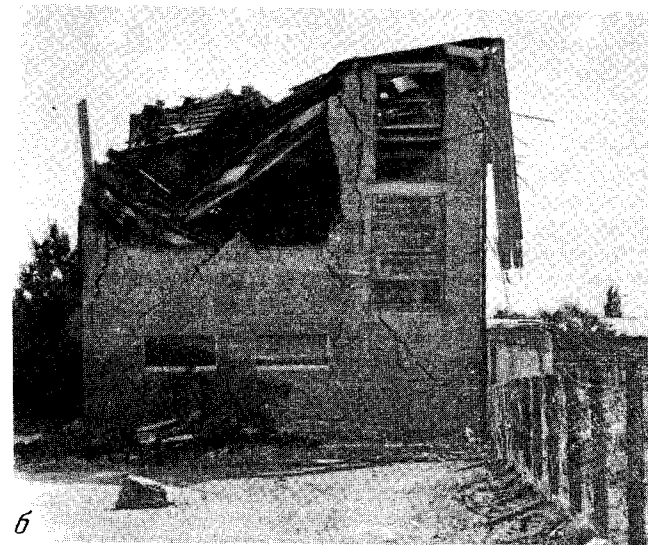
Рис. 1. 3. Разрушение двухэтажного детского сада в Газли (после землетрясения 8 апреля)

сплутации, получили сильные повреждения, вплоть до обрушения перекрытий (рис. 1. 3). Одно из зданий находилось в стадии отделки. Здание состояло из двух блоков — спального и вспомогательного, возведенных из кирпичной кладки. В спальном корпусе несущими являлись поперечные стены, а во вспомогательном — продольные. В результате землетрясения 8 апреля торцовая стена вспомогательного корпуса отклонилась от вертикали на 15—20 см, ее связь с продольными стенами была нарушена. В продольных несущих стенах наблюдались сквозные диагональные трещины, в отдельных простенках — раздробление кладки под перемычками. Второй этаж поврежден значительно сильнее первого — обрушились кирпичные перегородки. В спальном корпусе в поперечных стенах наблюдались диагональные трещины. В стенах с проемами — горизонтальные и наклонные трещины. Аналогичные повреждения имели место в продольных стенах. После землетрясения 17 мая эти здания были полностью разрушены.

Одноэтажное здание школы из сырцового кирпича получило значительные повреждения при первом землетрясении. После землетрясения 17 мая в этом здании имелись обвалы стен, были повреждены или оказались полностью разрушенными практически все простенки и перемычки. Четырехэтажное здание школы из кирпича с продольными несущими стенами также получило серьезные повреждения, особенно в двух верхних этажах. В большинстве поперечных несущих стен образовались сквозные диагональные трещины (рис. 1. 4). В продольных наружных несущих стенах наблюдались горизонтальные трещины в уровне перемычек и под-



а



б

Рис. 1. 4. Общий вид учебного корпуса школы после землетрясений а — 8 апреля; б — 17 мая

оконников. В широких простенках отмечены наклонные трещины. В уровне четвертого этажа продольная наружная стена отклонилась от вертикали, а опирание плит покрытия на стену было нарушено.

Сильно повреждено покрытие одноэтажной галереи, соединяющей учебный корпус со спортзалом. В спортивном зале, перекрытом двенадцатиметровыми железобетонными плитами, уложенными на кирпичные стены, были разрушены опорные участки стен, наблюдались значительные относительные смещения плит. В стенах имелись сквозные наклонные трещины.

Исходя из характера и степени повреждений здания уже после первого землетрясения необходимо было снести четвертый и, возможно, третий этажи. В результате второго землетрясения два верхних этажа оказались полностью разрушенными (см. рис. 1. 4, б).

Двухэтажная школа была выполнена в монолитном железобетонном каркасе с кирпичным заполнением. Школа состояла из пяти самостоятельных отсеков и спортивно-актового зала. Во всех отсеках наблюдались повреждения кирпичной кладки заполнения сквозными диагональными трещинами с частичным обрушением перегородок. В каркасе первого этажа имелись наклонные трещины в некоторых узлах сопряжения колонн и ригелей с раскрытием до 0,3–0,5 мм. В элементах каркаса на втором этаже повреждения более сильные, чем на первом, особенно в среднем учебном блоке, где бетон раздроблен в нескольких узлах соединения ригелей с колоннами. Разрушено несколько колонн в уровне междуэтажного перекрытия. Кроме того, наблюдались наклонные трещины в ригелях второго этажа среднего и соединительного блоков, в нескольких ригелях трещины появились в середине пролета. Одна угловая колонна первого этажа срезалась в средней части, сдвиг по наклонной трещине достиг нескольких сантиметров. В актовом зале повреждены и частично обрушились самонесущие торцовые стены. Повреждений в колоннах, двухскатной балке и преднапряженных плитах покрытия не наблюдалось.

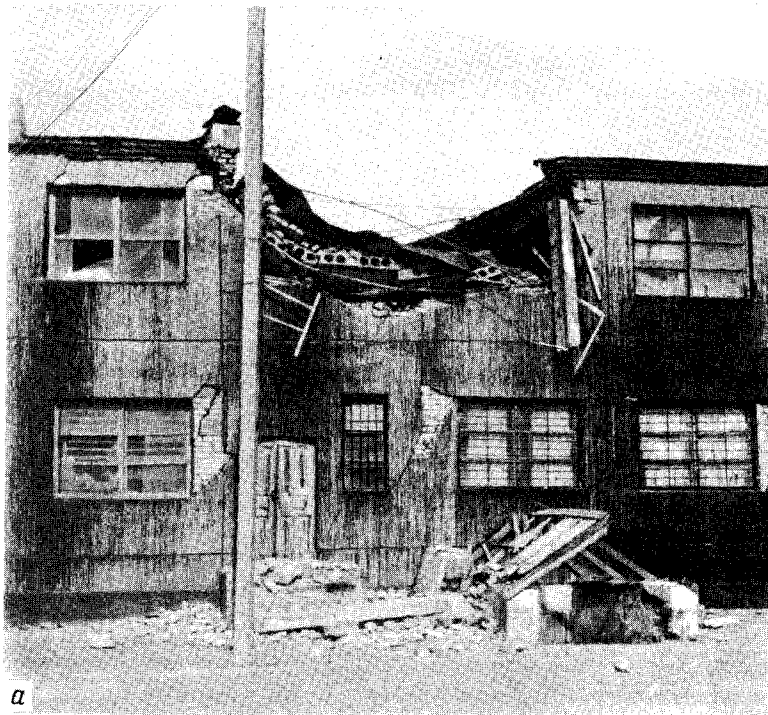
После землетрясения 17 мая все несущие и ограждающие конструкции школы имели интенсивные повреждения или разрушения. В результате разрушения узловых зон и выкрашивания бетона колонн на высоте 30–50 см под ригелем на втором этаже в нескольких классных комнатах и вблизи лестницы произошли обрушения плит перекрытий. В школе отмечены разрывы труб отопления и водопровода. Стены актового зала и особенно простенки повреждены горизонтальными и наклонными трещинами, весьма существенны повреждения железобетонных колонн.

В поселке имелся ряд учреждений здравоохранения (больница, поликлиника), торговли и общественного питания, культурно-бытовые и административные здания. Их конструктивные и планировочные решения отличаются большим разнообразием. Также разнообразны и наблюдавшиеся повреждения. Кирпичное здание больницы сложной формы в плане имело открытую с одной стороны галерею. После первого землетрясения повреждения наблюдались в торце одного из корпусов, где деформации наружных стен привели к падению плит. Обрушение плит покрытия также произошло на втором этаже в одном из кабинетов, после второго землетрясения здание больницы было полностью разрушено (рис. 1. 5).

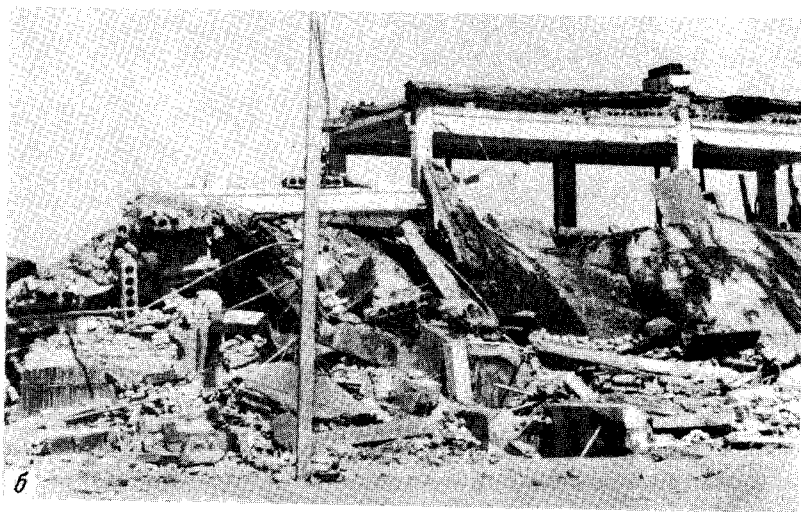
Одно- и двухэтажные здания общественного и производственного назначения (ресторан, магазин, кондитерский цех, пекарни и др.) получили значительные повреждения при первом и оказались полностью разрушенными при втором землетрясении (рис. 1. 6). Здание пекарни после первого землетрясения находилось в аварийном состоянии, так как повреждены



Рис. 1. 5. Общий вид здания больницы после землетрясений  
а — 8 апреля; б — 17 мая



*a*



*b*

Рис. 1. 6. Разрушение здания универсама после землетрясений  
а — 8 апреля; б — 17 мая

были печи и кирпичное основание. После землетрясения 17 мая здание пекарни было разобрано.

В двухэтажном Доме техники с несущими конструкциями из железобетона 8 апреля стены были повреждены сквозными трещинами, наблюдалось обрушение части кирпичного парапета. После 17 мая большинство конструкций второго этажа обрушилось, что повлекло за собой разрушение и падение плит перекрытий первого этажа.

Такие же существенные повреждения получили здания музыкальной школы и общежитий. Все объекты не подлежали восстановлению уже после первого землетрясения. Степень повреждения некоторых зданий оказалась довольно высокой, поскольку в кладке стен одновременно применялся обожженный и силикатный кирпич, в одном здании использовались конструкции, значительно отличавшиеся одна от другой по жесткости.

Одноэтажные здания из сырцового кирпича при первом землетрясении получили серьезные повреждения, которые в некоторых случаях вызвали обрушения. После второго землетрясения в большинстве зданий произошли обвалы.

Из инженерных сооружений поселка, выполненных из кирпича, следует отметить водонапорную башню и пожарную каланчу. Водонапорная башня имела кирпичную опору кольцевого сечения диаметром 6,36 м, толщиной в 1,5 кирпича и высотой 20 м. Бак наверху башни во время землетрясения 8 апреля был пустым. Период собственных колебаний, определенных экспериментально сотрудниками ИСС Госстроя Туркменской ССР, составлял 0,37 с. После первого землетрясения заметных повреждений или отклонений башни от вертикали не замечено. После второго землетрясения башня получила серьезные повреждения кирпичного ствола и была обрушена с помощью механизмов.

Пожарная каланча — прямоугольное в плане сооружение с большим числом проемов. После землетрясения 8 апреля наблюдались повреждения кирпичной кладки и обвалы участков кровли на смотровой площадке. После землетрясения 17 мая каланча была полностью разрушена (рис. 1. 7).

Об интенсивности землетрясения 8 апреля в Газли свидетельствуют отдельные трещины в грунте с шириной раскрытия до 1 см и длиной 4–5 см. Отмечались повреждения статуй, элементов сборного железобетонного забора. После землетрясения 17 мая многочисленные трещины в грунте наблюдались по всей территории поселка (ширина раскрытия до 3–4 см).

В промышленной зоне Газли при землетрясениях были повреждены или разрушены несколько десятков ремонтных, механических и других цехов, склады, котельные, пекарня. Если после землетрясения 8 апреля во многих зданиях с железобетонным и стальным каркасом отмечались незначительные повреждения (отклонения колонн навесов от вертикали, повреждение трещинами самонесущих кирпичных стен и т.п.), то после землетрясения 17 мая в них наблюдались серьезные повреждения. В некоторых открытых складских навесах с железобетонным каркасом колонны были повреждены горизонтальными и наклонными трещинами с выкрашиванием бетона и выпучиванием стержней арматуры (рис. 1. 8). Такие разрушения характеризуют образование пластических шарниров и полное исчерпание несущей способности сооружения при землетрясении. По данным испытаний, проведенных сотрудниками ИМиСС АН Узбекской ССР, периоды собственных колебаний навеса в продольном и поперечном направлениях составляли 1,35 и 1,23 с при расчетном значении



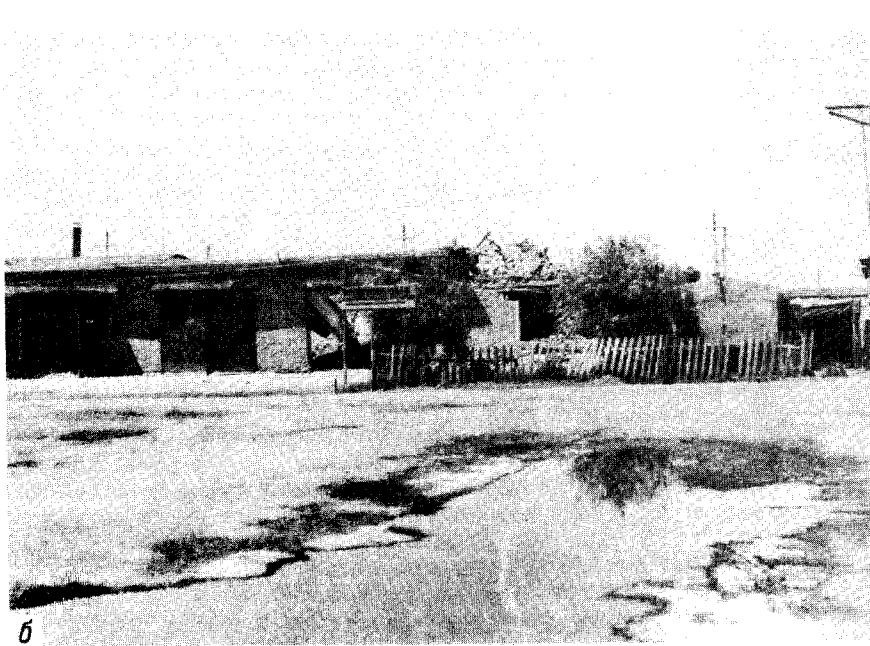
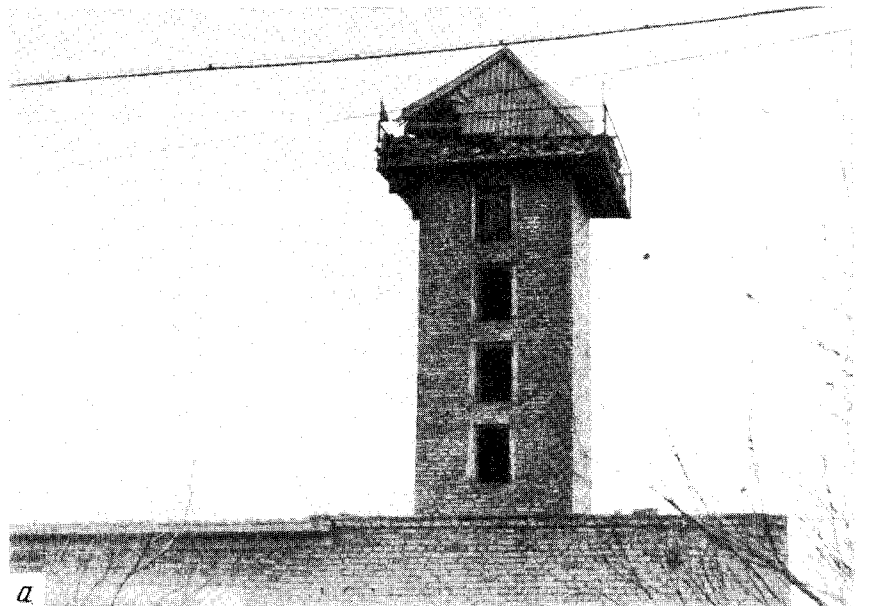


Рис. 1. 7. Разрушение стен каланчи после землетрясений  
а — 8 апреля; б — 17 мая



Рис. 1. 8. Повреждения колонн склада Газлийского нефтепромыслового управления (ГНПУ) после землетрясения 17 мая

периода  $T$  порядка 0,5 с. Это свидетельствует о значительном снижении жесткости сооружения после второго землетрясения. В других складских зданиях наблюдались частные или полные обрушения несущих кирпичных стен, а в зданиях открытых гаражей — обрушение участков покрытия и интенсивные деформации стальных каркасов из газовых труб.

Результаты обследования зданий в Газли после землетрясения 8 апреля показали (см. ч. III), что интенсивность воздействия составляла около 8 баллов. Интенсивность землетрясения 17 мая на территории поселка превышала 8 баллов. Следует отметить, что перед землетрясением 17 мая большинство зданий и сооружений находилось в уже поврежденном состоянии. Оценить их фактическую несущую способность практически не представляется возможным. Степени повреждений конструкций после 17 мая характеризуют суммарные воздействия обоих землетрясений. Поз-

тому приведенная оценка интенсивности второго землетрясения получена с учетом дополнительных данных. Так, построенные после первого землетрясения с применением антисейсмических мероприятий (хотя и не для всех объектов в полном объеме) одноэтажные кирпичные кухни получили серьезные повреждения, а часть из них обрушилась. Некоторые памятники, каркасы и другие объекты, не имевшие повреждений после первого землетрясения, после 17 мая оказались поврежденными. Для оценки интенсивности привлекались также результаты проверочных расчетов (см. ч. II).

На головных сооружениях в 12 км от Газли в зону сейсмического воздействия попали ряд цехов, вспомогательные помещения, технологические аппараты и т.п. В целом степень повреждений здесь ниже, чем в поселке, что обусловлено, по-видимому, более низким уровнем грунтовых вод. Если после землетрясения 8 апреля во многих сооружениях отмечались лишь отдельные повреждения, то после 17 мая повреждения были весьма существенными.

Судя по характеру и степени повреждений (см. часть II), на головных сооружениях интенсивность второго землетрясения несколько превысила 7 баллов. Довольно сильно при этом пострадали одноэтажные здания с кирпичными стенами и железобетонными перекрытиями (насосные, подстанции, административные здания и вспомогательные помещения). Стены этих зданий повреждены широкими сквозными трещинами. Местами наблюдались обвалы кирпичной кладки.

В цехе дожимной компрессорной станции ДСК-I во время землетрясения 17 мая три железобетонные плиты перегородки из-за недостаточно надежного крепления к фахверковым колоннам упали на рабочую площадку. Повреждена асбестоцементная обшивка легких ограждающих панелей. Значительно больше пострадали более низкие крайние пролеты станции. Торцовая стена и участки продольной стены частично обрушились. Видимых повреждений оборудования не отмечено, однако пуск компрессорной после полной ревизии оборудования осуществлен 10 июня\*.

Обращает внимание повсеместное повреждение фундаментов под горизонтальные аппараты (спаренные теплообменники). Обследование показало, что во многих случаях раскалывание фундаментов и относительные подвижки (до 2–3 см) возникали в местах дополнительного бетонирования по горизонтальным и вертикальным швам. Каналы для анкерных болтов оставались незаполненными, а анкерные болты отсутствовали. Серьезные повреждения получили также бетонные фундаменты под высокие вертикальные аппараты.

## ГЛАВА I. 2

### БУХАРА

Бухара — промышленный и культурный центр области, в котором имеются крупные промышленные предприятия легкой и пищевой промышленности, промышленности строительных материалов, развивается металлообработка, химическая промышленность и др. В Бухаре имеются высшие и средние специальные учебные заведения. Бухара является городом-музеем, в котором сохранилось много памятников истории и архитектуры.

\* См.: Правда, 1976, 11 июня.

В Бухаре представлены два типа застройки — старый и новый. Для преобладающего старого типа характерны традиционные каркасно-набивные дома или строения из сырцового кирпича. Новому типу застройки свойственны современные кирпичные и крупнопанельные дома, а также отдельные здания с несущим железобетонным каркасом.

В соответствии со СНиП II-A. 12–62 Бухара относилась к районам с сейсмичностью 6 баллов. Следовательно, все здания в городе строились без каких-либо антисейсмических мероприятий по проектам, разработанным для несейсмических районов. За последние 30–40 лет в рассматриваемом районе землетрясений не наблюдалось, однако по данным, приведенным в работе [5], в 1821–1929 гг. в Бухаре отмечались землетрясения силой 7 баллов.

Город расположен в низовьях р. Зеравшана в центре Бухарского оазиса. Грунты представлены супесями, суглинками, глинами и песком. Значительная часть территории покрыта так называемым культурным слоем, образовавшимся в различные эпохи наслаением археологических пластов за многовековую историю города. Уровень грунтовых вод довольно высокий и находится в пределах 1–4 м. Имеются значительные участки с выходами грунтовых вод на поверхность. Грунтовые условия оказали существенное влияние на характер и степень повреждений зданий в Бухаре при землетрясениях. Такие повреждения, как вертикальные трещины в стенах, отклонение от вертикали некоторых конструкций зданий, являются следствием прежде всего неравномерной осадки основания зданий.

Наиболее сильные повреждения получили дома из саманносырцово-кирпичной кладки, значительные повреждения наблюдались в кирпичных зданиях с деревянными перекрытиями и в ряде зданий с железобетонными перекрытиями. Вполне удовлетворительно перенесли землетрясения каркасные и крупнопанельные здания, в несущих железобетонных конструкциях которых практически не обнаружено повреждений.

Интенсивность землетрясения на территории Бухары установлена в результате обследования около 590 зданий различного назначения, в том числе 113 строений, расположенных на территории 20 школ. Преимущества выбора этих зданий для статистической обработки и обобщенной оценки последствий землетрясений заключаются в практически равномерном распределении школ по территории города. Кроме того, школьные здания характеризуются самыми разнообразными конструктивными решениями: от современных каркасных зданий с навесными панелями до одноэтажных строений из сырцового кирпича. Последние по шкале интенсивности землетрясений (MSK-64) приняты в качестве эталона.

Первичная информация данных макросейсмического обследования зданий была статистически обработана по типу зданий и степени повреждений, и данные сгруппированы по функциональному назначению зданий (жилищные, общественные, школьные и промышленные здания). Определение интенсивности землетрясения выполнялось по отдельным участкам. По подавляющему большинству участков интенсивность проявления землетрясения составила 7 баллов.

На рис. I. 9 приведены суммарные количественные характеристики по типам зданий, сгруппированные по функциональному назначению и по всем зданиям. Показательными являются графики, характеризующие степень повреждений по типам школьных зданий, в которых представлены здания всех конструктивных схем. Из этих графиков видно, что большинство саманно-сырцовых зданий (группа А) получило повреждения 3-й степени, многие кирпичные, каменные здания (группа Б) получили повреждения

## КАГАН, ШАФИРКАН, ГИЖДУВАН, САМАРКАНД

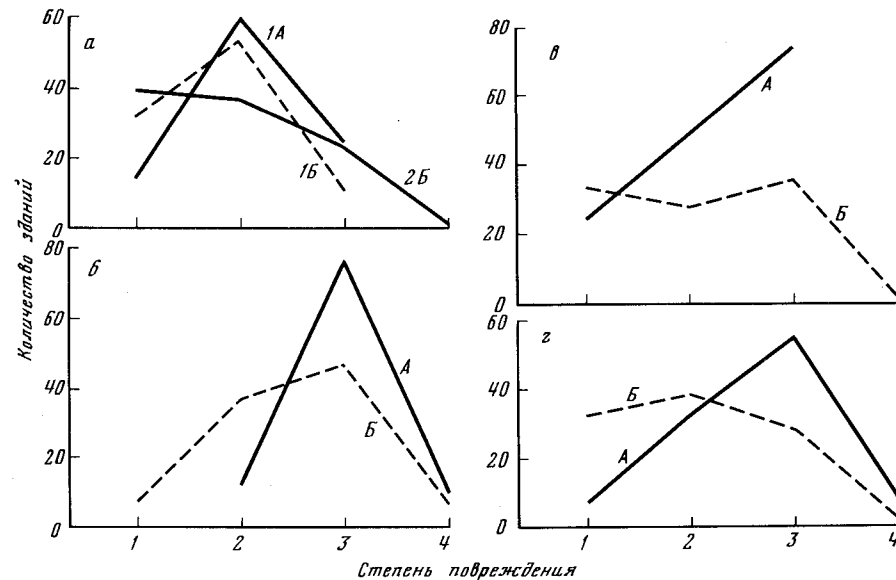


Рис. 1. 9. Количественная характеристика степени повреждения по типам а — жилых (1А, 1Б) и общественных (2Б) зданий; б — школьных; в — промышленных; з — суммарная характеристика

2-й степени. Такой характер повреждений соответствует интенсивности проявления землетрясения в 7 баллов. Аналогичный характер имеют и суммарные графики по всем типам зданий.

Представляют интерес количественные данные степени повреждений по типам промышленных зданий (рис. 1. 9, в). В промышленной зоне Бухары наряду с другими типами зданий много современных каркасных зданий с навесными панелями, относящихся к группе В. Большинство из этих зданий, не имевших внутренних кирпичных перегородок, удовлетворительно перенесло землетрясения, в них практически отсутствуют повреждения. Во всех обследованных каркасных промышленных зданиях не обнаружено повреждений в несущих конструкциях. Имеющиеся повреждения относятся в основном к ненесущим элементам зданий (перегородки, швы между панелями), и их можно классифицировать 1-й степенью. Большинство же зданий группы А получили повреждения 3-й степени. Многие здания группы Б (с несущими каменными стенами и смешанной конструктивной схемы с внутренним каркасом и наружными несущими стенами) получили повреждения 1-й, 2-й и 3-й степени. Такой характер повреждений также свидетельствует об интенсивности проявления повреждений в промышленной зоне около 7 баллов. Таким образом, результаты проведенного макросейсмического обследования свидетельствуют о проявлении Газлийских землетрясений в районе Бухары с максимальной интенсивностью до 7 баллов.

Г. Каган расположен в 15 км юго-восточнее Бухары и в 100 км восточнее эпицентра землетрясения 17 мая 1976 г. Интенсивность сейсмического воздействия здесь составила около 7 баллов. Жилой фонд состоит из одноэтажных зданий из сырцового кирпича, двухэтажных кирпичных и крупнопанельных зданий. Кроме того, в городе имеется одно четырехэтажное кирпичное здание средней школы и памятник архитектуры — бывший дворец эмира. Одноэтажные и двухэтажные кирпичные дома сосредоточены в основном в северо-западной части города, а юго-восточная часть города застроена современными двухэтажными крупнопанельными домами. Ниже приводится характеристика типов зданий и степени их повреждения.

1. Трехэтажное кирпичное здание горисполкома, построенное в 1970 г. Это здание находится в северо-западной части города. Длина здания 50 м, ширина — 15 м, высота — 12 м. Несущими конструкциями здания являются 8 поперечных и две наружные продольные стены. Расстояние между поперечными стенами 7 м. Перекрытия выполнены из железобетонных круглопустотных плит. Плиты перекрытия опираются на поперечные стены. Перегородки гипсолитовые. Здание не имеет антисейсмических поясов. На третьем и втором этажах продольные стены были оторваны от поперечных, ширина щели между этими стенами на третьем этаже достигает до 40–50 мм. Плиты перекрытия третьего этажа раздвинуты, раскрылись швы между ними. На большинстве поперечных несущих стен второго и третьего этажей видны вертикальные и косые трещины, а также косые трещины в углах проемов и трещины различных направлений в простенках между проемами. Большинство перегородок имеют косые и крестообразные трещины. Обнаружены мелкие трещины и в первом этаже здания. Это здание относится к типу Б по сейсмической шкале. Повреждения здания можно в основном отнести ко 2-й и частично к 3-й степени.

2. Двухэтажное кирпичное здание (корпус 1) школы, построенное в 1937 г. Ширина здания 20 м, длина 60 м. Несущими конструкциями здания являются поперечные и продольные стены, перекрытия деревянные. В продольных стенах отмечались небольшие вертикальные трещины с выходом на бетонный фундамент. Вертикальные и косые трещины до 2 мм наблюдались в большинстве поперечных стен и частично в продольных стенах. Штукатурка потолка покрыта трещинами, отмечено ее частичное выпадение. Это здание относится к типу Б, а его повреждения характеризуются 2-й степенью.

3. Двухэтажное кирпичное здание (корпус 2) школы, построенное в 1960 г. Длина здания 55 м, ширина 15 м. Несущими конструкциями являются три продольные и капитальные поперечные стены, перекрытия выполнены из железобетонных многопустотных настилов, опирающихся на капитальные стены.

При землетрясении 17 мая левая торцовая стена оторвалась от продольной, ширина трещины достигала 10–15 мм. На расстоянии 15 м от торцовых стен имелись трещины в продольных стенах. Много трещин в углах проемов. Большинство трещин вертикальные и частично горизонтальные. Это здание построено без антисейсмических мероприятий и относится к типу Б, повреждения 3-й степени.



4. Четырехэтажное кирпичное здание школы построено в 1962–1964 гг. (проект аналогичен проекту четырехэтажной школы в Газли). Длина здания 80 м, ширина 10 м, имеется один осадочный шов в середине здания. Несущими конструкциями являются две наружные и одна внутренняя стены. Перекрытия выполнены из железобетонных многослойных настилов. Перемычки над оконными и дверными проемами железобетонные. На четвертом этаже правая торцовая стена была повреждена вертикальными и косыми трещинами шириной до 2–5 мм. Все поперечные стены в местах примыкания к продольным стенам также имели косые и вертикальные трещины. Плиты перекрытия в некоторых местах сдвинулись, и швы между ними раскрылись на ширину до 5–10 мм. Над перемычками в продольных стенах, в простенках между проемами появились косые трещины. В некоторых местах треснули железобетонные перемычки. Наблюдался отрыв продольных стен от поперечных. На втором и третьем этажах отмечены такие же деформации, но в меньших размерах. Даже на первом этаже имелись трещины в правой торцовой стене. Все кирпичные перегородки повреждены, х-образными трещинами. В большинстве случаев осыпалась штукатурка, а в некоторых местах вывалились кирпичи. Здание относится к типу Б по сейсмической шкале, а его повреждения в большинстве случаев характеризуются 2-й и частично 3-й степенью.

5. В обследованных двухэтажных кирпичных зданиях типа Б наблюдались следующие повреждения: отрыв и частичное обрушение продольных и поперечных стен, косые трещины в углах над проемами, падение части дымовых труб, незначительные и косые трещины в несущих стенах. Эти повреждения можно отнести ко 2-й степени.

6. Двухэтажное каркасное здание школы расположено в юго-восточной части города, построено по проекту УзНИИградостроительства в 1974–1975 гг.

Несущие конструкции здания выполнены в виде двухэтажных железобетонных рам. Наружные ограждающие конструкции из навесных панелей, внутренние перегородки гипсолитовые. Перегородки в большинстве случаев повреждены, так как они не были связаны с несущими рамами. В несущих конструкциях заметных трещин не было. Раскрылись швы между навесными панелями и ригелями, а также между плитами перекрытий. Следует отметить, что в нескольких случаях были обнаружены трещины в чугунных радиаторах, а в одном случае его разрушение. Это здание относится к типу В по сейсмической шкале, а его повреждения характеризуются 1-й степенью.

7. В юго-восточной части города построено много двухэтажных крупнопанельных домов, аналогичных домам в Газли и Бухаре. В этих зданиях частично раскрылись швы между навесными панелями. Отмечено выпадение штукатурки из карнизов, сдвиги плит перекрытий и волосные трещины в панелях. В отдельных панелях наблюдались вертикальные и наклонные трещины шириной до 1 мм. Раскрылись швы между панелями продольных и поперечных стен и перекрытиями. Эти здания по сейсмической шкале относятся к типу В, а их повреждения — к 1-й степени.

8. В городе много одноэтажных домов из кирпича-сырца. Они относятся к типу А, а их повреждения — ко 2-й и 3-й степени.

9. Памятник архитектуры — бывший дворец эмира — хорошо перенес землетрясение, получив лишь небольшие повреждения.

Существенные повреждения получили одноэтажные производственные здания.

Следует отметить, что инженерно-геологические условия Кагана аналогичны условиям Бухары.

На основании обследований в Кагане можно сделать следующие выводы:

- здания типа А получили повреждения 2-й и 3-й степени;
- здания типа Б получили повреждения в основном 2-й степени и частично 3-й степени;
- здания типа В получили повреждения 1-й степени.

Таким образом, результаты проведенных обследований показали, что современные здания с кладкой хорошего качества, построенные без антисейсмических мероприятий, перенесли это землетрясение без серьезных повреждений, а здания старой постройки из кирпича получили серьезные повреждения.

Существенно были повреждены жилые дома и общественные здания с саманными стенами в г. Гиждуване (интенсивность воздействия 6–7 баллов) и г. Шафиркане (около 7 баллов). Двух- и трехэтажные общественные здания имели повреждения, аналогичные отмеченным в Кагане. В двухэтажных каркасных зданиях универсама и ковровой фабрики (Шафиркан) повреждены кирпичные перегородки, некоторые простенки самонесущих стен и стен лестничных клеток.

В Самарканде, где интенсивность второго землетрясения достигала 5–6 баллов, ряд четырех- и пятиэтажных кирпичных и крупнопанельных зданий получили существенные повреждения, вызванные неравномерной осадкой фундаментов на просадочных илистых грунтах. В частности, были повреждены ограждения лоджий, цокольные панели, витраж встроенного магазина. В саманных зданиях отмечены небольшие трещины в углах оконных и дверных проемов, в местах сопряжения зданий между собой и с саманными заборами.

#### ГЛАВА 1.4

#### НАВОИ

Г. Навои расположен в 170 км восточнее Газли и в 140 км восточнее эпицентра землетрясения 17 мая 1976 г. Это сравнительно молодой город, застроен современными 4–9-этажными кирпичными и крупнопанельными домами, которые выполнены без антисейсмических мероприятий.

В Навои было обследовано большое количество кирпичных зданий и несколько восьмизэтажных панельных домов с жилыми комнатами в двух уровнях. После землетрясения 8 апреля большинство современных зданий заметных повреждений не получило.

Ниже приводится характеристика повреждений обследованных типов зданий и степени их повреждений по сейсмической шкале.

1. а) Четырехэтажное кирпичное здание школы построено в 1969 г. Здание ориентировано с запада на восток. На четвертом этаже левая торцовая стена оторвалась от продольной. Вертикальные трещины между поперечными и продольными стенами начинаются на высоте 1 м от пола четвертого этажа и, расширяясь, доходят до плиты перекрытия (ширина трещин достигает 2–3 мм). Отмечены трещины в углах проемов, на поперечных стенах лестничных клеток. Несколько вертикаль-

## ПОСЕЛОК КАРАКУЛЬ

ных трещин шириной до 2 мм обнаружено в продольных стенах в уровне перекрытий второго — четвертого этажей.

б) Четырехэтажное кирпичное здание построено в 1965 г. На уровне перекрытий первого — третьего этажей отмечены 2—3 вертикальные трещины. Эти трещины расположены между проемами соседних этажей и доходят до фундамента (имеются трещины и в фундаменте при ширине раскрытия до 3 мм). К моменту обследования на третьем и четвертом этажах здания были выполнены ремонтные работы (затирка, побелка и покраска). По рассказам учителей, на четвертом этаже имелись трещины между продольными и поперечными стенами, косые трещины в углах проемов, на стенах лестничных клеток. Ширина раскрытия этих трещин доходила до 3 мм. Эти здания можно отнести к типу Б, а их повреждения в большинстве случаев ко 2-й степени и частично к 3-й степени. К четырехэтажному зданию примыкают спортзал и кухня. В фундаменте и в нижней части несущей стены спортзала обнаружена вертикальная трещина с шириной раскрытия до 3 мм. В стене кухни отмечена вертикальная трещина от карниза до уровня подоконников. Здание относится к типу Б, а его повреждения ко 2-й степени.

2. а) Четырехэтажный кирпичный дом. В здании много мелких трещин в штукатурке над оконными проемами и в перегородках. Произошло раскрытие швов между плитами перекрытия.

б) Четырехэтажный кирпичный дом, расположенный параллельно описанному выше дому. Повреждения этого дома аналогичны повреждениям предыдущего дома, но имелись 2—3 трещины в фундаменте и кирпичных стенах на уровне перекрытий первого и второго этажей. Эти здания относятся к типу Б, а их повреждения — к 1-й и 2-й степени.

3. В Навои довольно много четырехэтажных панельных домов. В этих домах почти отсутствовали заметные повреждения несущих элементов, но обозначились трещинами швы между панелями и плитами перекрытий. Такие повреждения замечены только в отдельных домах. Эти здания относятся к типу В, а их повреждения, как правило, не выше 1-й степени.

4. В городе построено несколько восьмиэтажных экспериментальных домов с квартирами в двух уровнях. В этих зданиях несущей конструкцией является монолитный железобетонный каркас, а заполнение выполнено из бетона и кирпича. После землетрясения появились вертикальные и горизонтальные трещины в местах примыкания кирпичных стен к бетонным стойкам. На крыше домов имеются выступающие части стен, шахт лифтов и т.п., некоторые из которых разрушились. Степень повреждения зданий около 2.

5. Обследование одноэтажных домов из кирпича-сырца показало, что в некоторых из них обрушились дымовые трубы, имелись косые трещины в углах проемов, вертикальные трещины в стенах. Эти дома относятся к типу А, а повреждения в них были 1-й и 2-й степени.

Таким образом, на основании обследований можно сделать следующие выводы:

здания, относящиеся к типу А по сейсмической шкале, получили повреждения 1-й и 2-й степени;

здания типа Б получили повреждения в основном 1-й и частично 2-й степени;

часть зданий типа В получила повреждения 1-й степени.

Пос. Каракуль удален от эпицентра землетрясения 17 мая 1976 г. на расстояние 120 км. По данным отдела районного архитектора, землетрясение 8 апреля 1976 г. не вызвало видимых повреждений в зданиях. По ощущениям очевидцев, интенсивность землетрясения не превышала 5 баллов.

Поселок расположен в 70 км юго-западнее Бухары, по направлению железнодорожной линии Бухара — Чарджоу. Согласно действовавшей карте сейсмического районирования территории СССР, Каракуль находился в несейсмической зоне. Грунтами основания для зданий здесь служат песчаные породы при уровне грунтовых вод от 1 до 4 м.

В поселке насчитывалось около 900 жилых домов, а также 30 зданий общественного и культурно-бытового назначения. Все здания за исключением четырех, построенных в последние годы, одноэтажные. Коммунальные жилые дома, а также здания культурно-бытового назначения, детские ясли-сады, поликлиники и больницы в основном старой, частично амортизированной постройки. Стены, как правило, толщиной 50—65 см из сырцового кирпича на глиняном растворе, с плоской глиняной крышей (совмещенной с потолочным перекрытием) или шиферной кровлей по деревянным стропилам. Перегородки выполнены из стоек, находящихся на расстоянии 1—1,5 м одна от другой, с прибитами к ним взаимно перекрещивающимися раскосами, и заполнены кладкой из сырцового кирпича толщиной в один кирпич. Стены снаружи и внутри оштукатурены глиняным раствором и побелены.

Современные двухэтажные здания построены из силикатного кирпича на цементном растворе. В качестве перекрытий и покрытий использованы сборные железобетонные многопустотные настилы. Крыша деревянная с шиферной кровлей. В зданиях отсутствуют какие-либо антисейсмические мероприятия.

Индивидуальные жилые дома выполнены преимущественно с деревянным каркасом и заполнением из сырцового кирпича. В старых домах, построенных 50 и более лет назад, стены выложены на глиняном растворе; крыша плоская глиняная. Внутренние и наружные стены оштукатурены глиняным раствором. Дома новой постройки имеют каменные цокольные стены высотой 25—50 см, толщиной 50—60 см, с фундаментами глубиной 30—50 см. Кладка стен, а также внутренняя и наружная штукатурка на цементно-известковом растворе. Кровля шиферная по деревянным наклонным стропилам. Во многих домах имеются массивные печи из обожженного кирпича с дымовыми трубами, выступающими на 50—60 см за наклонную плоскость крыш.

*Повреждения зданий из сырцового кирпича.* В нескольких зданиях из сырцового кирпича наблюдались случаи обрушения отдельных частей стен. В одноэтажном здании детского терапевтического отделения больницы на 120 мест, построенном в 1927 г., во время землетрясения обрушился угол выступающей торцовой стены. Большие сквозные трещины различной ориентации образовались в стенах, углах и перегородках, в местах дверных и оконных проемов.

Одноэтажное здание районной поликлиники старой постройки, с двухскатной деревянной крышей, покрытой шифером, имело щипцовые стечы толщиной в полкирпича, усиленные деревянными рейками. В резуль-

тате землетрясения выпала значительная часть одной из щипцовых стен, в наружных несущих стенах образовались многочисленные сквозные трещины.

Среди зданий, получивших серьезные повреждения, здания детских яслей-садов, построенные в 20-х годах. Общим для этих зданий было образование сквозных трещин по всей высоте здания в местах примыкания наружных стен к внутренним, полное повреждение перегородок, падение больших кусков внутренней и наружной штукатурки, а также разрушение дымовых труб.

Тяжелые повреждения получили также жилые коммунальные здания старой барачной постройки, которые уже перед землетрясением были непригодными для нормальной эксплуатации. В этих зданиях провисали деревянные обитые фанерой потолки, стены отклонились от вертикали, перекошились дверные и оконные проемы. Остальные здания из сырцового кирпича в большинстве получили умеренные и легкие повреждения в виде небольших трещин в штукатурке стен и потолков, откалывания небольших кусков штукатурки и трещин в дымовых трубах. Преобладание умеренных и тяжелых повреждений в зданиях из сырцового кирпича указывает на проявление сейсмического эффекта интенсивностью 6—7 баллов.

В сырцовых зданиях с деревянным каркасом, как новой, так и старой постройки, повреждения были значительно слабее, чем в обычных сырцовых. В этих зданиях не наблюдалось сквозных трещин или проломов в стенах. В домах старой постройки возникли небольшие трещины, идущие вдоль потолка, над проемами окон и дверей, на внутренних стенах и особенно вокруг печей и дымоходов. В домах новой постройки повреждения ограничились осыпанием побелки и тонкими трещинами в штукатурке внутренних стен, перегородок и вдоль дымоходов. Так как в большинстве зданий имели место легкие и умеренные повреждения, интенсивность землетрясения здесь оценивается 6 баллами. Меньшая повреждаемость сырцовых зданий с деревянным каркасом по сравнению с обычными сырцовыми еще раз указывает на то, что строительство жилых домов со стенами из сырцового кирпича в сельской местности можно допускать лишь при условии усиления стен деревянным каркасом и применения легкой стропильной кровли.

*Повреждение зданий современной постройки из силикатного кирпича.* Осмотр выявил довольно однотипный характер разрушения кирпичных зданий, что прежде всего объясняется отсутствием антисейсмических мероприятий при неудовлетворительном качестве строительных работ. Комплекс зданий школы построен из силикатного кирпича. Здание состоит из четырех двухэтажных учебных корпусов, а также актового и спортивного залов, связанных между собой одноэтажными переходами, отделенными осадочными швами. Наружные стены выполнены в два, внутренние — в полтора кирпича на слабом цементном растворе. Междуетажные перекрытия из многопустотных железобетонных плит, кровля шиферная по деревянным стропилам. В результате землетрясения образовались сквозные трещины по осадочным швам, которые были заполнены цементным раствором. На первом и втором этажах учебных корпусов из-за плохой перевязки кладки наружные продольные стены поверху отошли от поперечных на 2—3 см, перегородки обозначились трещинами по контуру, осыпались штукатурка и побелка. Между сборными железобетонными плитами перекрытий первого и второго этажей раскрылись швы.

Неудовлетворительное качество перевязки кладки было также причиной отделения продольных стен от поперечных и в двухэтажных административных зданиях, и в 18-квартирном жилом доме. В этих домах раскрылись швы между сборными железобетонными плитами перекрытий второго этажа. К зданию райисполкома со стороны одного из торцов было пристроено помещение актового зала с железобетонными колоннами сечением 40 x 40 см, высотой 6,5 м и ограждающими стенами толщиной 38 см. После землетрясения самонесущие стены были повреждены сквозными трещинами различного очертания и отошли от верха колонн на 3—5 см.

В двухэтажном здании статистического управления наибольшие повреждения отмечены в перегородках второго этажа, которые выделились сквозными трещинами по контуру, потеряли устойчивость и были близки к обрушению. В этом же здании из-за слабого сцепления кирпича с раствором на протяжении около 1,5 м обрушился кирпичный карниз, выступавший за плоскостью стен на 25 см.

Таким образом, в большинстве зданий современной постройки из силикатного кирпича имели место умеренные повреждения, интенсивность землетрясения, по-видимому, составляла около 7 баллов. Однако эту величину следует считать несколько завышенной ввиду неудовлетворительного качества строительных работ и низкой величины сцепления силикатного кирпича с раствором.

Таким образом можно сделать следующие выводы:

1. На основании анализа приведенных данных с привлечением описательных признаков сейсмической шкалы проявление силы землетрясения в пос. Каракуль оценено 6—7 баллами.
2. Большинство зданий из сырцового кирпича получили настолько серьезные повреждения, что непригодны для дальнейшего использования. Значительно лучше перенесли землетрясение здания из сырцового кирпича с деревянным каркасом. Эти здания в большинстве получили незначительные, легко устранимые повреждения.
3. Повреждения современных зданий из силикатного кирпича незначительные и объясняются отсутствием антисейсмических мероприятий, низким качеством строительных работ и слабым сцеплением кирпича с раствором.

## ГЛАВА 1.6

### ГОРОДА И ПОСЕЛКИ ТУРКМЕНСКОЙ ССР

После землетрясения 8 апреля 1976 г. комиссия Госстроя ТССР в период с 11 до 14 мая произвела обследование состояния зданий и сооружений в Чарджоуской области.

Из-за отсутствия сейсмических станций на территории Чарджоуской области не было произведено инструментальной регистрации землетрясений 8 апреля и 17 мая, и установить действительную величину интенсивности землетрясения в обоих случаях не удалось. По карте сейсмического районирования, составленной Институтом физики Земли и атмосферы АН ТССР, прогнозируемая максимальная сила землетрясения для Чарджоуской области равна 4—5 баллам. В связи с этим здания и сооружения в Чарджоу и в районах Чарджоуской области были возведены без антисейсмических мероприятий.

Обследованием последствий землетрясения 8 апреля в Чарджоу установлено, что сила проявления землетрясения в этом районе оценивается в 7 баллов. Для установления характера повреждения зданий и других признаков проявления этого землетрясения в Чарджоу и прилегающих к нему районах было произведено обследование зданий, пострадавших от сейсмических воздействий.

В результате обследования установлено, что общественные здания и жилые дома, расположенные на территории Чарджоу, Фарабского, Дарганатинского, Дейнауского, Сакарского и других районов, со стенами, выполненными из сырцового кирпича, получили серьезные деформации. Наиболее сильные повреждения наблюдались в глинобитных домах с плоской глиносаманной кровлей.

Большую часть жилого фонда Чарджоу составляют четырехэтажные крупнопанельные дома, возведенные по типовым проектам, предназначенным для сейсмических районов. Указанные дома, как правило, существенных повреждений не получили. Однако отдельные здания, такие как дворец культуры, Дом пионеров, гостиница и некоторые другие объекты имели значительные трещины (шириной до 2—3 см), проходившие как в несущих стенах, так и в перегородках. Основными причинами появления трещин в этих зданиях были сложность конфигурации зданий в плане, неудачная планировка внутренних капитальных стен, отсутствие антисейсмических поясов и, наконец, отсутствие связей между перекрытиями и стенами.

В Чарджоу имеются также жилые дома и административные здания из обожженного кирпича с деревянными, сборными и монолитными железобетонными перекрытиями. Такие здания, хотя в них появились незначительные трещины, хорошо сопротивлялись воздействию сейсмических нагрузок. Вызванные землетрясением небольшие повреждения в этих домах могли быть устранены текущим ремонтом.

Иная картина наблюдалась в районах Чарджоуской области, где большую часть жилого фонда и общественных строений составляют одноэтажные дома из сырцового кирпича. В Дарганатинском, Фарабском, Халачском, Ходжамбасском и Сакарском районах нет ни одного здания, в котором не было бы заметно влияния землетрясения 8 апреля 1976 г. Все без исключения дома в указанных районах в результате землетрясения одинаково деформированы: имеются трещины, наблюдается расслоение сырцовой кладки.

Необходимо отметить, что по мере увеличения размеров домов (зданий) в плане и по высоте степень повреждений увеличивалась. Повреждения концентрировались в местах пересечения стен, вдоль подоконников и деревянных перемычек. Особенно сильно повредились и разрушились глинобитные и сырцовые стены, ослабленные дымоходом и нишами или оконными и дверными проемами. Небольшое количество домов в указанных выше районах Чарджоуской области хотя и были повреждены землетрясением, но не в такой степени, чтобы их нельзя было отремонтировать.

17 мая 1976 г. в 8 ч 2 мин по местному времени на территории Чарджоуской области проявилось повторное землетрясение, которое по своей интенсивности превысило предыдущие толчки, происшедшие 8 апреля 1976 г.

При этом землетрясении особенно большие повреждения получили здания и сооружения в райцентре Дарган-Ате и жилые дома колхозов Дарган-Атинского района. Основную часть жилого фонда Дарган-Аты

составляют одноэтажные дома из сырцового кирпича. Много и глинобитных домов. В пострадавших от землетрясения колхозах Дарган-Атинского района сырцовые и глинобитные жилые постройки в основном возводились с плоской глиняной крышей азиатского типа, и лишь несколько домов имеют двускатные крыши, покрытые шифером.

В результате перемещения почвы при землетрясении наблюдается нарушение земной поверхности. Например, в районе аэродрома на расстоянии 4—5 км от Дарган-Аты происходило сползание почвы со склона холма. В центре Дарган-Аты на поверхности асфальтированных дорог возникли трещины со смещением до 5—8 см. Многие трещины на асфальте и на почве растянулись на несколько метров.

В райцентре и колхозах Дарган-Атинского района наблюдались обрушения конструкций жилых домов, школьных и общественных зданий. К характерным повреждениям относятся: обрушения и сдвиг дымовых труб, выпадение карнизов, выполненных из обожженного кирпича по сырцовой кладке (из-за разнородности материала кладки и плохого сцепления с глиняным раствором), расслоение кладки, которое особенно заметно в местах примыкания стен, повреждения в местах примыкания различных пристроек стен. Кроме указанных повреждений, происходили отрывы частей торцовых стен в глинобитных жилых домах, выпадение внутренних несущих кирпичных стен из-за плохого качества работ, массовое обрушение штукатурки как внутри, так и снаружи зданий. Один из глинобитных домов с тяжелой плоской кровлей восточного типа из-за плохого сцепления несущих стен с фундаментом был развернут в плане в месте их сопряжения.

Необходимо отметить, что ряд зданий, уцелевших после первого землетрясения, получил значительные деформации. К ним относятся здания школ, жилые дома в колхозах Чарджоуской области, объекты станции Дарган-Ата Чарджоуского отделения железной дороги, пекарня, цех по переработке молока Чарджоуского гормолзавода и ряд других.



## ЧАСТЬ II ПОВЕДЕНИЕ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ С РАЗЛИЧНЫМИ КОНСТРУКТИВНЫМИ СХЕМАМИ

### ГЛАВА II. 1

#### ЗДАНИЯ ИЗ КИРПИЧА И МЕСТНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ В ГАЗЛИ И БУХАРЕ

Значительную часть жилого фонда Газли составляли двухэтажные кирпичные дома серий 262, 101-040СП и 1-310И-30с. Оба последних проекта разработаны применительно к сейсмическим условиям, однако здания по ним построены без антисейсмических мероприятий. Здания первой серии имели поперечные несущие стены и скатную кровлю. Вдоль одного фасада были балконы на втором этаже, вдоль другого — террасы с ограждениями из железобетонных панелей. Здания небольшой протяженности (около 30 м), с глухими торцовыми стенами. При землетрясении 8 апреля в этих зданиях обрушились дымовые трубы, появились трещины в углах на уровне покрытия второго этажа, выпадение участков наружных стен, обрушение балконов. Почти все внутренние стены имели сквозные трещины шириной до нескольких сантиметров, кладка расслоилась и выпадали кирпичи во внутренних перегородках. После землетрясения 17 мая большая часть этих зданий оказалась практически полностью разрушенной.

Кирпичные дома серии 101-040СП (рис. II. 1) имели в плане 5 секций, скатную легкую кровлю, поперечные несущие стены толщиной 380 мм. Кладка стен выполнена из кирпича, перекрытия из многослойных железобетонных плит, лестницы из сборных маршей и площадок, высота этажа 2,7 м. Вдоль одной из продольных стен устроены террасы, основными несущими конструкциями которых являются продолжения внутренних поперечных стен.

При первом землетрясении в зданиях этого типа были отмечены повреждения несущих стен наклонными трещинами, в простенках были заметны диагональные и пересекающиеся трещины, кирпичное ограждение террас выпадало большей частью на втором этаже. Кроме того, расслаивалась кладка внутренних перегородок и продольные стены отходили от поперечных. После второго землетрясения здания этого конструктивного решения оказались поврежденными значительно сильнее, особенно это было заметно при въезде в поселок. Части продольных стен значительной площади выпали (рис. II.2), торцовые части с плитами перекрытий обрушились. Откальвались большие части поперечных стен террас, из-за чего падали сборные железобетонные плиты. На втором этаже все ограждения террас выпали. В тех домах, где стены террас были ненадежно соединены со зданием, они при землетрясении отделились, и здания оказались поврежденными значительно сильнее. В некоторых зданиях при первом, и особенно при втором землетрясениях, выпадали перемычки на втором этаже и участки кладки над ними. В ряде случаев отклонение стен от вертикали приводило к обрушению плит покрытия.

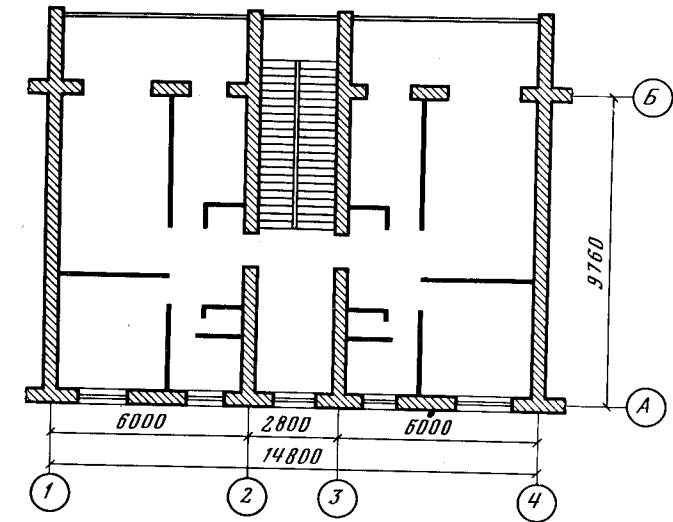


Рис. II. 1. План-блок секции дома серии 101-040 СП

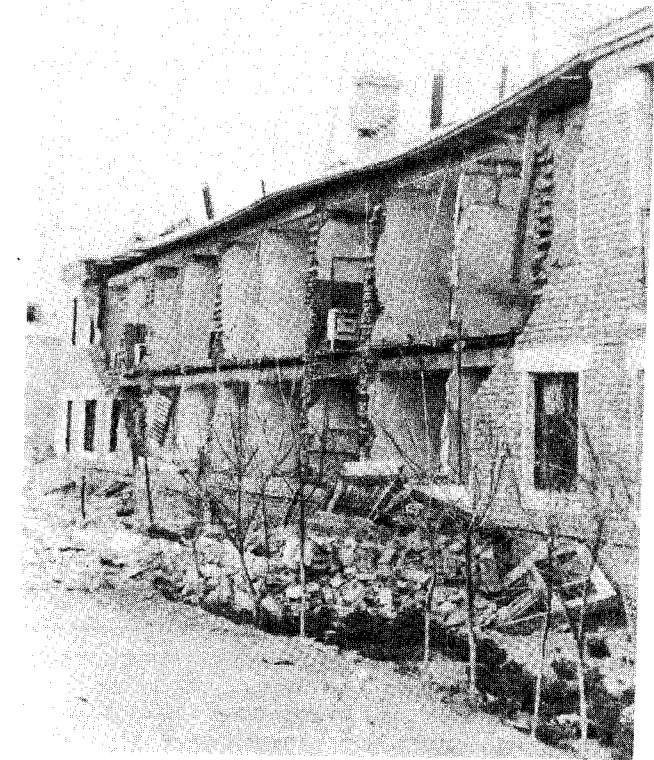


Рис. II. 2. Выпадение наружных кирпичных стен

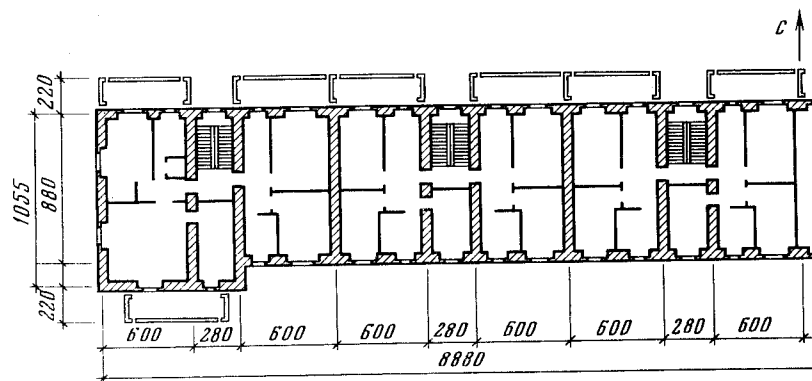


Рис. 11. 3. План этажа кирпичного дома серии 1-310И-30с

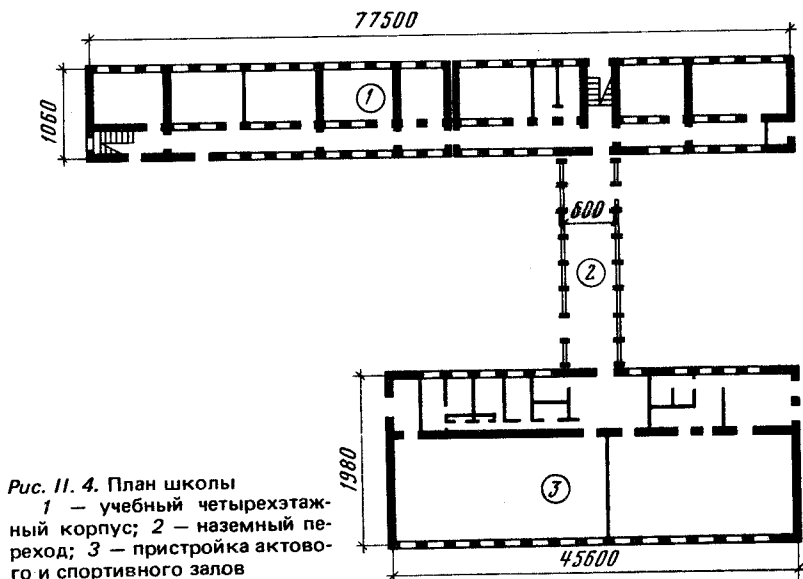


Рис. 11. 4. План школы  
1 — учебный четырехэтажный корпус; 2 — наземный переход; 3 — пристройка актового и спортивного залов

В зданиях серии 1-310И-30с длиной 88,8 м (рис. 11.3) вдоль одного фасада устроены террасы из сборных железобетонных элементов, по торцам имеются выступы. Повреждения в зданиях этой конструктивной схемы по существу не отличаются от отмеченных ранее. После 17 мая особенно проявились повреждения в торцах здания, где произошло обрушение плит покрытия. В данном случае дополнительной причиной больших повреждений следует считать большую протяженность здания.

Характер повреждения кирпичных зданий определялся отсутствием антисейсмических мероприятий, а степень повреждений — плохим качеством работ, несоблюдением технологии кладки. Это хорошо подтверждается на примере здания двухэтажной музыкальной школы, построенной из силикатного кирпича. Торцовые стены на втором этаже выпали с обеих сторон, причём кладка распалась на отдельные кирпи-

чи, а короткие выпуски арматуры из продольных стен оказались малоэффективными. После второго землетрясения несущие конструкции обрушились.

Здания школы (четырёхэтажный учебный корпус и одноэтажное здание актового и спортивного залов, соединённых с учебным корпусом галереей (рис. 11.4)) выполнены по типовому проекту У2-122, разработанному институтом Узгоспроект. Проект предназначен для строительства в зонах с 7-балльной сейсмичностью. Учебный корпус имеет размеры в плане 77,5x10,4 м, спроектирован с продольными несущими стенами толщиной 380 мм, высота этажа 3 м. Здание разделено на 2 отсека осадочным швом. По всей длине здания устроен коридор шириной 3 м. Сборные железобетонные плиты перекрытий опираются на наружную стену главного фасада и внутреннюю продольную. Коридор перекрыт плитами в продольном направлении. Перегородки между классами кирпичные и гипсолитовые. Кровля из волнистых асбоцементных листов по деревянным стропилам. Фундаменты ленточные бутобетонные, глубина заложения по проекту 1,4 м. В учебном корпусе по проекту были предусмотрены следующие антисейсмические мероприятия: вертикальное армирование простенков, армирование углов и примыканий стен, устройство железобетонных рам в поперечном направлении. Одна из стоек рам расположена в месте пересечения внутренней стены с продольной, вторая — в продольной наружной стене коридора. Рамы выполнены из монолитного бетона, сечение элементов 40 x 32 см, армирование — 6 стержней диаметром 16 мм по всей высоте здания. О том, насколько построенное здание соответствовало проекту, судить трудно. Возможно, не все мероприятия были выполнены. Кроме того, качество работ, по-видимому, было невысоким.

После землетрясения 8 апреля наблюдались интенсивные повреждения внутренних стен на верхних двух этажах (см. рис. 1.4). Простенки наружной стены коридора имели горизонтальные трещины в уровне перекрытий. Внутренняя продольная стена покрыта сетью наклонных сквозных трещин. Поперечные стены также имели сквозные диагональные трещины, ширина раскрытия которых достигала 1 см. Почти все гипсолитовые перегородки на четвертом этаже обрушились. В обеих лестничных клетках наблюдались развитые трещины в местах опирания маршей на несущие кирпичные стены. В результате второго землетрясения два верхних этажа были полностью разрушены.

Спортивный и актовый залы размещались в пристройке размером 19,8 x 45,6 м. Высота до покрытия была около 7 м. Со стороны учебного корпуса имелась одноэтажная пристройка столовой и бытовых помещений (высота 3 м). Стены выполнены из кирпича толщиной 380 мм. Покрытие из ребристых плит 1,5 x 6,0 м, уложенных на двускатные железобетонные балки. Стропильные балки опираются на колонны и кирпичные простенки, армированные вертикальной арматурой (по проекту 4 стержня диаметром 10 мм). В уровне опирания балок по периметру здания устроен бетонный пояс с продольной арматурой. Торцовые стены глухие. После 8 апреля в этом здании выпала часть кладки заполнения в уровне покрытий и торцовых парапетов. Внутри здания на больших площадях обрушилась штукатурка с простенков, а в углах появились трещины. Состояние железобетонных элементов было удовлетворительным. После 17 мая торцовая часть актового зала обрушилась с падением стропильных балок и плит покрытия. Наземный переход из учебного корпуса в спортзал был выполнен из сборных железобетон-

ных полурам переменного сечения с уложенными вдоль перехода сборными плитами. После первого землетрясения штукатурка стоек была покрыта наклонными трещинами, плиты получили заметные подвижки. При втором землетрясении покрытие получило серьезные повреждения за счет падения плит перекрытия учебного корпуса.

Двухэтажное здание больницы со стенами из кирпича имело сложную форму в плане и открытую галерею с одной стороны. После землетрясения 8 апреля здание получило серьезные повреждения в виде трещин шириной около 1 см в местах сопряжения корпусов, горизонтальных трещин по периметру здания в уровне цоколя, диагональных трещин в простенках, отслоения больших кусков штукатурки (см. рис. 1.5). Внутри здания большая часть гипсобетонных перегородок обрушилась, а в кирпичных наблюдалось расслоение кладки. Наибольшие повреждения наблюдались в торце одного из корпусов, где деформация наружных стен привела к падению плит покрытия из-за недостаточной площади их опирания. В конце этого крыла находилась лестница. В результате падения плит она оказалась полностью заваленной. Падение плиты покрытия также произошло на втором этаже в одном из кабинетов в середине здания. После 17 мая здание больницы было полностью разрушено (произошли обвалы всех конструкций). Одноэтажные кирпичные постройки, находившиеся на территории больницы и имевшие серьезные повреждения после первого землетрясения, после второго были полностью разрушены. Также разрушились одноэтажные кирпичные постройки общественного и производственного назначения (ресторан, магазин, кондитерский цех, пожарное депо и др.).

Примером повреждения одноэтажного массивного здания служит разрушение здания пекарни. По технологическим требованиям в несущих стенах было много проемов. После 8 апреля состояние здания было признано аварийным. Значительными оказались повреждения самих печей и кирпичного основания трубы. К 17 мая несущие конструкции здания были разобраны и заменены металлическим каркасом с легкими навесными панелями. После второго землетрясения в каркасе и панелях повреждения не отмечены. Кирпичные печи оказались полностью выведенными из строя.

Как отмечалось, в Газли было 4 двухэтажных и несколько одноэтажных зданий детских садов. Во всех двухэтажных зданиях при первом землетрясении выпадали части наружных стен, что привело к обрушению перекрытий. Это происходило главным образом в торцах зданий, где были расположены спальные помещения. При этом часть несущих стен одного из зданий детсада сохранилась (рис. 11.5). Аналогичное явление наблюдалось в доме быта (рис. 11.6). Все кирпичные стены были повреждены в углах и простенках диагональными трещинами с шириной раскрытия до нескольких сантиметров. Внутренние перегородки обрушились. Необходимо отметить, что все здания детских садов имели неудовлетворительные по сейсмостойкости конструктивно-планировочные решения (сложная форма в плане, наличие больших проемов, отсутствие связи между несущими стенами и плитами перекрытий и др.), которые явились одной из основных причин их повреждений при первом землетрясении. После второго землетрясения 17 мая эти здания оказались полностью разрушенными.

Здание детсада-яслей к моменту землетрясения находилось в стадии отделки. Здание состояло из двух двухэтажных кирпичных корпусов: спального и вспомогательного. В спальном корпусе несущими являются

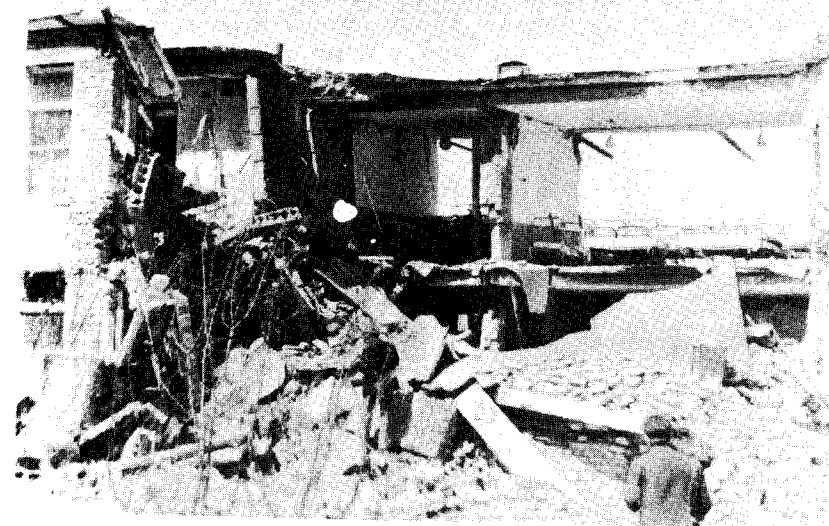


Рис. 11. 5. Разрушение конструкций детского сада

поперечные стены, во вспомогательном — продольные. После первого землетрясения торцовая стена вспомогательного корпуса отклонилась от вертикали на 15–20 см. В результате связь с продольными стенами была нарушена. В продольных несущих стенах наблюдались диагональные трещины.

Здания со стенами из кирпича-сырца и саманные дома сильно пострадали уже при первом землетрясении. Например, одноэтажная школа из кирпича-сырца получила повреждение всех несущих элементов. Произошли обрушения частей стен, щипцовых стен, все простенки имели пересекающиеся диагональные трещины, нарушилась связь примыкающих стен. После землетрясения 17 мая все постройки из сырца и самана полностью разрушились. В кирпичном двухэтажном здании лаборатории с подвальным этажом под всем зданием были обследованы повреждения подземных частей. Стены подвала сложены из бетонных блоков. После первого землетрясения в здании наблюдались повреждения, характерные для зданий такой конструкции. В подвале отмечались трещины, в нескольких местах имевшие ширину до нескольких сантиметров. После второго землетрясения половина здания обрушилась. В подвале произошло обрушение больших кусков штукатурки и появились трещины между блоками.

В процессе обследования проведены динамические испытания двухэтажного 18-квартирного жилого дома с размерами в плане 34,4 x 10,7 м. Высота этажа 2,8 м. Несущими конструкциями являются поперечные стены толщиной 1,5 кирпича. В результате обработки записей свободного тона колебаний поврежденного здания установлено, что периоды основного колебания в поперечном и продольном направлениях равны 0,31 с. Измерения параметров собственных колебаний сохранившейся части здания детсада дали следующие значения периодов: в поперечном направлении 0,2 с, в продольном 0,4 с. Это свидетельствует о меньшей



Рис. 11. 6. Разрушение конструкций дома быта

жесткости здания в продольном направлении. Характер повреждений также подтверждает этот вывод.

Необходимо отметить, что все динамические характеристики зданий получены при повреждении основных несущих конструкций.

На основании проведенных обследований кирпичных зданий можно сформулировать следующие выводы:

1. Здания со стенами из кирпича получили серьезные повреждения при первом землетрясении и практически исчерпали несущую способность при втором. Основная причина невысокой сейсмостойкости заключается в отсутствии антисейсмических мероприятий, а также в нарушении технологии кладочных работ, которое привело к низкому сцеплению.

2. Наибольшие повреждения в зданиях отмечены в верхних этажах. Наблюдались они, главным образом, в самонесущих стенах.

3. Здания со стенами из кирпича-сырца не обладают необходимой несущей способностью для восприятия сейсмических нагрузок.

*Физико-механические характеристики кладки кирпичных зданий Газли [6–9].* После обследования кирпичных зданий были проведены натурные испытания кладки стен наиболее характерных объектов для установления прочности сцепления раствора с кирпичом. Испытания

Таблица 11.1

Сцепление в кладке зданий с тяжелыми повреждениями

№ образца	Прочность раствора, кгс/см <sup>2</sup>			
	20–25	15–25	25–30	25–35
1	0,15	0,09	0,12	0,08
2	0,08	0,11	0,13	0,07
3	0,12	0,05	0,08	0,12
4	0,10	0,16	0,16	0,05
5	0,14	0,08	0,09	0,06
6	0,21	0,09	0,17	0,09
7	0,06	0,05	0,19	0,10
8	0,05	0,12	0,07	0,10
9	0,09	0,06	0,21	0,08
10	0,13	0,08	0,14	0,07
11	0,11	0,13	—	0,13
12	0,20	0,04	—	—
13	—	0,16	—	—
14	—	0,10	—	—
15	0,10	0,14	—	—
$R_{cp}$	0,12	0,10	0,14	0,09

проводились согласно СН 434-71 с помощью устройства, разработанного в ИСМиС АН ГССР (автор Л.Н. Махатадзе).

Для кладки стен применялся полнотельный глиняный кирпич пластического формования. По результатам полевых испытаний его марка находилась в пределах 75-100. Кладка велась на цементно-известковом растворе с применением барханных песков. Прочность раствора, в основном, довольно высокая и, по данным испытаний, для отдельных зданий составляла 20–45 кгс/см<sup>2</sup>. Прямой связи между маркой раствора и прочностью сцепления в кладке обследованных объектов не было выявлено. Например, на некоторых объектах при прочности раствора даже 75–100 кгс/см<sup>2</sup> из-за нарушения технологии кладочных работ нормальное сцепление оказалось нулевым. Нулевой оказалась также прочность сцепления в зданиях из силикатного кирпича (здание музыкальной школы и др.).

В стенах наиболее пострадавших зданий прочность нормального сцепления составила около 0,1 кгс/см<sup>2</sup> (табл. 11.1). На ряде других объектов сцепление оказалось нулевым (двухэтажное здание общежития, детсада и др.). В зданиях с несколько меньшими повреждениями прочность нормального сцепления была 0,2–0,3 кгс/см<sup>2</sup> (табл. 11.2). Следует отметить, что и кладка на этих объектах была значительно лучшего качества (перевязка, размеры швов и заполнение их раствором). При возведении стен в основном применялась пятирядная система перевязки, что при некотором увеличении ложковых рядов по высоте часто способствовало расслоению и выпучиванию кладки при землетрясении.

Для сопоставления характера и степени повреждений при первом и втором землетрясениях рассмотрим одноэтажное здание ресторана с подвальным помещением, возведенное из силикатного кирпича. Одним

Таблица 11.2

Сцепление в кладке зданий с умеренными повреждениями

№ образца	Прочность раствора, кгс/см <sup>2</sup>			№ образца	Прочность раствора, кгс/см <sup>2</sup>		
	25—30	35—45	35—40		25—30	35—45	35—40
1	0,27	0,35	0,20	10	0,15	0,31	0,19
2	0,20	0,24	0,31	11	0,16	0,40	0,12
3	0,35	0,37	0,33	12	0,26	0,20	0,27
4	0,25	0,17	0,24	13	0,32	0,46	0,29
5	0,32	0,15	0,25	14	0,12	0,27	—
6	0,18	0,38	0,17	15	0,24	0,32	—
7	0,15	0,41	0,15	16	0,30	—	—
8	0,42	0,52	0,46	R <sub>ср</sub>	0,24	0,33	0,27
9	0,48	0,44	0,51				

из характерных повреждений в этом здании при первом землетрясении оказалось расслоение и падение наружного слоя многорядной кладки. Прочность нормального сцепления в кладке стен этого здания составила 0,12 кгс/см<sup>2</sup> при небольшом разбросе результатов отдельных испытаний.

Из специальных сооружений представляет интерес сопоставление поведения квадратной в плане пожарной каланчи и круглой водонапорной башни, возведенных из полнотелого кирпича. После первого землетрясения водонапорная башня не имела видимых повреждений, в то время как верхняя часть каланчи обрушилась, а в средней части ее образовались наклонные трещины с раскрытием до 30 мм. При повторном землетрясении пожарная каланча обрушилась полностью, а в нижней части водонапорной башни появились косые и перекрестные трещины. После второго землетрясения проведены натурные испытания уцелевших блоков, для которых прочность нормального сцепления в кладке пожарной каланчи при марке цементного раствора 20—25 кгс/см<sup>2</sup> составила 0,2 кгс/см<sup>2</sup>, а в кладке водонапорной башни при марке цементно-известкового раствора 35—40 кгс/см<sup>2</sup> была 0,8—1,0 кгс/см<sup>2</sup>.

Сохранность водонапорной башни после первого землетрясения и ее умеренные повреждения после второго, по-видимому, были обусловлены совокупностью нескольких положительных факторов, из которых отметим повышенную монолитность и качество кладки, наличие железобетонных колец, а также рациональную форму в плане (круг).

**Бухара.** В соответствии с исторической спецификой застройки Бухары кирпичные здания можно классифицировать по нескольким признакам, основными из которых являются:

- объемно-планировочные решения;
- конструктивное решение перекрытий;
- этажность зданий;
- особенности устройства фундаментов;
- качество кладки и системы перевязки швов;
- время строительства.

Одной из особенностей района, охваченного землетрясением, является большое разнообразие зданий и сооружений по времени застройки и продолжительности их эксплуатации. Большинство зданий старой застройки

и многие современные здания имеют в плане сложную форму с нерегулярным расположением внутренних стен и проемов. Как правило, здания не разделены на отсеки температурными или осадочными швами, имеют значительные перепады высот.

В городе преобладает двухэтажная застройка, имеются трех- и четырехэтажные здания. В последние годы построено несколько административных и общественных зданий высотой 5—7 этажей. В качестве материала для кладки стен используется в основном красный обожженный кирпич, в современных зданиях применена многорядная система перевязки швов. В зданиях старой застройки преобладает кирпичная кладка с цепной перевязкой швов. Старая часть города застроена преимущественно домами из необожженного кирпича-сырца. Конструктивные решения перекрытий представлены деревянными перекрытиями с подшивным потолком или оштукатуренными по дроби и сборными железобетонными перекрытиями из многоярусных плит. В зданиях старой постройки встречаются многоволновые складчатые или купольные покрытия из кирпича.

Всего было обследовано 360 зданий с несущими кирпичными стенами, в том числе 65 жилых домов, 50 школьных зданий, 145 зданий дошкольных и общественных учреждений и объектов здравоохранения. В соответствии с международной шкалой интенсивности землетрясений MSK-64 указанные здания относятся к типу "Б" и классифицированы по 1—4-степени повреждений.

Наиболее характерными типами повреждений современных кирпичных зданий являются:

- вертикальные сквозные трещины в углах примыкания внутренних и наружных стен с отрывом продольных стен от поперечных и торцовых от продольных (рис. 11.7);
- вертикальные, в отдельных случаях наклонные, сквозные трещины в несущих продольных стенах, имеющие, как правило, наибольшее раскрытие на верхних этажах и затухающие в нижних;
- вертикальные и наклонные трещины в подоконных участках стен, начинающиеся из углов проемов или в средней части проема;
- смещение перекрытий относительно несущих стен;
- подвижка по швам сборных плит перекрытий с выпадением раствора;
- сквозные трещины с разрушением кладки в местах сопряжения павильонов или на участках с неравномерным расположением внутренних стен и проемов;
- наклонные одиночные трещины в кладке в местах опирания железобетонных перемычек над проемами, или местах опирания балок деревянных перекрытий;
- нарушение примыканий кирпичных перегородок, лестничных маршей, отрыв пристроенных лоджий, повреждения и обрушения дымовых труб.

Типичными для обследованных зданий явились более сильные повреждения верхних этажей по сравнению с нижними, что может быть вызвано снижением интенсивности вертикального обжатия кладки. Отличительная особенность состояния зданий с несущими кирпичными стенами — отсутствие диагональных трещин, характерных для знакопеременных горизонтальных нагрузок и проявившихся при землетрясениях в Ашхабаде (1948 г.), Ташкенте (1966 г.), Дагестане (1970 г.), Джамбуле (1971 г.).



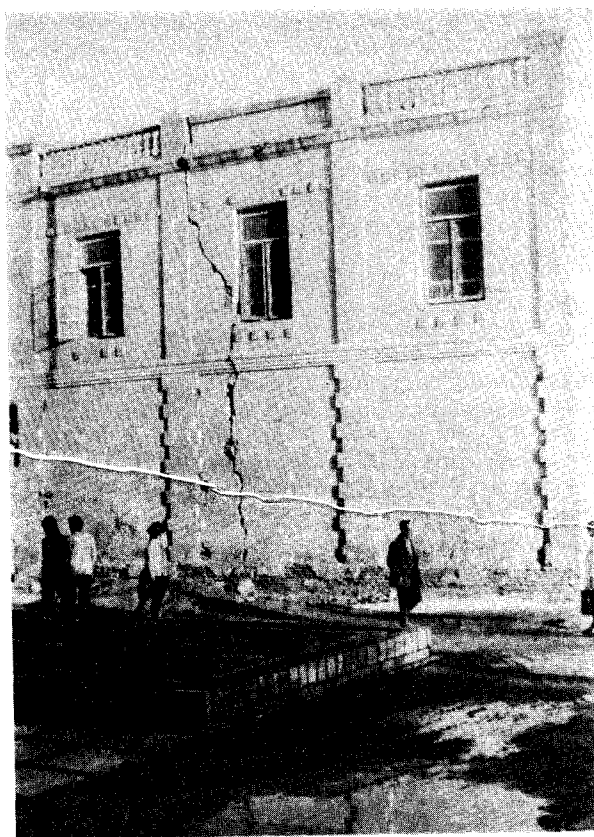


Рис. 11. 7. Вертикальная сквозная трещина. Влияние просадки грунтов

Наиболее массовым видом повреждений при Газлийских землетрясениях является нарушение связей между стенами взаимно перпендикулярного направления с образованием сквозных трещин отрыва наружных и внутренних стен. Степень отрыва и ширина раскрытия трещин зависит от объемно-планировочного решения, качества кладки, конструкции фундаментов и перекрытий.

Интенсивность повреждений кирпичных зданий в значительной мере определялась конструкцией междуэтажного перекрытия и количеством этажей. Например, 60% всех осмотренных двухэтажных кирпичных зданий с деревянными перекрытиями имели 2-ю и 40% — 3-ю степень повреждения.

В двухэтажных кирпичных домах с железобетонными перекрытиями 3-я степень повреждения не обнаружена, 2-я степень — в 30% и 1-я — в 70%. В то же время 80% всех осмотренных трехэтажных жилых кирпичных зданий с железобетонными перекрытиями имели 2 и 3-ю степени повреждения. Для зданий с деревянными перекрытиями отмечены сильные повреждения карнизов, частичное или полное разрушение дымовых

труб, отрыв стен взаимно перпендикулярного направления до 4–6 мм, наличие сквозных вертикальных и наклонных трещин с раскрытием до 2–4 мм. Наблюдались значительные остаточные смещения деревянных перекрытий. Кирпичные здания с железобетонными перекрытиями пострадали значительно меньше. Трещины расположены в местах сопряжения стен, опирания плит перекрытий и отличаются меньшей степенью развития и раскрытия. Так, для двухэтажных жилых зданий с железобетонными перекрытиями 3-я степень повреждения не установлена, в то время как 40% зданий с деревянными перекрытиями имели указанную степень повреждения.

Существенно меньшая степень повреждения кирпичных зданий с железобетонными перекрытиями объясняется тем, что в этих зданиях в большей степени обеспечивается пространственная жесткость и геометрическая неизменяемость здания в целом. На увеличении степени повреждения трехэтажных зданий по сравнению с двухэтажными сказались их высота, а следовательно, и масса, что в свою очередь привело к увеличению горизонтальной сейсмической нагрузки.

Как правило, здания с более сложной формой в плане, не разделенные деформационными швами, с перепадами высот и нерегулярным расположением стен и проемов получили более сильные повреждения. Степень повреждения в этих зданиях зависит также от качества выполнения кладки, заглубления и конструктивного решения фундаментов. Например, сильные повреждения получило трехэтажное здание школы №22, в котором сдвиг поперечных стен относительно перекрытия достигал 20 мм, отрыв торцевой стены от продольных составил на третьем этаже 30 мм. Представляет интерес сопоставление характера повреждений этого здания и здания школы № 16, расположенного в непосредственной близости, на расстоянии 70 м, в котором повреждения были значительно меньше и по классификации шкалы MSK-64 относятся к 1-й степени повреждений: небольшие трещины, выпадение штукатурки, подвижка по швам плит перекрытия. Более высокое качество кладки и четкое конструктивное решение, заключающееся в симметричном расположении вертикальных несущих конструкций и лестничных клеток, регулярном расположении поперечных стен и проемов, обеспечили большую сохранность конструкций здания школы №16 по сравнению со школой №22.

В большинстве древних кирпичных зданий, несмотря на их нерегулярную объемно-планировочную структуру и сложную конфигурацию несущих конструкций, повреждения существенно меньше. Как правило, они проявляются в виде трещин в замках арочных перемычек или повреждений выступающих надстроек. При сравнительной оценке сейсмостойкости современных и древних кирпичных зданий меньшая степень повреждения последних определяется их малой высотой, а также хорошим качеством работ, обеспечивших монолитность кладки.

Анализ состояния современных кирпичных зданий в Бухаре, перенесших землетрясения, позволяет выявить ряд факторов, определяющих степень их повреждений:

- влияние просадочных грунтов, вызвавших неравномерные осадки частей зданий при недостаточно надежном конструктивном решении фундаментов;

- слабое сцепление кирпичной кладки при применении глиняных бесцементных растворов на пылеватых барханных песках, не оказывающих сопротивления растягивающим или сдвигающим усилиям, а

также недостаточная перевязка швов за счет применения многорядной системы кладки;

- влияние объемно-планировочных решений, конфигурации и этажности зданий;

- отсутствие жестких дисков перекрытий, что в зданиях, построенных с учетом требований сейсмостойкого строительства, обеспечивается монолитными железобетонными обвязками.

Здания из *сырцового кирпича, саманные и каркасно-набивные* составляют значительную часть старой застройки Бухары. Здания этого типа используются для жилья, основных и подсобных помещений детских и дошкольных учреждений, учебных классов и мастерских общеобразовательных школ.

Относящиеся по классификации шкалы MSK-64 к типу А 96 обследованные здания целесообразно разделить на две группы:

- саманные и сырцовые постройки;
- каркасно-набивные здания с несущим деревянным каркасом и заполнением из сырца.

Саманные и сырцовые постройки выполнены, как правило, с деревянными перекрытиями и скатной кровлей из асбоцементных листов и пострадали наиболее сильно. Характерными повреждениями в них являются:

- вертикальные сквозные трещины шириной раскрытия до 20 мм;
- проломы в стенах, выпадение кладки;
- обрушения карнизов, дымоходов, печных труб и печей;
- отрывы поперечных стен от продольных с обрушением в отдельных случаях участков стен.

Так, в одноэтажном корпусе учебных классов школы (рис. 11.8) в продольных стенах появились значительные сквозные вертикальные и наклонные трещины. Торцовая стена, вследствие отрыва от продольных стен, обрушилась, что сопровождалось также обрушением участков перекрытия.

Состояние многих зданий рассматриваемого типа явно неудовлетворительное или аварийное и соответствует 3 и 4-й степеням повреждения.

Каркасно-набивные здания выполнены с каркасом из деревянных брусев сечением до 10 см, с шагом стоек, усиленных раскосами, 40—50 см. Заполнение стен из сырцового кирпича, кровля в большинстве зданий скатная из асбоцементных листов или плоская глиняная. Характерными повреждениями являются:

- сквозные вертикальные и косые трещины, сквозные трещины в углах поперечных и продольных стен;
- отрыв торцовых стен от продольных;
- обрушения отдельных участков заполнения и штукатурки.

Наблюдались также деформации из плоскости продольных стен. В целом, каркасно-набивные здания несколько лучше перенесли землетрясение по сравнению со строениями из сырцового кирпича — 3-я степень повреждения и в некоторых случаях 2-я.

Необходимо отметить некоторую нечеткость классификации зданий по шкале MSK-64. Так, постройки с деревянным каркасом следовало бы отнести к типу В. Однако в зданиях этой группы сильно пострадало заполнение. Наблюдались значительные остаточные деформации стен и перекрытий из плоскости. В связи с изложенным при установлении степени повреждений каркасно-набивные здания отнесены к типу А.

Таким образом, здания, выполненные из местных строительных мате-



Рис. 11. 8. Обрушение торцовой стены и перекрытия одноэтажного строения из сырцового кирпича

риалов, не соответствуют требованиям сейсмостойкого строительства. Низкие физико-механические характеристики материалов и примитивные конструктивные решения не позволяют провести сколько-нибудь эффективные восстановительные работы. Большинство построек этого типа подлежит сносу; сохранившиеся в более или менее удовлетворительном состоянии могут быть использованы в качестве складских помещений, не связанных с длительным пребыванием людей.

*Деревянно-щитовые жилые здания.* В Газли к моменту землетрясения 8 апреля приблизительно 15—20% жилого фонда приходилось на одно-двухэтажные деревянно-щитовые здания. Здания смонтированы на гвоздях из отдельных щитов с минераловатным утеплителем, обшиты снаружи и внутри дранкой и оштукатурены. Одноэтажные здания установлены на ленточные фундаменты, двухэтажные — на бетонный цоколь высотой 50—80 см. Крыши легкие, по наклонным стропилам с шиферной кровлей. В двухэтажных зданиях имелись кирпичные печи с кирпичными дымоходами, возвышавшимися над чердачным перекрытием на 1,8—2,0 м.

После землетрясения 8 апреля характерным для 47 обследованных одноэтажных и 8 двухэтажных зданий было раскрытие швов между щитами, образование сквозных трещин в теле кирпичных печей и откол на отдельных участках наружной и внутренней штукатурки. В дымовых трубах произошло расслоение кладки. Повреждения основных конструкций были оценены как легкие, соответствующие повреждениям 1-й и 2-й степени по шкале MSK-64. Однако если принять во внимание повреждения печей и дымоходов, то, согласно формальным признакам шкалы, степень повреждения зданий следует оценить на 1—2 ступени выше.

При землетрясении 17 мая значительно увеличились зоны откола штукатурки, а в некоторых зданиях наблюдалось ее почти полное отделение от стен (рис. 11.9). Повсеместно разрушились дымовые трубы и кирпичные печи, которые в свою очередь вызвали повреждения примыкающих

4. Зак. 1359

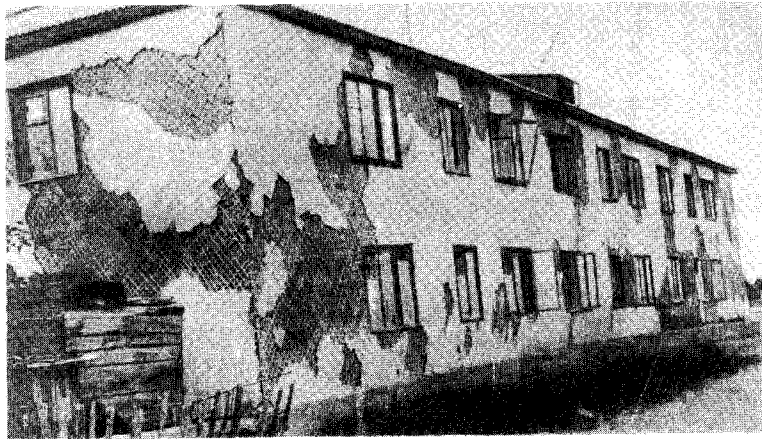


Рис. II. 9. Падение штукатурки в двухэтажном здании

к ним стен, перегородок и конструкций перекрытия и покрытия. В трех двухэтажных зданиях в местах пересечения наружных и внутренних стен образовались вертикальные щели шириной 10–15 см, в основном обусловленные загниванием деревянных конструкций.

Отличительной особенностью повреждений деревянно-щитовых зданий после землетрясения 17 мая явилось то, что если здания других типов (кирпичные, крупнопанельные, каркасные) были либо разрушены, либо стали непригодными для дальнейшей эксплуатации, то эти здания, хотя и были сильно повреждены, но не имели разрушений и обвалов. Интересно также отметить, что в деревянных зданиях не отмечалось срывов или сдвижек конструкций относительно верха фундаментов или цокольной части. В целом, деревянные здания имели повреждения на 2 степени меньше, чем кирпичные здания аналогичной высоты.

Результаты обследования показали, что в деревянных зданиях причиной повреждения несущих конструкций может явиться разрушение более жестких элементов отопительных систем — кирпичных печей и дымовых труб. Поэтому при возведении деревянных зданий в сейсмических районах необходимо осуществлять мероприятия по усилению кладки печей и дымовых труб. Помимо этого следует либо устранить связь между дымовой трубой и крышей, либо предусмотреть устройство между ними упругих прокладок.

*Архитектурные памятники Бухары.* Проведено инженерное обследование древних памятников и собран большой фактический материал, включающий фотоснимки и зарисовки повреждений, обмеры и др. Главные задачи обследований — анализ воздействия Газлийских землетрясений на минареты, а также проведение инструментальных наблюдений. При обследовании проведены инструментальные измерения динамических параметров ряда старых минаретов Бухары: Каляна (постройка 1127 г.), Боло-Хауза, Вабкента.

В результате землетрясений оказались сильно поврежденными или даже разрушенными карнизы и фонари ряда минаретов. Возможно, в этом определенную роль сыграли также климатические факторы, так как именно карнизы наиболее подвержены атмосферным воздействиям. После двух

землетрясений серьезные повреждения наблюдались в минарете Калян. Характерными видами повреждений от землетрясения 8 апреля были разрушение части фонаря минарета Калян, образование сквозных трещин шириной 5–10 мм в замках арок и других местах верхней части сооружения. По историко-археологическим данным участок, разрушенный землетрясением 8 апреля, был реставрирован в 1925 г.

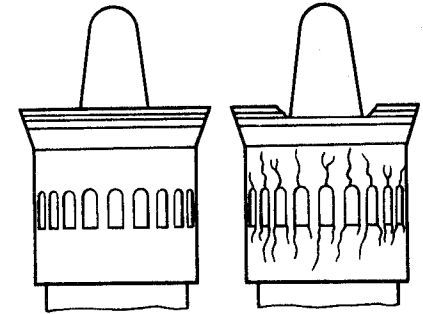


Рис. II. 10. Зарисовки фонаря минарета Калян до и после землетрясения

В минарете Боло-Хауз наблюдались повреждения в основном в виде сквозных трещин в верхней части и в замках арок. Характерным повреждением является увеличение трещин в цокольной части минарета, образовавшихся ранее от действия грунтовых вод. Такое же увеличение трещин отмечено в верхней части минарета Вабкент. В результате афтершоков после землетрясения 8 апреля значительно увеличилась ширина раскрытия трещин, образовавшихся 8 апреля 1976 г., а также проявились новые трещины (рис. II. 10).

В 1973 г. и после землетрясений в 1976 г. были проведены работы по обследованию и зарисовке повреждений и инструментальные замеры колебаний минаретов Калян, Боло-Хауз, Вабкент. Возбуждение колебаний осуществляли раскачкой сооружений. Обработка осциллограмм показала, что значение периодов колебаний в продольном и поперечном направлениях минарета Калян после землетрясения равно 1,0 с. Периоды колебаний до землетрясения 0,91 с.

Для минаретов Боло-Хауз и Вабкент измеренные величины периодов колебаний после землетрясений составляли 0,48 и 1,2 с. Значения периодов колебаний до землетрясений в этих минаретах — 0,44 и 1,10 с. Таким образом, отношение периодов колебаний минаретов до и после землетрясения равно примерно 0,9.

## ГЛАВА II. 2

### КРУПНОПАНЕЛЬНЫЕ ЗДАНИЯ

По результатам изучения последствий Газлийских землетрясений 1976 г. впервые были получены данные, позволяющие судить о предельных состояниях крупнопанельных зданий при сейсмических воздействиях. Крупнопанельные здания попадали в зону сейсмических воздействий при ряде прошлых землетрясений (Камчатское, Джамбулское, Дагестанское, Карпатское). Как правило, эти здания имели антисейсмические усиления,

испытывали воздействие расчетной интенсивности или интенсивности ниже расчетной. Это обусловило незначительность их повреждений. В Газли крупнопанельные здания построены без антисейсмических мероприятий, получили очень сильные повреждения, хотя и выдержали для землетрясения гораздо лучше, чем здания с другими конструктивными схемами.

Анализ последствий Газлийских землетрясений позволяет исследовать предельные состояния крупнопанельных зданий. Данные о количестве и типах обследованных зданий после землетрясений 8 апреля и 17 мая приведены ниже.

Место расположения	Общее количество	Двухэтажные	Четырехэтажные
Газли	36	35	1
Бухара	6	2	4
Каган	2	2	—
Навои	5	—	5

**Крупнопанельные здания Газли.** Результаты обследования позволяют сделать следующие принципиальные выводы:

- крупнопанельные здания оказались лучше приспособленными к восприятию сейсмических нагрузок, чем каменные, а в ряде случаев и чем каркасные, что, в частности, доказывает их высокая сохранность даже при выходе из строя отдельных несущих элементов;
- подтверждена безусловная правильность принятых в СССР принципов обеспечения сейсмостойкости крупнопанельных зданий;
- крупнопанельные системы обладают большими потенциальными возможностями повышения экономичности и надежности. Рассмотрим подробнее основные результаты обследования.

**Конструктивные решения зданий в Газли.** В 1961—1968 гг. в поселке построено одно четырехэтажное и 35 двухэтажных крупнопанельных зданий. Двухэтажные здания сконцентрированы, в основном, в северо-восточном микрорайоне поселка и имеют как широтную, так и меридиональную ориентацию. Четырехэтажный дом находится в юго-восточной части поселка и ориентирован фасадами на северо-восток—юго-запад.

Конструктивные решения крупнопанельных зданий пос. Газли представляют собой различные модификации конструкций типовой серии 1—464 для обычных условий строительства (рис. II. 11), разработанной в 1958 г. Гидростройиндустрией и усовершенствованной ЦНИИЭП жилища после 1961 г.

Основой конструктивного решения серии 1—464 и ее модификаций является пространственная система, образуемая поперечными (с узким шагом) и продольными несущими стенами. Внутренние стены предусмотрены из бетонных панелей кассетного изготовления толщиной 120 мм размером на комнату. Наружные стеновые панели стенового изготовления — также размером на комнату, в рассматриваемом случае — керамзитобетонные однослойные. Плиты перекрытий кассетного изготовления размером на комнату имеют толщину 100 мм.

Обследование показало, что конструкции крупнопанельных зданий, относящихся к разным периодам застройки Газли, имеют существенные

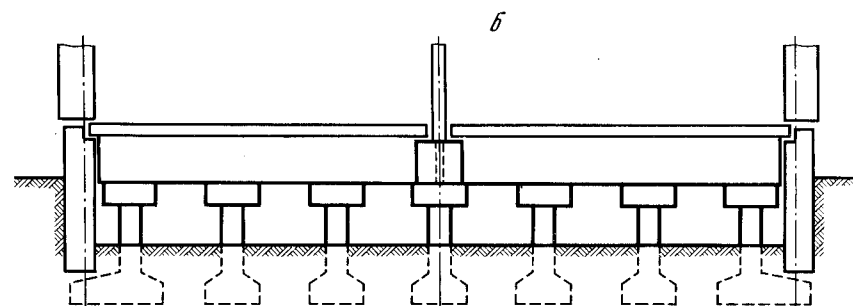
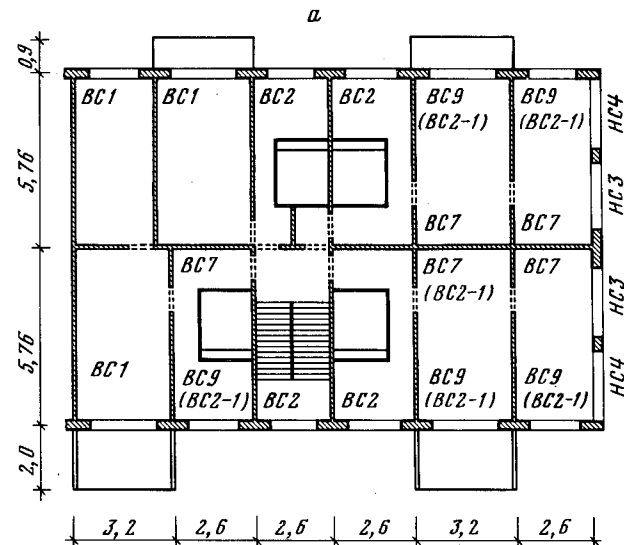


Рис. II. 11. План сечения (а) и конструкции фундаментов (б) крупнопанельных зданий в Газли

Пунктиром на плане сечения обозначены перемычки, отсутствовавшие в домах первоначальной застройки. Марки панелей с перемычками указаны в скобках

различия, оказавшие значительное влияние на степень повреждения зданий. Эти различия обусловлены тремя основными причинами:

- постепенным совершенствованием за этот период проектов серии 1—464 ее авторами — Гипростройиндустрией и ЦНИИЭП жилища;
- изменениями, внесенными в ходе строительства местными организациями (Узгоспроект и ТашЗНИИЭП), которые осуществляли привязку проектов;
- изменениями, вносимыми строительными организациями.

Обнаружено также, что иногда применялись в одном здании изделия и узлы разных типов. Это связано, очевидно, с тем, что дома собирались из привозных деталей, которые постепенно накапливались в необходимом количестве.

При обследовании довольно четко выделены три группы зданий, конструктивные решения и степень повреждения которых существенно различны.



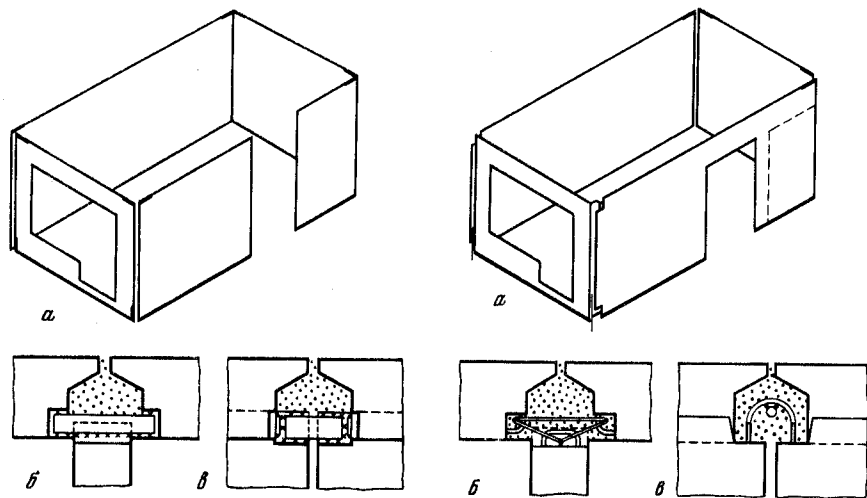


Рис. 11. 12. Узлы и основные элементы зданий 1-й группы  
 а — основная конструктивная ячейка; б — узел соединения стен; в — узел соединения стен и перекрытий

Рис. 11. 13. Узлы и основные элементы зданий 2-й группы  
 а — конструктивная ячейка; б — узел соединения стен; в — узел анкеровки перекрытий со стенами

Наибольшие повреждения получили двухэтажные дома постройки 1961—1963 гг., конструктивные решения которых основаны на первых проектах четырех—пятиэтажных домов серии 1—464 (1958 г.). Соединение элементов по проектам Гипростройиндустрии осуществляется с помощью сварки закладных деталей стеновых панелей и перекрытий (рис. 11. 12). При этом панели стен соединяются только сверху, панели перекрытий — в углах, а соединение стен с перекрытиями производится только по наружным стенам в уровне низа панелей. Конструктивная система характеризуется узким шагом поперечных несущих стен, одной продольной внутренней несущей стеной, несущими наружными стенами, опиранием перекрытий по контуру и изготовлением практически всех несущих элементов размером на комнату. Внутренние стеновые панели кассетного изготовления из бетона М 150 толщиной 120 мм армированы одной сеткой (по центру сечения) из проволоки  $\phi$  6 мм с ячейкой 50x50 мм. Панели перекрытий также изготавливаются в кассетах и армируются нижней рабочей сеткой и дополнительными верхними надпорными сетками. Наружные однослойные керамзитобетонные панели толщиной 300 мм армируются каркасами по граням проемов и наружному габариту. Анкерование всех закладных деталей производится гладкими анкерами с крючками, причем направление анкеров зачастую не связано с направлением действующих усилий.

Строительство домов этой группы в Газли осуществлялось по разработанным Узгоспроектом в 1960 г. (см. рис. 11.11) проектам 1УЗ-464. При этом конструктивно-планировочные решения серии 1—464 распространены на двухэтажные дома и имели следующие основные отличия от исходных типовых проектов:

- балконы по дворовому фасаду заменены приставными лоджиями;

- ленточные фундаменты заменены столбчатыми (см. рис. 11. 11,б);
- не предусматривалось перекрытие над подпольем. Дощатые полы 1 этажа должны были выполняться по деревянным стульям. Однако такие полы обнаружены только в двух домах, затем было введено цокольное перекрытие, плиты которого в ряде домов не имели закладных деталей;

- г) гипсолитовые вентиляционные шахты на крыше заменены бетонными вентиляционными блоками.

После выпуска первых проектов конструктивные решения серии 1—464 постоянно совершенствовались. В 1962 г. в ЦНИИЭП жилища разработаны монолитные стыки некоторых элементов здания этой серии.

При этом соединение всех стеновых панелей этажа предусматривалось в одном уровне — сверху. Внутренние стены между собой соединяются с помощью закладных деталей, наружные между собой и с внутренними — с помощью замоноличенных узлов (рис. 11. 13). Кроме того, в нижнем уровне панелей внутренних стен предусматривались выпуски в полость стыка с наружными стенами. Плиты перекрытий соединялись сваркой прямых арматурных выпусков в узлах панелей, а также подъемных петель по длинным сторонам. Соединение перекрытий со стенами должно было происходить только за счет выпусков из перекрытий в полости замоноличивания вертикальных стыков наружных стен. Перемычки длиной 2 м и высотой 250 мм соединялись с панелями стен шарнирно (по одной закладной детали с каждой стороны). При опирании перекрытий на стены предусмотрен растворный шов.

Однако при застройке Газли эти изменения вводились постепенно в течение длительного периода, чем можно объяснить, например, наличие во многих домах этой группы стыков и на закладных деталях и замоноличенных. Кроме того, введены дополнительные усовершенствования. В частности, панели внутренних стен стали выпускаться с проемами (см. рис. 11.13,а). В домах этой группы панели перекрытий связывались между собой; во внутренних стенах были введены перемычки, изготовлявшиеся вместе с панелью, что значительно повысило пространственную жесткость (см. рис. 11.11 и 11.13).

В домах третьей группы, получивших наименьшие повреждения, были уже полностью реализованы отмеченные выше усовершенствования. Вскрытие стыков показало, что в домах этой группы (двухэтажных, постройки 1965—1966 гг. и четырехэтажного постройки 1968 г.) плиты перекрытий соединены между собой сваркой выпусков арматуры (рис. 11. 14), а стеновые панели — скруткой петлевых выпусков.

**Повреждения крупнопанельных зданий.** Повреждения большинства крупнопанельных зданий после землетрясения 8 апреля 1976 г. менее значительны, чем повреждения зданий других конструктивных схем. По заключению ТашЗНИИЭП, лишь 5 крупнопанельных зданий из 36 было нецелесообразно восстанавливать, в то время как из 38 кирпичных зданий только 9 могло быть восстановлено. Основные повреждения в крупнопанельных зданиях заключались в появлении трещин в стыках панелей (рис. 11. 15), расхождении панелей, а также в появлении трещин в панелях. На этой стадии не проводился специальный анализ зависимости степени и характера повреждений от конструктивных особенностей зданий. Анализ выполнялся для оценки общей степени повреждения групп зданий (см. табл. 11. 3, составленную по данным работы [10], а также гл. III.1).

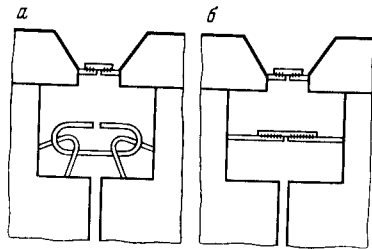


Рис. 11.14. Узлы домов 3-й группы  
а — четырехэтажный дом; б —  
двухэтажный дом № 13



Рис. 11.15. Трещины в наружных  
стенах четырехэтажного дома после 8 апреля

Приведенные данные наглядно свидетельствуют о непосредственной зависимости повреждений от конструктивных особенностей зданий. В частности, здание № 70, являющееся типичным представителем первой группы крупнопанельных зданий, получило несравненно более тяжелые повреждения, чем дом № 13, являющийся представителем зданий третьей группы (табл. 11.4, составленная по результатам работы [11]).

Таким образом, хотя все крупнопанельные здания Газли после землетрясения 8 апреля потеряли способность к нормальной эксплуатации и потребовали капитального ремонта (восстановления), степень повреждения и соответственно объем и стоимость восстановления существенным образом определялись прочностью связей, объединяющих отдельные элементы в единую систему. Более наглядно решающее значение этих связей проявилось при землетрясении 17 мая.

Поскольку большинство стыков крупнопанельных зданий было построено или повреждено землетрясением 8 апреля, действию землетрясения 17 мая подверглись уже не здания в обычном понимании этого слова, а системы, состоящие из отдельных слабо связанных или вообще не связанных крупных панелей. Естественно поэтому, что разрушительный эффект второго землетрясения оказался значительно большим, о чем наглядно свидетельствуют данные табл. 11.3. В двух зданиях (№ 70 и 77) произошло обрушение торцовых секций; дом № 77, кроме того, был разорван сквозной продольной трещиной на две части. Еще два дома (№ 69 и 76) имели 5-ю степень повреждения, в 19 зданиях была нарушена геометрическая целостность здания (4-я степень повреждения). Повсеместно наблюдались смещения панелей на несколько сантиметров, сопровождавшиеся разрушением связей в стыках. Нарушение проектных требований

Таблица 11.3

Повреждения крупнопанельных двухэтажных зданий

Степень повреждения по шкале MSK-64	8 апреля		17 мая	
	число зданий	%	число зданий	%
1	2	3	4	5
Обрушение части здания с перекрытиями, лестничными маршами и др.				
5	—	—	4	11,7
Частичное обрушение перегородок и карнизных плит; разрушение связей в стыках стен, смещение панелей и сквозные трещины, нарушение геометрической схемы здания				
4	2	5,7	19	56
Сквозные трещины в перегородках, смещение карнизных плит, откалывание больших кусков штукатурки; трещины в несущем слое панелей наружных стен и в панелях внутренних стен, разрушение бетона в местах установки закладных деталей, раскрытие вертикальных швов, обозначение горизонтальных швов				
3	5	14,3	7	20,6
Трещины в перегородках, выкрашивание раствора из вертикальных стыков, тонкие трещины от углов проемов во внешнем слое наружных стен, в местах установки закладных деталей и в панелях внутренних стен, трещины в вертикальных стыках наружных стен				
2	28	80	4	11,7
Трещины в побелке вертикальных и горизонтальных стыков				
1	—	—	—	—

Таблица 11.4

Число поврежденных элементов (числитель — по дому № 70, знаменатель — по дому № 13)

Степень повреждения	Повреждения в панелях стен						Повреждения в вертикальных стыках	
	продольных	поперечных	1-го этажа	2-го этажа	наружных	внутренних	1-го этажа	2-го этажа
4	6/—	7/—	4/—	9/—	5/—	8/—	10/—	15/—
3	15/—	25/—	15/—	25/—	20/—	20/—	15/—	15/—
2	20/29	29/45	19/51	30/23	25/23	24/51	20/51	23/30
1	15/9	25/8	10/16	30/1	28/5	12/12	15/7	4/5

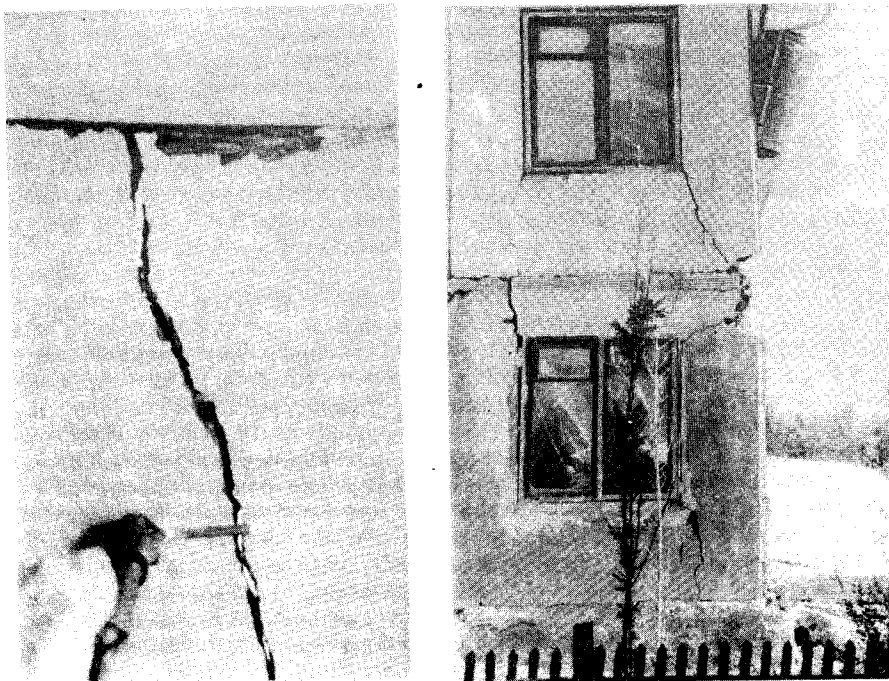


Рис. 11. 16. Трещины в панелях внутренних стен

Рис. 11. 17. Трещины в наружных стенах вблизи участка обрушения



Рис. 11. 18. Обрушение торца дома, не имевшего цокольного перекрытия и связей в остальных перекрытиях

опирания и сопряжения панелей вызвало изменение характера работы самих панелей. Отмечено их интенсивное деформирование из плоскости, соударение панелей, провисание перекрытий, обрушение лестничных маршей.

В результате подавляющее большинство крупнопанельных зданий Газли стало непригодно к разумному, с технико-экономической точки зрения, ремонту и требует разборки, хотя значительная часть панелей может быть использована для повторной сборки. В то же время те здания, пространственная целостность которых не была нарушена при первом землетрясении (например, № 13), вполне удовлетворительно перенесли и второе землетрясение. Четыре дома сохранили 2-ю степень повреждения (подобные повреждения получают обычно при расчетных землетрясениях крупнопанельные здания, имеющие антисейсмические усиления), повреждения семи зданий оцениваются 3-й степенью. Все эти здания принадлежали к третьей группе по конструктивному признаку, т.е. к тем, которые имели наиболее прочные связи между элементами.

Рассмотрим более подробно характер повреждений каждой группы зданий.

Двухэтажные здания постройки 1961–1963 гг. (первая группа).

1) Внутренние стены. Основным повреждением внутренних стен являлось раскрытие стыков между стенами разных направлений, сопровождавшееся разрывом связей или выдергиванием их из тела панелей. В слу-

чае, когда анкеровка закладных деталей была удовлетворительной, отмечались разрывы перемычек. Отсутствие достаточных связей между внутренними стенами и перекрытиями привело к тому, что панели внутренних стен, лишившись опор по контуру, сильно деформировались из своей плоскости. Очевидно, этим фактом, а также интенсивными колебаниями при землетрясении можно объяснить вертикальные трещины по середине пролета панелей. Установлено, что большая часть трещин проходит по электроканалам или старым волосяным трещинам, имевшимся в панелях. В отдельных случаях отмечались сквозные трещины с шириной раскрытия до 20 мм, также преимущественно вертикальные (рис. 11. 16).

2) Наружные стены. Характер повреждения наружных стен аналогичен описанному выше. Вследствие слабости связей панелей наружных стен между собой, с внутренними стенами и перекрытиями, а также слабой анкеровки закладных деталей отмечалось значительное раскрытие вертикальных и горизонтальных стыков и смещений панелей. Особенности конструктивных решений наружных стен, значительно ослабленных проемами, обусловили повреждение и самих панелей. Трещины, главным образом вертикального направления, проходили в перемычках по граням оконных проемов. В то же время эти трещины на фасаде даже наиболее пострадавшего дома № 77 (см. рис. 1. 2) выражены сравнительно слабо, а наибольшего раскрытия достигают в панелях, примыкающих к обрушившейся части здания (рис. 11. 17).

По-видимому, значительное их раскрытие вызвано тем, что падение торцовых панелей приводило к разрыву по ослабленным сечениям граничащих с ними фасадных панелей стен. Аналогичное явление наблюдалось в самих торцовых панелях с проемами, которые срезались по грани оконных проемов. Слабая анкеровка арматуры перемычек привела к тому, что арматура не смогла воспрепятствовать срезу перемычек.

3) Перекрытия. Полученные при обследовании данные позволяют считать, что именно плохая связь перекрытий между собой и отсутствие достаточной связи перекрытий со стенами наиболее ответственны за значительность повреждений домов этой группы. В домах № 69 и 70 отсутствовало цокольное перекрытие, вследствие чего отдельные стены оказались слабо связанными между собой в этом уровне. Это предопределило значительные перемещения нижней части стен первого этажа, что привело к потере устойчивости одной из стен и, как следствие, разрушению секции (рис. II. 18).

В домах № 76 и 77 перекрытия имелись во всех трех уровнях, но, как показало обследование, состояли из несвязанных между собой и со стенами панелей. Об этом свидетельствовали угол обрушившейся плиты, не имевший закладных деталей, разрушенные стыки без связи перекрытия со стенами, а также разрыв чердачного перекрытия дома № 76 по средней продольной оси. По всей длине дома (на всем протяжении разрыва, т.е. примерно на 40 м) обнаружена одна связь между плитами перекрытия и одна скрутка между перекрытием и стеной. Перекрытия не только смещались относительно стен на 15–20 см, но при возвратном движении, очевидно, ударяли кромками по верху стеновых панелей. Можно предположить, что одной из причин падения торцовых стен в этих домах было таранное действие перекрытий.

Полное сползание плиты перекрытия с одной из стен изменяло схему их работы (опирание по двум и трем сторонам вместо опирания по контуру), что приводило к значительному трещинообразованию и прогибам панелей перекрытий.

4) Прочие элементы. Фундаменты. При обследовании не обнаружено повреждений конструкций фундаментов или необратимых изменений в основании. Несмотря на то, что в результате разрыва водопроводных сетей при землетрясении 8 апреля 1976 г. часть основания дома № 77 была замочена (см. рис. I. 2), каких-либо заметных просадок основания или необратимых деформаций не обнаружено. В то же время отсутствие цокольного перекрытия или несвязанность его с цокольными балками вызвали значительные нагрузки на соединение цокольных балок между собой. В результате торцовая рандбалка стены дома № 77 (для дома № 70 аналогично) оказалась опрокинутой и произошел отрыв соединительной планки по сварному шву  $\delta_m = 3-4$  мм, что, вероятно, и привело к обрушению секции.

Лестницы получили значительные повреждения. Отмечались массовые сдвиги маршей относительно площадок, значительные трещины в площадках по верхней поверхности поперек длинного пролета, сдвиги площадок относительно монтажных столиков. Отмечалось общее сжатие лестничных клеток (сближение поперечных стен), что приводило к исчезновению зазора между маршами, деформациям металлических ограждений, а также явилось одной из наиболее вероятных причин выявления трещин в площадках (вследствие выпучивания вверх их середины). Все это обусловлено как недостаточной общей жесткостью зданий рассматриваемого типа в горизонтальной плоскости, так и несвязанностью элементов лестниц. В здании № 77, получившем наибольшие смещения элементов, одна из лестниц обрушилась из-за сползания верхнего марша с площадки.

Карнизные блоки были в удовлетворительном состоянии, что объясняется их лучшим по сравнению с другими элементами соединением между собой. Обрушение карнизных блоков происходило только из-за паде-

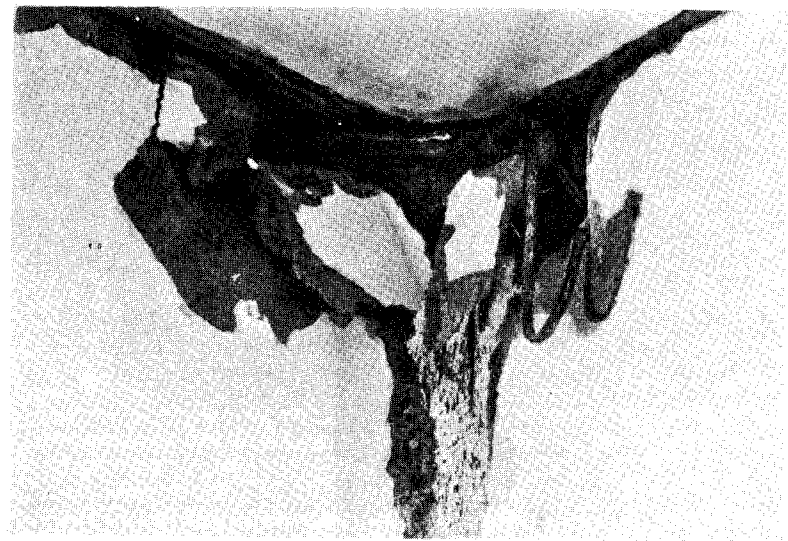


Рис. II. 19. Вырывы закладной детали и смещение стен относительно перекрытия



Рис. II. 20. Повреждение наружных стен дома



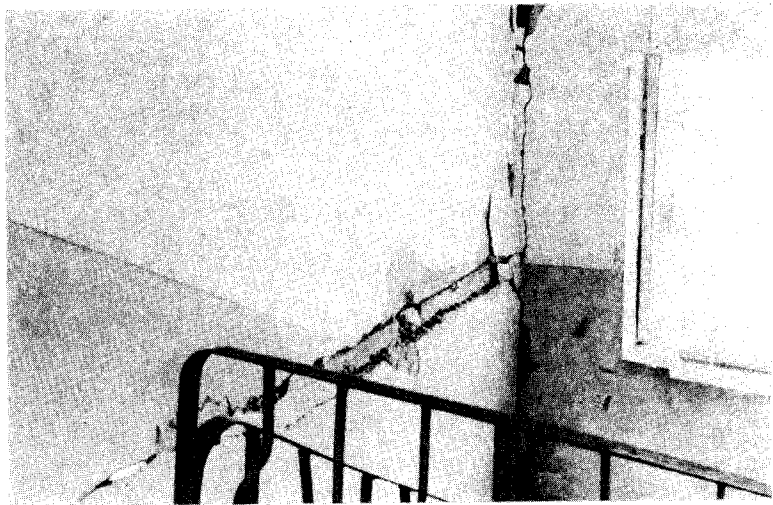


Рис. 11. 21. Повреждение горизонтального стыка стен лестничной клетки четырехэтажного дома

ния расположенных под ними стеновых панелей. Наблюдались случаи падения железобетонных дымовентиляционных блоков на крыше.

Здания постройки 1964–1965 гг. (вторая группа).

Рассмотрим повреждения этой группы зданий на примере дома № 81.

Внутренние стены. Характерным повреждением являлось значительное раскрытие вертикальных стыков до 6–8 см, сопровождавшееся выдергиванием закладных деталей из тела панелей (рис. 11. 19) или растягиванием гибких связей. Отмечались трещины в самих панелях (в основном, вертикальные).

Наружные стены также пострадали главным образом от расстройств стыков (рис. 11. 20). Трещины в самих панелях начинались от углов проемов и имели небольшую протяженность.

Перекрытия. Так же, как и в зданиях первой группы, остаточное смещение перекрытий относительно стен было значительным (до 5–7 см). Верхние части стен откалывались и сминались, что свидетельствовало о значительных перемещениях панелей стен и перекрытий в процессе колебания.

Трещины в перекрытиях небольшой ширины проходили в основном в середине длинного пролета и зачастую совпадали с направлением электроканалов.

Прочие элементы — фундаменты, лестницы, карнизные блоки — не получили сильных повреждений. Характер повреждений аналогичен описанному выше для домов первой группы, но степень повреждения меньше.

Двухэтажные дома постройки 1965–1966 гг. и четырехэтажный дом постройки 1968 г. получили наименьшие повреждения среди всех крупнопанельных зданий Газли.

Основной особенностью конструкции этих зданий, в отличие от ранее рассмотренных, является сравнительно хорошая связь плит перекрытий между собой, осуществленная с помощью непосредственной сварки выпусков арматуры из плит перекрытий.

Поэтому, несмотря на значительную податливость связей стен, вызвавшую значительное раскрытие вертикальных стыков и подвижку панелей, общая устойчивость здания обеспечивалась в гораздо большей степени.

Однако и в этой группе состояние зданий близко к предельному, что особенно видно на примере четырехэтажного дома, который получил значительные повреждения.

Внутренние стены. Основным типом повреждений является раскрытие вертикальных, а в четырехэтажном доме и горизонтальных стыков. Раскрытие вертикальных стыков в четырехэтажном доме доходило до нескольких сантиметров, отмечалась подвижка взаимно перпендикулярных стен. В двухэтажных домах трещины в вертикальных стыках имели меньшее раскрытие (в доме №13 трещины были волосяными, подвижек стен не отмечалось). В отличие от двухэтажных зданий, в стенах четырехэтажного здания отмечены более существенные повреждения горизонтальных стыков внутренних стен, особенно заметные в стенах лестничной клетки (рис. 11. 21). Характер трещин и отколов в горизонтальных стыках внутренних стен четырехэтажного дома свидетельствует о том, что швы работали как линейные шарниры с поворотом смежных панелей.

В рассматриваемой группе зданий перемычки над проемами внутренних стен были монолитно связаны с простенками. Вследствие включения в работу перемычек отмечались главным образом вертикальные трещины по краям проемов. Трещины в панелях внутренних стен имели, в основном, вертикальное направление, зачастую совпадали с электроканалами и, по всей вероятности, вызваны отклонениями панелей из плоскости.

Наружные стены. Повреждение наружных стен четырехэтажного здания было существенным, двухэтажных зданий — несколько меньше. Основные повреждения отмечались в горизонтальных и вертикальных швах и по краям проемов. Остаточные раскрытия трещин в стыках достигали нескольких миллиметров. Недостаточность связей между перекрытиями и наружными стенами привела к тому, что торцовые стены, имевшие большой пролет, значительно деформировались из своей плоскости, что вызывало их остаточное выпучивание на 5–10 см и образование вертикальных трещин в стыках.

Значительно повреждены панели наружных стен, причем трещины прошли по краям перемычек и простенков. Наклонных трещин в панелях наружных стен и перемычках практически не обнаружено.

Перекрытия. Трещины в перекрытиях, как и в ранее рассмотренных зданиях, проходили главным образом в середине длинного пролета плиты. В крайнем пролете здания вследствие выхода торцовой стены из-под перекрытия панель перекрытия деформировалась и имела многочисленные поперечные трещины и прогиб до 15 см.

По результатам сопоставлений, проведенных в ИМиСС АН Узбекской ССР, на степень повреждений крупнопанельных домов определенное влияние оказали грунтовые условия.

Выходы грунтовых вод на территории Газли в период строительства (1955–1965 гг.) не наблюдались. Все капитальные здания и сооружения были построены на основаниях, сложенных маловлажными грунтами. Расчетное давление на грунт принималось 2 кг/см<sup>2</sup>. Однако уже в 1966 г. в результате инфильтрации сточных, оросительных и сбросных вод в пределах застроенной части города уровень грунтовых вод установился на глубине до 0,5–2 м. Подъем грунтовых вод привел к изменению влажности и значительному ухудшению несущих свойств грунтовых оснований.

Особенно значительные просадочные явления наблюдались в первом

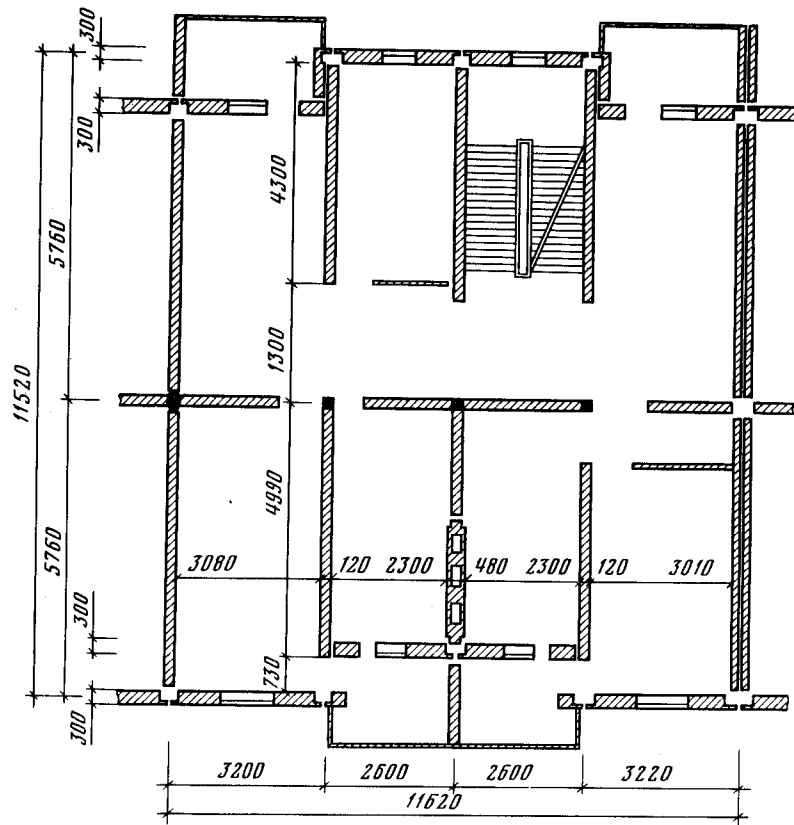


Рис. II. 22. План типового этажа SM-2 крупнопанельного дома по серии 1-464Y

микрорайоне, где мощность песков в два раза больше, чем во втором, и эти пески залегают непосредственно на глинах (за исключением редких слоев алевролитов). Абсолютная отметка первого микрорайона на 2–2,5 м ниже, чем второго. Это повлияло, по-видимому, на накопление подземных вод и подъем их уровня, в результате чего сооружения в первом микрорайоне получили больше повреждений, чем во втором.

**Крупнопанельные здания в Бухаре. Конструктивные решения.** Застройка Бухары крупнопанельными жилыми домами осуществляется с 1962 г. К 1976 г. на территории города было возведено около 200 крупнопанельных зданий различной этажности общей площадью порядка 450 тыс. м<sup>2</sup>.

Строительство крупнопанельных жилых домов ведется на основе типовых проектов серии 1-464Y и некоторых ее модификаций (1-464Y-4, 1-464Y-7, 1-464Y-8, 1-464YUM и др.), предназначенных для применения в сейсмических районах.

Типовые проекты крупнопанельных жилых домов серии 1-464 разработаны институтом ЦНИИЭПжилища. Привязка проекта к условиям Бухары осуществлялась институтами Узгоспроект, УзНИИградостроительства и ТашЗНИИЭП. Отдельные изменения в указанные проекты, касающиеся в основном размещения и габаритов балконов и лоджий, а

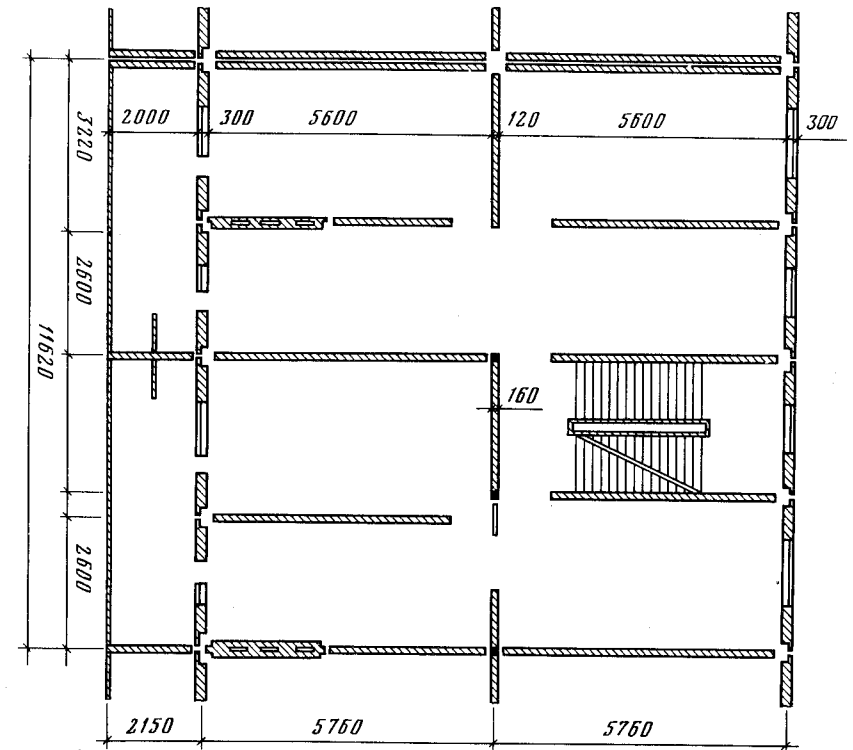


Рис. II. 23. План типового этажа секции 3Б-2Б крупнопанельного дома по серии 1-464Y

также устройства солнцезащиты, внесены конструкторским бюро Бухарского домостроительного комбината, являющегося основным застройщиком города крупнопанельными зданиями.

Основные различия между конструктивными и объемно-планировочными решениями зданий заключаются в способе устройства лоджий, наборе квартир и этажности. В большинстве крупнопанельных зданий лоджии выполнялись при помощи дополнительных сборных элементов (боковых вертикальных панелей и горизонтальных плит), присоединяемых при помощи петлевых и сварных соединений к наружным несущим стеновым панелям и плитам междуэтажных перекрытий. Имеется также ряд зданий, в которых организация лоджий была связана с нарушением прямолинейности наружных стен в плане.

Планы типовых этажей пятиэтажных крупнопанельных зданий показаны на рис. II. 22, II. 23. Крупнопанельные здания решены с продольными и поперечными несущими стенами. Плиты междуэтажных перекрытий опираются на стены по контуру. Наружные стены здания монтируются из панелей размером на комнату. Панели наружных стен изготавливаются однослойными толщиной 300 мм из керамзитобетона М-100, с армированием в виде легких контурных каркасов и сварных сеток в двух плоскостях. Внутренние стены надземной части монтируются из панелей толщиной 120 мм, выполненных из тяжелого бетона М-200 с односторонним

армированием в виде плоской сетки. Междупанельные перекрытия собираются из сплошных плоских плит толщиной 100 мм.

Объединение панелей и плит перекрытий в единую конструктивную систему производится при помощи угловых стоек с последующей заделкой узлов тяжелым бетоном (рис. II. 24).

Фундаменты для крупнопанельных зданий применяют трех типов: ленточные из монолитного бетона, ленточные из сборных бетонных блоков и свайные. Фундаменты первых двух типов применены при застройке I, III и V микрорайонов. Свай рассчитаны как висячие с сечением 30 x x 30 см и длиной 8 м. Для изготовления свай применяется бетон М-300 на сульфатостойком портландцементе.

В целом конструктивные решения крупнопанельных зданий Бухары приближаются к применяемым в сейсмических районах. В то же время показатели расхода материалов в них несколько ниже, чем в проектах зданий для районов с сейсмичностью 7 баллов.

В качестве примера ниже показаны показатели расхода материалов по надземной части четырехэтажных крупнопанельных зданий по проектам для условий Бухары и принятых для расчетной сейсмичности 7 баллов (12). В знаменателе показано процентное отношение к показателям для четырехэтажного здания для несейсмических районов.

Расчетная сейсмичность, баллы	—	7
Расходы бетона на 1 м <sup>2</sup> общей площади, м <sup>3</sup>	0,47	0,50
	100	107
Расходы стали на 1 м <sup>2</sup> общей площади, кг	16,2	25,3
	100	156

**Повреждения зданий.** При внешнем осмотре крупнопанельных зданий были обнаружены трещины в вертикальных и горизонтальных швах между панелями. В отдельных случаях выпал раствор из заделки швов, а также сдвинулись карнизные плиты.

Обследование наружных стеновых панелей позволило установить в некоторых из них наличие трещин, развивающихся от углов оконных и дверных проемов и в подоконной части. Ширина раскрытия трещин достигала 1,5—2,0 мм. В некоторых панелях торцовых наружных стен отмечены диагональные трещины с раскрытием до 0,3—0,5 мм (рис. II. 25, а, б, в). У панелей с внутренней стороны в большинстве случаев сохранился фактурный слой (покраска или побелка) или образовались волосяные трещины. Исходя из этого, можно сделать вывод, что большинство трещин в наружных панелях носит технологический характер или образовались в результате температурных воздействий и просадки грунтов.

В панелях внутренних стен отмечено появление волосяных трещин незначительной длины, развивающихся из углов дверных проемов. В некоторых сплошных панелях поперечных стен обнаружены сквозные вертикальные трещины, расположенные по середине пролета панелей и имеющие ширину раскрытия до 0,3 мм (рис. II. 25, г—е). Причиной образования трещин подобного типа явились повреждения панелей, вызванные технологическими, транспортными и монтажными факторами. При действии сейсмических нагрузок трещины проработались и проявились на фактурном слое.

Вертикальные и горизонтальные трещины образовались в отдельных случаях в местах пересечения внутренних продольных и поперечных

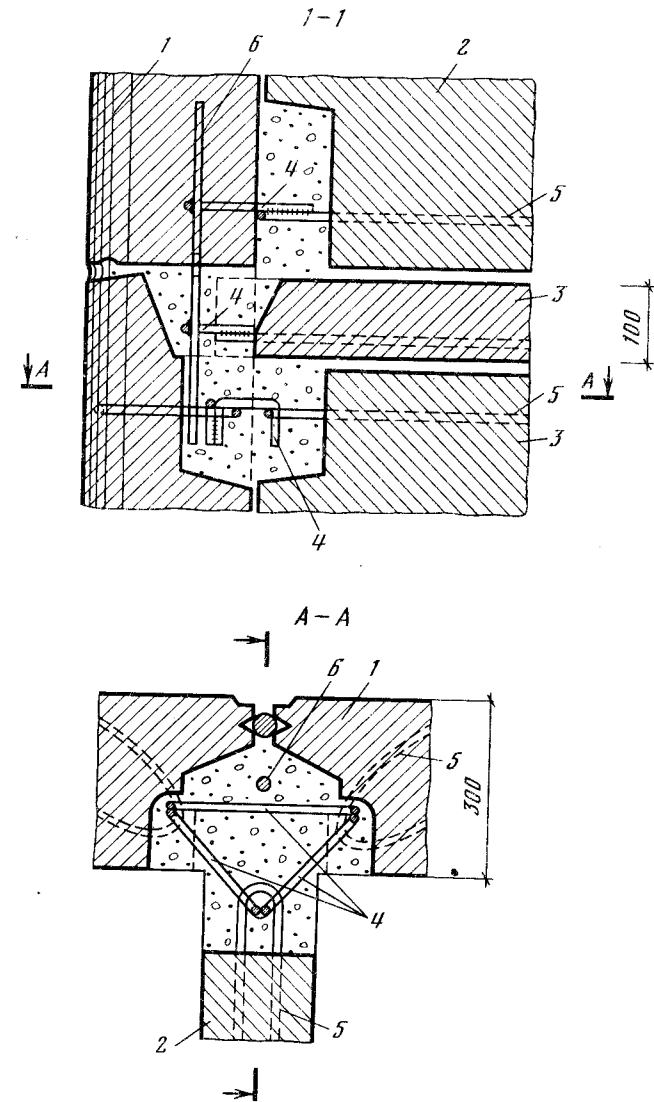


Рис. II. 24. Узел соединения наружных, внутренних стеновых панелей и плит перекрытий

1 — наружная опорная панель; 2 — внутренняя стеновая панель; 3 — плита перекрытия; 4 — арматурные скобы; 5 — арматурные петлевые выпуски; 6 — анкерный стержень

стен и в местах примыкания к ним плит перекрытий. Было отмечено также повреждение стыков между внутренними панелями. Одной из основных причин подобных повреждений следует считать недостаточную жесткость сопряжений, приводящую к подвижке панелей одной относительно другой. По свидетельству многих жителей крупнопанельных домов, во время землетрясения был слышен скрежет, характерный для

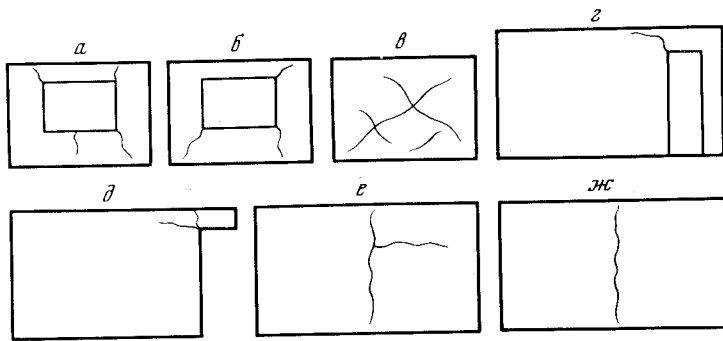


Рис. 11. 25. Схемы трещинообразования панелей наружных и внутренних стен

трущихся железобетонных элементов. В некоторых квартирах при этом происходили перекосы дверных косяков и заклинивание дверей.

При осмотре лестничных клеток крупнопанельных зданий отмечены волосяные трещины в местах примыкания маршей к стенам и площадкам, а также площадок к наружным и внутренним панелям. Во многих случаях происходило осыпание побелки и местами штукатурки.

Осмотр крупнопанельных зданий с лоджиями, образованными за счет нарушения прямолинейности наружных стен в плане, не выявил каких-либо повреждений, свидетельствующих о проявлении в примыкающих панелях явления "тарана".

В целом крупнопанельные жилые здания серии 1-464У, построенные по проектам для несейсмических районов, хорошо перенесли землетрясения интенсивностью 6-7 баллов. Их повреждения не влияют на несущую способность конструктивных элементов и не представляют опасности для жизни людей и сохранения материальных ценностей.

Следует отметить, что результаты обследования крупнопанельных зданий, перенесших землетрясения интенсивностью до 7 баллов в Бухаре, хорошо согласуются с опытными данными, полученными при взрыве в урочище Медео, а также с данными обследования аналогичных конструктивных систем после землетрясения в Джамбуле (1971 г.), и свидетельствуют о высокой сейсмостойкости крупнопанельных зданий [12, 13].

В крупнопанельных зданиях в Кагане и Навои после землетрясения 17 мая отмечены небольшие повреждения 1-й степени.

## ГЛАВА II. 3

### ОБЩЕСТВЕННЫЕ И ПРОМЫШЛЕННЫЕ ЗДАНИЯ РАЗЛИЧНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ СХЕМ

**Общественные здания с железобетонным каркасом (Газли).** Из ряда общественных зданий с железобетонным каркасом наибольший интерес представляет анализ работы зданий двухэтажной школы, дома техники, универмага, а также актового и спортивных залов двухэтажной и четырехэтажной школ.

Каркасное здание двухэтажной школы построено по проекту ТашЗНИИЭП (расчетная сейсмичность 8 баллов), переработанному для

условий несейсмических районов. Здание имеет сложный план и состоит из разделенных осадочными и температурными швами пяти основных двухпролетных отсеков, где расположены помещения классов, и из двух однопролетных пристроек, включающих актовый и гимнастический залы. Гимнастический зал расположен в одноэтажной пристройке, актовый зал — в двухэтажной пристройке на втором этаже, над помещениями школьной столовой.

Каркас здания выполнен из монолитного железобетона с сечениями колонн 36 x 38 см, поперечных и продольных ригелей соответственно 41 x 38 и 36 x 38 см. Проектная марка бетона 200. Армирование некоторых элементов каркаса, по СНиП II-A. 12-69\*, было недостаточным. В частности, отсутствовало армирование центральных зон узлов каркаса, не было необходимой анкеровки арматуры ригелей в колоннах, например, соединения ее с арматурой колонн. Расположение поперечной арматуры было редким, а количество недостаточным, в частности, в местах примыкания колонн и ригелей к центральной зоне узла. Швы перерывов в процессе бетонирования были расположены ниже мест примыкания колонн к ригелям и имели недостаточную прочность.

После землетрясения 8 апреля часть колонн каркаса среднего отсека в местах примыкания их к ригелям снизу получила существенные повреждения (рис. 11. 26), которые характеризовались раздроблением и откалыванием бетона в шве бетонирования с выпучиванием в некоторых случаях арматуры из-за отсутствия хомутов. Во многих поперечных ригелях вблизи узлов каркаса появилось по одной трещине, расширяющейся в верхней части, идущей примерно под углом в 30° к колонне от места сопряжения нижней грани ригеля с колонной. Появление этих трещин, возможно, было обусловлено началом нарушения сцепления и анкеровки верхней арматуры ригелей в бетоне колонн. Появились также многочисленные вертикальные или слегка наклонные трещины небольшой ширины в пролетах некоторых ригелей. Аналогичные горизонтальные трещины появились в наружных колоннах в местах защемления их в подоконную кирпичную кладку. В других отсеках школы железобетонный каркас после землетрясения 8 апреля значительных повреждений не имел, и в целом его несущая способность, по-видимому, осталась прежней.

В угловых колоннах актового зала, несущих крайние балки покрытия, появилось по широкой косой трещине с раздроблением бетона вблизи защемления колонн в кладке первого этажа. Повреждение колонн в этом месте носило характер разрушения их по наклонному сечению. В конструкциях покрытий над актовым и гимнастическим залами и в перекрытиях над помещениями классов раздробился и выпал раствор швов. Обрушений участков перекрытий, покрытий или элементов каркаса при землетрясении 8 апреля в здании школы не было. Внутренние и наружные кирпичные стены заполнения, а также перегородки в классных комнатах и в коридоре были разрушены диагональными трещинами, некоторые из них обрушились. В актовом и гимнастическом залах большие участки "приставленных" к колоннам наружных кирпичных стен также обрушились (рис. 11. 27).

После землетрясения 8 апреля основные поврежденные конструкции школы восстановлены: часть узлов каркаса усилена металлическими накладками, под наиболее поврежденными в пролете ригелями устроены порталы связи из стального проката, а в узлах поставлены кронштейны из швеллеров, увеличившие несколько степень рамности системы. В ме-

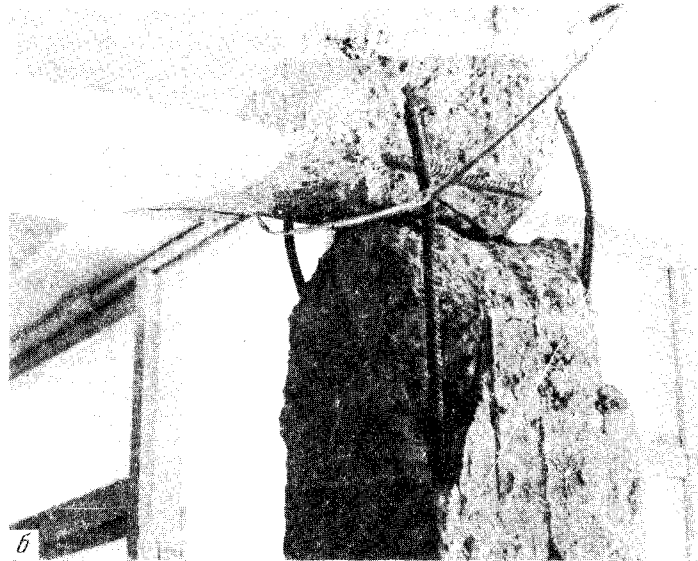


Рис. 11. 26. Разрушение крайних узлов каркаса школы при землетрясениях  
а — 8 апреля; б — 17 мая

стах разрушения примыкания колонн к ригелям снизу к выпучившейся арматуре приварены накладки с постановкой хомутов и последующим оштукатуриванием, что, по-видимому, не привело к восстановлению прочности железобетонных сечений. Кирпичные и гипсолитовые перегородки выполнены с укладкой арматуры. Заново, с устройством анти-

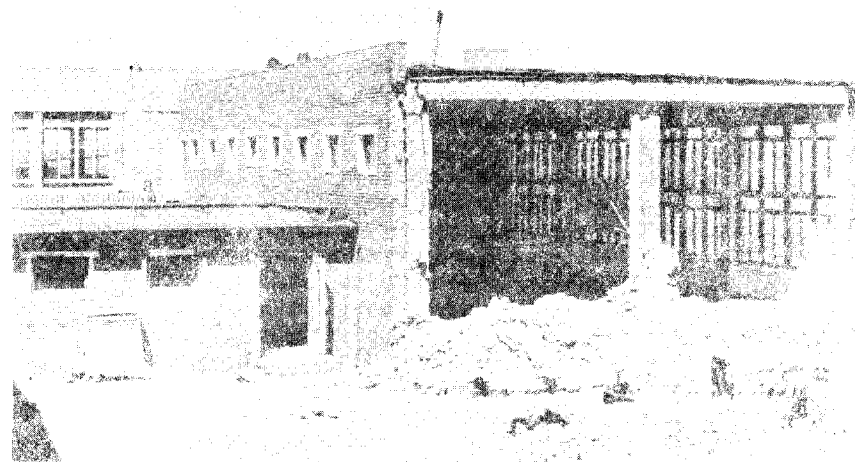


Рис. 11. 27. Обрушение торцовой стены спортзала при землетрясении 8 апреля

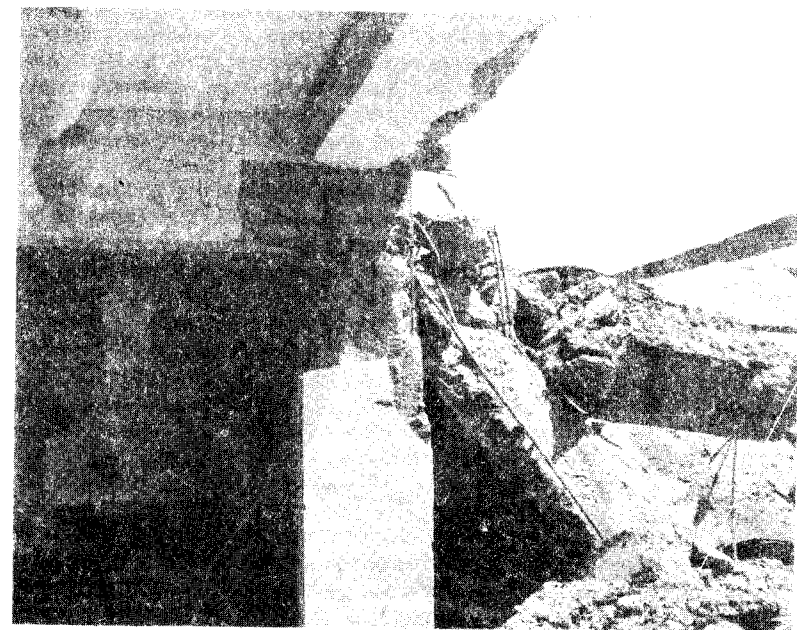


Рис. 11. 28. Разрушение узлов каркаса в месте примыкания ригелей к средней колонне при обрушении конструкций покрытия



сейсмических поясов, возведены стены актового и гимнастического залов.

После землетрясения 17 мая несущие и ограждающие конструкции во всех отсеках школы имели интенсивные повреждения или разрушения. Усиленные накладками узлы каркаса разрушены горизонтальными и наклонными трещинами, во многих узлах имели место выколы бетона и выпучивание арматуры. При этом в значительно большей степени, чем при первом землетрясении, сказались конструктивные и технологические дефекты каркаса: швы бетонирования каркаса в уровне верха колонн, не обеспечивавшие монолитности конструкции; отсутствие связи арматуры колонн и ригелей; поперечное армирование недостаточное для обеспечения сейсмостойкости.

В результате разрушения узловых зон и выкрашивания бетона колонн на высоте 30–50 см под ригелем на втором этаже в нескольких классах комнатах и вблизи лестницы произошло обрушение плит перекрытий (рис. II. 28). Практически все перегородки в здании повреждены, многие из них обрушились. Усиленные порталными связями ригели получили значительно меньшие повреждения в виде вертикальных и наклонных трещин, однако в нижних узлах примыкания связей к колоннам наблюдаются трещины и отколы участков поверхностного бетонирования. В школе отмечены разрывы труб отопления и водопровода. Стены и особенно простенки актового и гимнастического залов повреждены горизонтальными и наклонными трещинами, весьма существенны повреждения железобетонных колонн.

Двухэтажное здание Дома техники включало зрительный зал, расположенные на первом этаже вестибюль и фойе и на втором этаже помещения для культурной работы. Наружные и внутренние стены здания кирпичные, основные несущие конструкции выполнены из монолитного железобетона. Перекрытия над помещениями вестибюля, покрытие помещений второго этажа из часторбристых плит, опирающихся концами продольных ребер на монолитные колонны по одной поперечной стороне и всем торцом плиты на кирпичные стены с перемычками — по другой стороне.

После землетрясения 8 апреля стены здания были повреждены сквозными трещинами, обрушилась большая часть кирпичного парапета. Перегородки — кирпичные и из гипсолитовых плит — получили существенные повреждения, некоторые выпучились, многие разрушились. Имели место разрушения кирпичных пилястр в местах опирания на них ребер часторбристых плит покрытия. Сдвинуты с мест опирания некоторые перемычки над проемами окон второго этажа. Железобетонный каркас в здании поврежден практически не имел. Исключение составляли верхние торцы колонн второго этажа, к металлическим накладкам которых были приварены концы ребер плит покрытия. Здесь из-за отсутствия поперечной арматуры в верхней части колонн при горизонтальных смещениях плит отогнулись торцы рабочей арматуры с отколом бетона (рис. II. 29).

После 17 мая большинство конструкций второго этажа обрушилось, что повлекло разрушение и падение плит над первым этажом. Все кирпичные стены были повреждены сквозными трещинами с шириной раскрытия до 2–3 см. Бетонные плиты отмостки вокруг Дома техники разрушены трещинами шириной 1,5–2 см, что свидетельствует об интенсивных деформациях грунта при сейсмическом воздействии.

Двухэтажное трехпролетное здание универмага имело кирпичные



Рис. II. 29. Разрушение верха колонн в Доме техники после землетрясения 8 апреля

стены с большими оконными проемами и два ряда внутренних железобетонных колонн, на которые опирались продольные железобетонные ригели. В торцах здания ригели опирались на наружную кирпичную стену и на кирпичную стену лестничной клетки. Опирание ригелей на колонны было близким к шарнирному, в то же время конструкция крепления к колонне и соединение их между собой с помощью накладок, привариваемых к закладным деталям, обеспечивали некоторую рамность в узле. Многопустотные плиты перекрытий в среднем пролете опирались на ригели, а в крайних — одним концом на ригели, другим — на стены.

После землетрясения 8 апреля существенные повреждения в виде широких трещин имели кирпичные стены универмага. Разрушился участок кирпичной стены лестничной клетки в месте опирания одного из продольных ригелей покрытия над вторым этажом. Это привело к падению ригеля и опиравшихся на него плит (см. рис. I. 6, а). После землетрясения 17 мая все стены были разрушены. Обрушились крайние ригели и два ряда плит покрытия и перекрытия, опиравшихся на стены. Сохранились лишь два ряда внутренних колонн с ригелями и плитами (см. рис. I. 6, б).

**Промышленные здания с железобетонным каркасом в Газли.** Промышленное строительство в Газли началось сравнительно недавно. Поэтому при застройке промышленной зоны поселка применялись современные конструктивные решения зданий.

Все здания построены без антисейсмических мероприятий. Однако в связи с особенностями проектирования промышленных зданий (учет крановых нагрузок, сопряжения сборных элементов и т.п.) в некоторых из них по существу были предусмотрены минимальные конструктивные мероприятия. Всего обследовано 13 зданий. Все здания характеризуются сравнительно небольшими размерами в плане и пролетами 9; 12 и 15 м. По конструктивному признаку эти здания можно разделить на следующие четыре группы: здания смешанной конструктивной схемы, железобетон-

ные каркасные здания с самонесущими стенами, здания с каркасом из стальных труб и здания со стальным каркасом и облегченными покрытиями.

Вначале рассмотрим расположенные рядом два складских здания, которые выполнены с железобетонным каркасом. Склад №1 представляет собой открытый навес без стенового ограждения, а склад №2 выполнен с самонесущими стенками.

Оба здания выполнены со сборным железобетонным каркасом с пролетами по 12 м, шагом колонн 6 м и разделены деформационными швами на два отсека каждый. Покрытия — сборные железобетонные ребристые плиты, уложенные по двускатным железобетонным балкам. Балки приварены к колоннам, вертикальные связи между стропильными конструкциями отсутствуют. Сборные железобетонные колонны склада №1 с размерами 30 x 30 см, армированы 4  $\phi$  16 А-II ( $F_a = F_a^1 = 4,02 \text{ см}^2$ ) и хомутами  $\phi$  6 мм с шагом 20—25 см. Бетон марки 200—250.

Здание склада № 2 имеет размеры в плане 12 x 66 м и высоту 6,0 м. Основной отсек склада длиной 48 м выполнен со стеновым ограждением из самонесущих кирпичных стен толщиной 1,5 кирпича, а остальная часть длиной 18 м без стен. Колонны этого склада сечением 40 x 40 см армированы 4  $\phi$  18 А-III.

После землетрясения 8 апреля оба склада имели незначительные повреждения. Отмечены небольшие отклонения от вертикали колонн склада №1, которые были связаны с неравномерной осадкой фундаментов. Самонесущие стены склада № 2 были повреждены сквозными трещинами и отделились от колонн каркаса. После землетрясения 17 мая конструкции складов получили серьезные повреждения и разрушения.

В здании склада №1 в основании почти всех колонн наблюдались сквозные трещины, ширина раскрытия которых достигала 3 мм. В отдельных колоннах имелись выколы бетона в сжатой зоне сечения и выпучивание продольной арматуры (см. рис. 1.10). Характер и степень повреждений колонн свидетельствовали о практически полном исчерпании их несущей способности при восприятии горизонтальных нагрузок (образование пластических шарниров). Дальнейшая эксплуатация этого склада была возможна только после усиления колонн. Наряду с появлением пластических шарниров в основании колонн имели место повреждения в несущих конструкциях покрытия. В опорной зоне стропильных балок появились сквозные наклонные трещины, свидетельствовавшие о значительных поперечных силах при вертикальных колебаниях балок. Наибольшие трещины с выколами защитного слоя бетона наблюдались в местах опирания балок на колонны. Такие повреждения могли возникнуть вследствие действия реактивных опорных моментов в стропильных конструкциях каркаса. В сборных железобетонных панелях покрытий появились сквозные трещины в месте стыков крайних поперечных и продольных ребер, а также отрывов полок плит от продольных ребер у опорных участков.

Перемещения колонн склада №1 из плоскости достигали в уровне покрытия 15—20 см. Диск покрытия сильно деформировался в вертикальной плоскости. О неравномерных осадках отдельных фундаментов свидетельствовали также трещины в грунте (до 4—5 см) между гранями колонн и грунтом.

В здании склада № 2 полностью обрушились самонесущие продольные стены и кирпичные перегородки.

В колоннах закрытого отсека склада № 2 на высоте около 2 м, т.е. 1/3 высоты колонн, наблюдались сквозные трещины с оголением и вы-

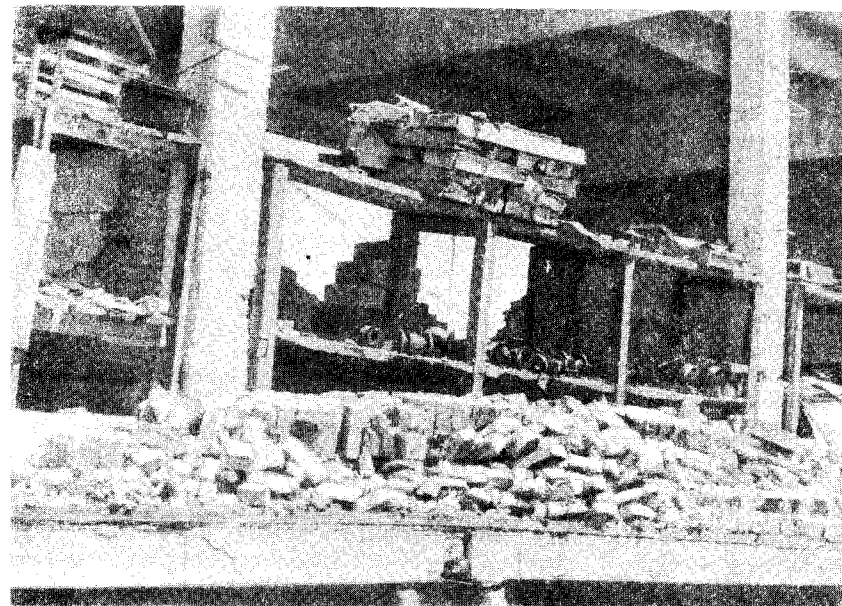


Рис. 11. 30. Обрушение стен, сквозные трещины и выколы бетона в колоннах склада №2 ГНПУ

пучиванием арматуры (рис. 11. 30). Это также свидетельствует о появлении пластических шарниров. Их расположение по высоте колонн (что весьма характерно для повреждений железобетонных каркасов в промышленной зоне) могло обуславливаться жесткостью и обрушением отдельных участков стен, а также поворотом фундаментов, т.е. нежесткой заделкой оснований колонн.

Несомненно, результаты обследования конструкций складов свидетельствуют о наличии значительной вертикальной составляющей сейсмического воздействия (трещины в растянутой зоне балок покрытия и др.).

**Здания смешанной конструктивной схемы в Газли.** К этой группе относятся здания ремонтно-механического цеха, ремонтных мастерских автопарка и деревообрабатывающего комбината. Ремонтно-механический цех представлял собой здание с пролетами 6+9+6 м и шагом колонн 6 м. Здание решено по смешанной конструктивной схеме с внутренним каркасом и наружными продольными несущими стенами. Средний девятиметровый пролет со сборными железобетонными колоннами оборудован легкой кран-балкой. Сечение подкрановой части колонн 30 x 30 см, надкрановой части — 30 x 20 см. Торцовая часть размером 21 x 9 м выполнена полностью с несущими кирпичными стенами. Покрытие состоит из сборных железобетонных плит, уложенных по сборным железобетонным балкам. Продольные стены выполнены из кирпичной кладки и в одном пролете усилены пилястрами. Стеновым ограждением верхней части среднего пролета служат навесные панели с алюминиевым каркасом, обшивкой из плоских асбестоцементных листов и утеплителем из минераловаты. Ряд панелей внутри был заложено кирпичом.

При землетрясении 17 мая полностью обрушились торцовые стены и примыкающие к ним продольные стены, покрытие крайних пролетов на

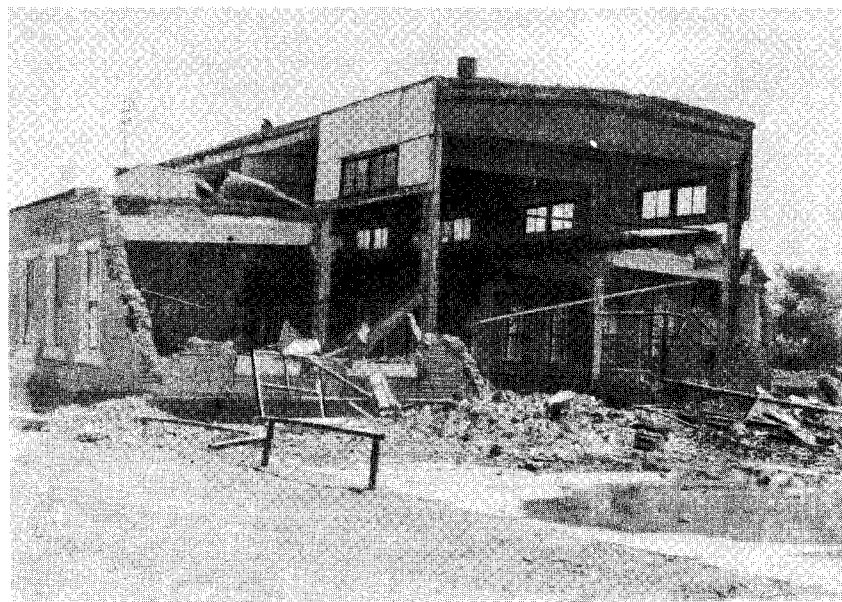


Рис. 11.31. Обрушение стен и покрытия крайних пролетов ремонтно-механического цеха

участке длиной 6 м (рис. 11.31), а также часть панелей среднего пролета. Железобетонные колонны повреждены горизонтальными и наклонными трещинами с выколами бетона и обнажением стержней арматуры, особенно вблизи опорных консолей. Во многих балках отмечены сквозные трещины в местах их опирания на консоли колонн (рис. 11.32). В верхней зоне железобетонных балок среднего пролета имелись вертикальные трещины. Все это свидетельствовало о больших вертикальных колебаниях грунта.

Здания ремонтных мастерских и деревообделочного комбината (ДОК) имеют практически одинаковые объемно-планировочные решения. Вертикальными несущими конструкциями этих двух пролетных зданий являются сборные железобетонные колонны с шагом 6 м и торцовые каменные стены (кирпичной кладки в здании ремонтно-механических мастерских и из бетонных блоков в здании ДОК). Покрытия выполнены из сборных железобетонных плит, уложенных на сборные железобетонные балки и на торцовые каменные стены. При землетрясении 17 мая продольные самонесущие стены и часть торцовых стен с покрытиями обрушились. Во всех кирпичных перегородках возникли сквозные трещины, отмечены проломы и расслоение кладки в стенах.

Обследование показало, что все здания этого конструктивного решения получили серьезные разрушения основных несущих конструкций, которые привели к обрушениям покрытий.

**Каркасные здания с самонесущими стенами.** Всего обследовано четыре здания этой конструктивной схемы, в том числе рассмотренный склад № 2. Здания котельной и гаража представляют собой однопролетные здания с пролетами 12 и 15 м, размерами в плане 12х24 и 15х60 м соответственно. Колонны сборные железобетонные, сечением 40х40 см.

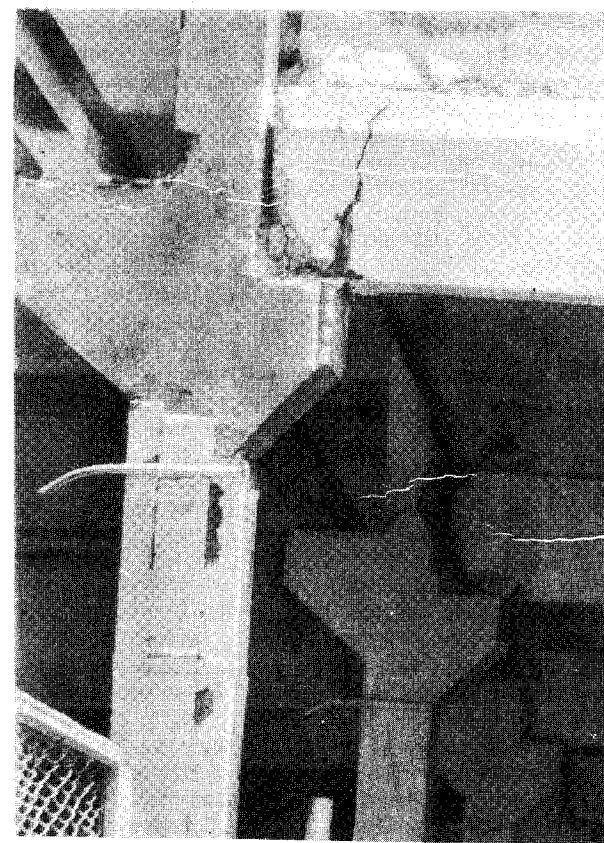


Рис. 11.32. Повреждения опорных участков стропильных балок

В этих зданиях при землетрясении обрушились участки самонесущих стен: в котельной верхняя половина торцовой стены, а в здании гаража — продольная стена заполнения на участке длиной 6 м. Другие стены расслоились. Эти повреждения были вызваны действием инерционных сил из плоскости стен, поскольку связь последних с каркасом оказалась недостаточной для восприятия возникающих усилий. В здании гаража связь стен с каркасом вообще отсутствовала. В некоторых колоннах появились сквозные трещины на высоте 1,5–2,5 м от уровня пола.

Наиболее сильные разрушения из зданий этой группы получило здание цеха. Этот цех представлял собой двухпролетное здание с размерами в плане 12 х 36 м и сеткой колонн 6 х 6 м. Колонны выполнены из железобетонных элементов сечением 40 х 40 см, покрытие из железобетонных плит по сборным железобетонным балкам.

При землетрясении в одном из пролетов обрушилось покрытие на участке длиной 12 м. Частично разрушены также самонесущие стены и сборные перегородки. Подвижка одной из балок покрытия относительно стены достигала 7 см. Анализ подтвердил относительно высокую степень сейсмостойкости каркасных зданий с железобетонными несущими конструкциями.

Здания со стальными несущими конструкциями. В промышленной зоне Газли интенсивным сейсмическим воздействием подверглись ряд промышленных и вспомогательных зданий с несущими конструкциями из стали. Несколько цехов имели стальной каркас со сквозными колоннами из четырех уголков с решеткой по четырем граням и фермами треугольного или трапециевидного очертания пролетом 9–15 м. Как правило, в качестве стенового ограждения применялись кирпичные самонесущие стены и навесные панели с алюминиевым каркасом, обшивкой из плоских асбоцементных листов и утеплителем из минераловаты. Обследование цехов после землетрясения 17 мая показало, что в основном сильные повреждения, а местами разрушения и обвалы получили самонесущие кирпичные стены. Асбоцементная обшивка отдельных панелей была повреждена трещинами (экспериментальный цех эмалирования труб, цеха автотранспортной колонны), а в каркасах зданий никаких повреждений не отмечено. Аналогичная картина наблюдалась в здании пекарни, которое после землетрясения 8 апреля было восстановлено, разрушенные кирпичные стены заменены металлическим каркасом с навесными панелями.

На территории расположено несколько гаражей и навесов для автомашин. Три из них имеют каркас из трубчатых элементов (газовых труб) в виде стоек и ферм, изготовление которых осуществлено в построечных условиях. В двухпролетном (2 x 4,5 м) навесе длиной 78 м консольные участки ферм опирались по проекту на стойки из труб диаметром 100 мм. С другой стороны стены отсутствовали. Покрытие выполнено из плит 1,5 x 6 и 3 x 6 м, рулонный ковер устроен по цементной стяжке и слою минераловаты. При строительстве были допущены отклонения в расстояниях колонн и многие фермы опирались не на стойки, а на кирпичную стену (рис. II. 33).

В результате землетрясения 17 мая большие участки продольных стен обрушились. Потерявшие опоры консольные участки ферм в нескольких рядах прогнулись, что повлекло обрушение железобетонных плит покрытия (рис. II. 34). Имели место потери устойчивости и сплющивание трубчатых поясов на опорах, отрыв и падение горизонтальных распорок между фермами. Необходимо отметить, что многие трубчатые фермы не имели стоек и раскосов в местах опирания на среднюю колонну; монтажная сварка большинства конструкций заменена только прихватками. Расчеты показали, что напряжения от вертикальных нагрузок в крайних волокнах поясов при удалении крайних опор вдоль стены могли достигнуть 2260 кгс/см<sup>2</sup>. Таким образом, обрушение стены могло вызвать исчерпание несущей способности ферм при статических постоянных нагрузках. В двух гаражах с трубчатыми фермами пролетом 9 м и длиной 20–30 м продольные стены повреждены сквозными трещинами, а плиты покрытия имели значительные взаимные сдвиги.

В стадии строительства находилось здание с трубчатыми стальными колоннами высотой около 6 м и треугольными фермами из уголков. Пролет цеха 9 м, длина 42 м. К моменту землетрясения был полностью разведен каркас, причем связь между отдельными рамами обеспечивалась только с помощью двух прогонов вблизи одного из рядов колонн. Наружные стены из шлакоблоков толщиной 390 мм были возведены только на две трети. При землетрясении консольные участки стен (простенки) обрушились. Во многих фермах имело место выпучивание элементов в плоскости ферм, две фермы получили деформации из плоскости до 100–150 мм.

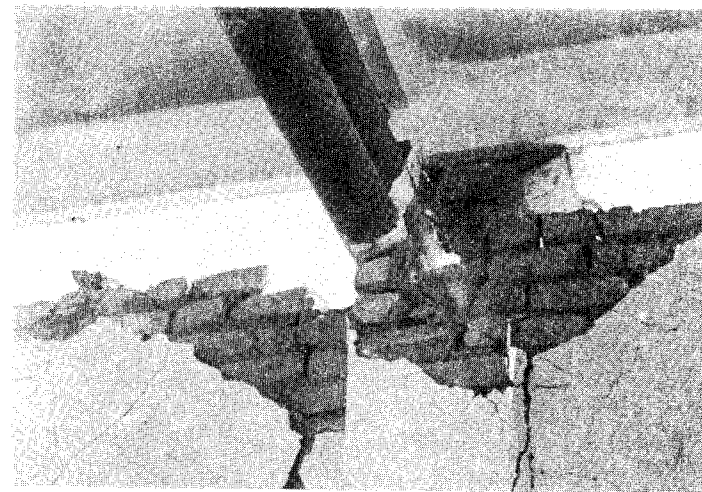


Рис. II. 33. Деталь неправильного опирания трубчатых ферм навеса для автомашин

Выпучивание средней стойки фермы №1 (рис. II. 35) объясняется, по-видимому, соударениями с торцевой фахверковой колонной. Деформации крайней панели фермы могли быть вызваны некоторой неравномерностью узлов сопряжения ферм с трубчатыми колоннами (фермы приварены к опорному фланцу на вершину колонны).

Для оценки возможных значений инерционных сейсмических нагрузок на здание цеха и отдельные его конструкции выполнены проверочные расчеты. В частности, определены критические усилия в элементах ферм при потере устойчивости в плоскости и из плоскости, для верхнего и нижнего поясов в целом при деформировании из плоскости, а также усилия от вертикальной нагрузки, равной собственному весу фермы и направленной сверху вниз и снизу вверх\* [4].

Собственный вес фермы составляет 356 кг, период ее колебаний в вертикальной плоскости 0,037 с. Жесткость правой опоры  $K_{П} = 16,5$  кгс/см, левой  $K_{Л} = 186,5$  кгс/см. Период колебаний цеха в горизонтальной плоскости 0,31 с.

Сравнение результатов вычислений показало, что потеря устойчивости раскосов, нижнего пояса и стоек ферм 2–5 вблизи середины пролета не может быть объяснена развитием больших ускорений при колебаниях ферм в вертикальной плоскости по первой форме.

По-видимому, в связи с разной жесткостью стоек цеха (предполагалось поставить в нем легкое крановое оборудование), а также большой гибкостью из плоскости практически не связанных между собой ферм покрытия при землетрясении возникали несинфазные колебания отдельных опор, которые приводили к сложному характеру деформирования ферм (по второй форме вертикальных колебаний или по схеме полуконсоли, частично защемленной в среднем сечении).

Потеря устойчивости ферм №4 и 5 из плоскости могла быть вызвана работой нижнего пояса как распорки при передаче инерционных на-

\* В проведении расчетов принимала участие инженер Е.И. Наклонова.



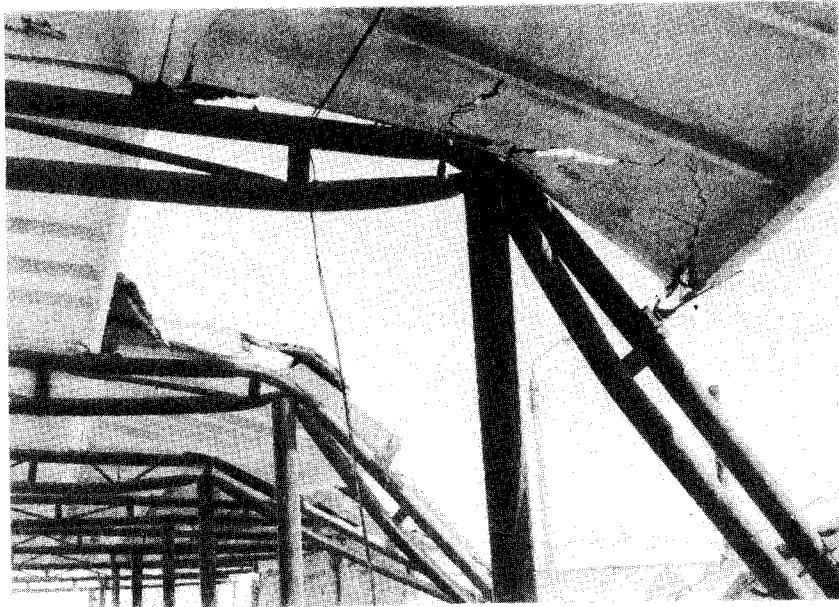


Рис. 11. 34. Деформация консольных участков ферм и обрушение плит покрытия навеса после землетрясения 17 мая

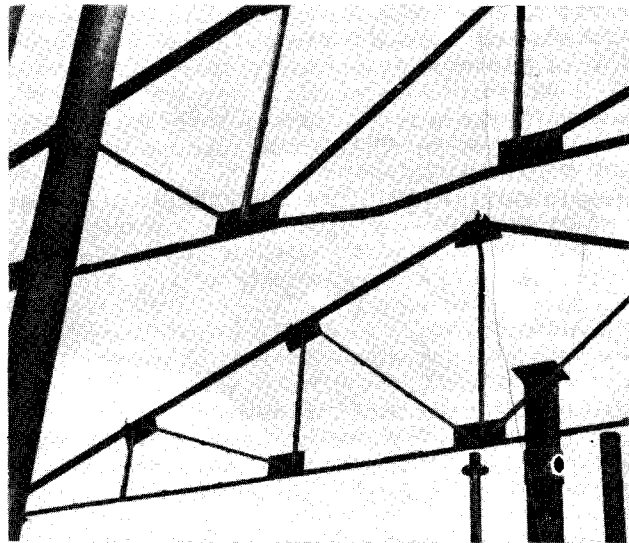


Рис. 11. 35. Потеря устойчивости элементов ферм

грузок от повреждавшегося стенового заполнения. В этом случае, исходя из значения критического усилия для нижнего пояса, эквивалентная статическая нагрузка в уровне верха колонн равна не менее 1,5–1,8 тс. Амплитуда колебаний каркаса составляла 7–9 см, относительный угол поворота колонн – 1/60–1/100. Приведенная масса покрытия (с учетом стенового заполнения) равна 3,3 т, т. е. условное ускорение верха цеха могло быть порядка  $a = 1,5/3,3g = 0,455g$ , а горизонтальное воздействие в основании здания (при  $\beta = 3$ ) в диапазоне 0,1–0,15g. Полученные оценки согласуются с результатами расчетов, выполненных для одноэтажных зданий-навесов с железобетонным каркасом (см. часть III).

В расположенном перпендикулярно в 200–250 м эксплуатируемом цехе аналогичной конструкции высотой около 3,5 м с покрытием из щитов из волнистой асбофанеры по трубчатым прогонам никаких повреждений несущих конструкций не обнаружено, но торцовая стена из шлакоблоков полностью обвалилась. Другие цеха с покрытием из ферм с перегибом нижнего пояса повреждений несущих конституций также не имели.

Анализ свидетельствует об удовлетворительном состоянии основных несущих конструкций зданий со стальными каркасами. Разрушение навеса для автомашин объясняется неудовлетворительной конструктивной схемой и отступлениями от проекта при строительстве. Повреждения и обрушения самонесущих кирпичных стен, а также панелей ограждения свидетельствуют о необходимости пересмотра некоторых требований к их проектированию в сейсмических районах.

**Промышленные здания в Бухаре.** Промышленные здания в Бухаре представлены зданиями разнообразных конструктивных решений от жестких с несущими кирпичными стенами до современных каркасных с навесными панелями. Большинство промышленных предприятий города находится в северо-восточном и юго-восточном промышленных узлах, т.е. в зоне 7-балльного воздействия землетрясения. Грунты здесь представлены супесями, суглинками и частично песком; уровень грунтовых вод высокий и находится в пределах от 0 до 3 м. Обследовано 58 производственных зданий (производственные здания хлопкоочистительного завода, домостроительного комбината, котельных, ремонтно-механических мастерских, производственного здания шелкоткальной, трикотажной фабрик и других предприятий), а также несколько сооруже-

ний. При обследовании зданий и сооружений устанавливались характерные остаточные деформации в конструкциях, появившиеся в результате землетрясения 17 мая.

По конструктивным признакам обследованные промышленные здания можно разделить на следующие четыре группы:

- 1) каркасные здания с навесными панелями стенового ограждения;
- 2) каркасные здания с самонесущими каменными стенами;
- 3) здания смешанной конструктивной схемы с несущими наружными каменными стенами и внутренним железобетонным каркасом;
- 4) здания с несущими каменными стенами.

*Каркасные здания с навесными панелями стенового ограждения.* Обследовано 15 одноэтажных каркасных зданий с навесными панелями стенового ограждения, объемно-планировочные и конструктивные решения которых характерны для современного промышленного строительства. Все здания решены в унифицированных типовых секциях с сеткой колонн 6 x 12, 6 x 18, 12 x 18 м. Длина температурных блоков находится



в пределах 36-72 м, высота зданий от 3,6 до 13 м (чаще всего от 6,0 до 10,8 м). Шаг колонн крайних рядов — 6,0 м, средних рядов — 6 и 12 м.

Каркасы зданий из сборных железобетонных конструкций. Колонны жестко заделаны в железобетонные фундаменты стаканного типа. Сечение большинства колонн прямоугольное с размерами в основном 30 x 30, 40 x 40, 50 x 50 см. В отдельных зданиях сборные железобетонные колонны выполнены двухветвевым сечением 50x120 и 50x140 см. На колонны опираются сборные железобетонные стропильные фермы, предварительно напряженные балки, а в некоторых случаях применены стальные стропильные фермы.

По стропильным конструкциям уложены железобетонные ребристые плиты покрытия размерами 1,5 x 6 и 3 x 6 м, на отдельных объектах 3x12 м. Кровля рулонная. Стеновое ограждение выполнено из навесных керамзитобетонных панелей размерами 1,2 x 6 и 1,5 x 6 м. Крепление панелей с колоннами принято типовым с использованием стальных опорных столиков. Внутренние перегородки зданий выполнены из кирпичной кладки толщиной 25 или 12 см.

Обследование показало, что каркасные здания с навесными панелями стенового ограждения значительно лучше других типов промышленных зданий перенесли 7-балльное землетрясение.

В основных несущих конструкциях каркаса зданий повреждений не обнаружено. Отмечены отдельные повреждения в плитах покрытия на одном объекте — цехе №2 Бухарского деревообрабатывающего завода. Здесь имелись трещины и выколы бетона в продольных ребрах плит покрытия в местах опирания на стропильные конструкции. Основные повреждения относятся к несущим элементам здания — кирпичным перегородкам и швам между стеновыми панелями.

В кирпичных перегородках наблюдались вертикальные, горизонтальные и косые сквозные трещины, в зависимости от ориентации этих конструкций относительно направления сейсмических волн. Имел место отрыв перегородок от колонн, сопровождавшийся расслоением кладки в месте примыкания к колоннам. Интенсивность и характер повреждений перегородок в значительной мере связаны с качеством кирпичной кладки и отсутствием крепления перегородки к каркасу.

Во всех зданиях этой группы происходили подвижки по швам между стеновыми панелями, сопровождавшиеся в отдельных случаях выпадением раствора из швов.

Из обследованных 15 объектов в 10 имелись кирпичные перегородки и все они получили повреждения. Такой же характер повреждений перегородок наблюдался при Джамбулском землетрясении 10 мая 1971 г. интенсивностью 7 баллов [12].

Опыт этих землетрясений (Джамбулского и Газлийских 1976 г.) свидетельствует о том, что основные повреждения и затраты на восстановительные работы в современных каркасных промышленных зданиях с навесными панелями относятся в основном к кирпичным перегородкам. Поэтому представляется целесообразным вместо кирпичных применять легкобетонные армированные перегородки.

В целом, современные каркасные здания вполне удовлетворительно перенесли землетрясение, в них практически не было повреждений несущих конструкций. Отсутствие повреждений в несущих элементах и соединениях свидетельствует о наличии резерва прочности в конструкциях. Опыт этих последних землетрясений свидетельствует о целесообразности проведения специальных исследований для выявления возможности

применения типовых серий каркасных промышленных зданий, разработанных для сейсмических районов, для строительства в зонах с 7-балльной сейсмичностью.

*Каркасные здания с самонесущими наружными стенами.* Каркасные здания с самонесущими наружными стенами сосредоточены в юго-восточном промышленном узле Бухары. Всего обследовано 8 зданий этой группы.

Наряду со зданиями современных объемно-планировочных и конструктивных решений имеются здания устаревших конструкций с нетиповой сеткой колонн 6 x 15, 6 x 21 м. Шаг колонн 6 м. Высота объектов 5,6 — 10,8 м. Сечение колонн прямоугольное с размерами 30 x 30 и 40 x 40 см. Колонны жестко заделаны в железобетонных фундаментах стаканного типа.

Покрытие сборное железобетонное из типовых ребристых плит размерами 1,5 x 6, 3 x 6 м по сборным предварительно напряженным железобетонным балкам. Кровля рулонная.

Стеновое ограждение выполнено из самонесущих кирпичных стен толщиной 1,5 кирпича. Самонесущие стены не связаны с каркасом. Перегородки всех зданий этой группы толщиной в 1/2 и 1 кирпич также не связаны с каркасом.

В восьми обследованных каркасных зданиях с самонесущими наружными стенами так же, как и в каркасных зданиях со стеновыми навесными панелями, повреждений несущих железобетонных элементов каркаса не наблюдалось. Немногочисленные повреждения в узловых соединениях каркаса. Однако в зданиях этого типа сильно пострадали кирпичные самонесущие наружные стены и перегородки. Характерными повреждениями самонесущих стен являются наклонные и горизонтальные сквозные трещины, отрыв торцовых стен от продольных и покрытия до 40 мм, обрушение парапетов и участков продольных и поперечных стен.

В здании ремонтно-механического цеха Бухарского комбината производственных предприятый обрушился участок продольной стены длиной около 30 м. Продольная ось здания ориентирована перпендикулярно преобладающему направлению сейсмического воздействия. Связь продольной стены с железобетонным каркасом и покрытием оказалась недостаточной для восприятия инерционных сил, возникающих при колебании стены из плоскости, что и привело к ее обрушению.

В здании котельной Бухарского винозавода наблюдался отрыв верхней части торцовой стены от продольных стен и покрытия примерно на 30—40 мм с разрушением парапета и образованием множества вертикальных сквозных трещин по всей высоте торцовой стены. Такие повреждения, вероятно, вызваны колебаниями каркаса при землетрясении, при которых покрытие оказало таранящее действие на торцовые стены.

Характерными повреждениями перегородок были сквозные и горизонтальные трещины. В некоторых зданиях в местах пересечения внутренних и наружных самонесущих стен образовались вертикальные сквозные трещины шириной 5—10 мм. В зданиях падала штукатурка стен.

В арматурном цехе Бухарского домостроительного комбината, кроме отдельных повреждений кирпичного заполнения, имелись повреждения сварных швов (в виде трещин с шириной раскрытия 0,5—1 мм) в местах опирания железобетонных подкрановых балок на консоли колонн. На отдельных объектах наблюдался также относительный сдвиг в продольном направлении плит покрытий по швам между ними.

Каркасные здания с самонесущими каменными наружными стенами

значительно хуже перенесли землетрясение, чем каркасные здания с навесными панелями стенового ограждения. Восстановление этих зданий связано с усилением кирпичных самонесущих стен или заменой их на железобетонные панели, что приводит к существенным затратам.

*Здания смешанной конструктивной схемы.* Большинство зданий смешанной конструктивной схемы — с несущими наружными каменными стенами и внутренним каркасом — построено сравнительно давно.

Основными вертикальными несущими конструкциями являются колонны, жестко закрепленные в фундаменте стаканного типа, и наружные несущие стены толщиной 38 и 51 см. В основном, различаются два типа конструктивного решения зданий:

— несущий каркас с самонесущими продольными стенами и несущими торцовыми стенами;

— внутренний каркас и наружные продольные и торцовые несущие стены.

Большинство зданий этой группы выполнено с пролетом 6 и 12 м, с шагом колонн 6 м. В некоторых применены нетиповые сетки колонн 4 x 4, 6 x 21 м. Высота зданий находится в пределах 4,8—9,2 м. Каркасы обычно выполнялись из сборных железобетонных колонн сечением 25 x 25, 30 x 30, 40 x 50, 40 x 60 см. Сборные железобетонные стропильные балки опираются на колонны и торцовые стены. Перекрытия выполнены из сборных железобетонных плит, уложенных на стропильные балки и наружные торцовые или продольные стены в зависимости от конструктивной схемы здания. На ряде зданий приняты облегченные перекрытия с совмещенной кровлей из волнистой асбофанеры усиленного профиля.

В цехе №3 Бухарской шелкомотальной фабрики выполнено шедовое покрытие с использованием сборных ребристых предварительно напряженных плит размером 3 x 12 м.

Большинство зданий этой группы получило серьезные повреждения. Характерными повреждениями зданий являются горизонтальные трещины и расслоение кирпичной кладки несущих стен в местах опирания элементов железобетонного перекрытия, сквозные горизонтальные и наклонные трещины с шириной раскрытия до 10—30 мм в несущих стенах, а также разрушение перегородок в месте соединения с плитами перекрытия.

Наблюдались также относительные сдвиги плит перекрытия по швам между ними в продольном направлении, что привело к образованию трещин и выпадению раствора из швов. В отдельных зданиях имело место повреждение несущих железобетонных элементов. Так, в здании цеха механизации Бухарской шелкомотальной фабрики во время землетрясения произошел сдвиг сборного железобетонного перекрытия в продольном направлении относительно стропильных балок. В результате в сжатой зоне стропильных балок отмечены отдельные выколы бетона. В этом же здании имели место сквозные трещины в зоне опирания стропильных балок на несущие стены.

В целом здания этой конструкции намного хуже перенесли землетрясение, чем каркасные здания.

*Здания с несущими каменными стенами.* Основными несущими конструкциями этих зданий являются каменные стены из кирпичной кладки. Толщина стен зданий — в пределах от 38 до 77 см.

Большинство зданий этой группы выполнено с деревянными перекрытиями и скатной шиферной кровлей по обрешетке, уложенной на деревянные стропильные или сборные железобетонные стропильные балки.

Только на двух объектах покрытие выполнено сборным железобетонным из типовых ребристых или пустотных плит размерами 1,5 x 6 м по сборным железобетонным балкам, опертым на продольные кирпичные стены. В здании склада треста Средазнефтегазмонтаж перекрытия выполнены из сборных железобетонных преднапряженных плит размером 3 x 12 м.

В результате землетрясения 17 мая во всех зданиях этого типа наблюдались значительные повреждения. В большинстве из них имели место расслоение кладки стен, отклонение стен от вертикали, обрушение штукатурки, частичное разрушение карнизов и парапетов, сквозные горизонтальные, вертикальные и наклонные трещины в несущих стенах. На территории хлопкоочистительного завода было обследовано шесть зданий с несущими каменными стенами. Из них в пяти амбарах под хлопок-сырец наблюдалось разрушение кладки брандмауэров и отрыв торцовых стен от продольных, усиленных контрфорсами, с раскрытием вертикальных трещин до 150 мм и разрушением кладки в месте пересечения торцовых и продольных стен. Больше всего пострадала пыльная камера, в которой обрушилась внутренняя стена, что повлекло обрушение участков железобетонного перекрытия. Следует отметить низкое качество кирпичной кладки во всех зданиях.

В котельной Бухарского маслозавода в верхней части простенков появились наклонные сквозные трещины с шириной раскрытия до 60 мм, которые развивались и в подоконной части стен. Такой характер повреждений свидетельствует о влиянии неравномерных осадок основания на работу несущих конструкций при землетрясении.

Здания этой группы получили наибольшие повреждения по сравнению со зданиями других конструктивных решений. В них обрушились участки зданий и покрытий. Таким образом, землетрясение 17 мая еще раз показало, что одноэтажные здания жесткой конструктивной схемы (с несущими каменными стенками) являются несейсмостойкими, и применение их в сейсмических районах нецелесообразно.

*Анализ результатов обследования.* На основе обследования одноэтажных производственных зданий, пострадавших во время землетрясения 17 мая 1976 г. в Бухаре, представляется возможным дать качественную и количественную оценку степеней повреждений. В пятнадцати каркасных зданиях с навесными панелями стенового ограждения не обнаружено повреждений несущих элементов железобетонного каркаса, хотя в десяти из них пострадали кирпичные перегородки и наблюдались подвижки стеновых панелей по швам между ними. Это свидетельствует, что эти здания относятся к зданиям с первой степенью повреждений. В остальных пяти случаях никаких повреждений не было.

Что касается каркасных зданий с самонесущими наружными стенами, то только 50% имели повреждения 1-й степени, а 40% зданий — повреждения 2-й степени. В них наблюдались наклонные и горизонтальные сквозные трещины в самонесущих стенах, отрыв торцовых стен от продольных и перекрытия, обрушение парапетов и участков продольных и поперечных стен. 10% зданий имели повреждения 3-й и 4-й степени: в них обрушились наружные стены.

Половина зданий смешанной конструктивной схемы имели повреждения 1-й степени и половина 2-й и 3-й степени (относительный сдвиг плит перекрытия по швам между ними, а также повреждение несущих железобетонных элементов и перегородок).

В зданиях жесткой конструктивной схемы (с несущими каменными

стенами) только 15% имели 1-ю степень повреждений, и более 80% 2-ю и 3-ю степени повреждений, которые характеризуются наличием сильного расслоения кладки стен, отклонением стен от вертикали, обрушением штукатурки, частичным разрушением карнизов и парапетов зданий, а также наличием сквозных горизонтальных, вертикальных и наклонных трещин в несущих стенах.

При землетрясении наиболее сильно пострадали здания с каменными несущими стенами и здания смешанной конструктивной схемы (с внутренним каркасом и наружными несущими кирпичными стенами). Большинство обследованных зданий таких конструктивных решений получило серьезное повреждение несущих элементов. Основные несущие конструкции получили столь существенные повреждения, что восстановление их с целью дальнейшей эксплуатации вызовет значительные затраты, связанные с усилением этих конструкций.

Следует отметить, что подобные здания морально устарели, по объемно-планировочным решениям не отвечают современным требованиям промышленного строительства и применяются, в основном, в сельском строительстве.

Учитывая опыт последних сильных землетрясений, представляется нецелесообразным возведение производственных зданий жесткой и смешанной конструктивных схем для промышленного строительства в районах с сейсмичностью 7 баллов и выше.

При анализе повреждений практический интерес представляют современные типы промышленных зданий, к которым относятся каркасные здания со стеновыми ограждениями из навесных панелей и несущих кирпичных стен. В них разрушились самонесущие кирпичные стены и внутренние кирпичные перегородки. В несущих элементах каркаса повреждений не обнаружено. Восстановительные работы в этих зданиях связаны с усилением стен и перегородок либо с заменой их на навесные панели и легкобетонные армированные перегородки, что приводит к существенным затратам.

Вполне удовлетворительно перенесли землетрясение каркасные здания без внутренних перегородок, где не обнаружено никаких повреждений после землетрясения, за исключением подвижки по швам между стеновыми панелями.

Состояние конструкций обследованных объектов этой группы позволяет продолжать нормальную эксплуатацию зданий практически без ремонтно-восстановительных работ. Таким образом, это землетрясение, как и Джамбулское 1971 г., свидетельствует о наличии определенных резервов несущей способности в конструкциях современных каркасных зданий с навесными панелями стенового ограждения и их сравнительно высокой степени сейсмостойкости.

Для повышения надежности каркасных промышленных зданий представляется целесообразным в качестве перегородок вместо кирпичной кладки применять легкобетонные армированные стены или облегченные стены каркасной конструкции.

**Здания и сооружения газового промысла.** Большие повреждения и разрушения при Газлийских землетрясениях 1976 г. отмечены на головных сооружениях газового промысла Газли.

В состав головных сооружений промысла Газли входили специальные промышленные здания и сооружения электростанции и др., а также установки по очистке газа от пыли и механических примесей, по осушке и одоризации газа, расположенные на открытой площадке. Для оценки степени повреждений зданий и сооружений, а также для установления интенсивности проявления землетрясения на промысловой площадке газового промысла Газли была использована сейсмическая шкала MSK-64 и вариант шкалы ГОСТ 6249-52 для определения интенсивности землетрясения в пределах от 6 до 9 баллов включительно, предложенный Институтом строительной механики и сейсмостойкости АН Грузинской ССР.

*Конструктивные решения основных зданий и сооружений газового промысла.* Промышленные здания газового промысла Газли построены с использованием стальных и железобетонных каркасов. В частности, стальной каркас использован в конструкции здания цеха № 2 одного из промышленных зданий, прямоугольного в плане и имеющего размеры 190 x 65 м и высоту около 14 м. Стены здания выполнены из алюминиевых панелей. Стальной каркас с заполнением из панелей применен также при сооружении циркуляционной насосной станции. Каркас из сборных железобетонных элементов применен, например, в здании операторной (размеры 42 x 12 м, высота 4,3 м).

Фундаменты под колонны в большинстве зданий выполнены из сборных железобетонных конструкций заводского изготовления на сульфатостойком портландцементе. В качестве фундаментов под кирпичные стены применялись сборные железобетонные фундаментные блоки, изготовленные также на сульфатостойком портландцементе. Раствор для кладки фундаментов изготавливался с применением сульфатостойкого портландцемента. Стены зданий, как отмечалось, выполнялись из навесных алюминиевых панелей, керамзитобетонных панелей по серии ИИ-04 или из кирпичной кладки. В качестве покрытия использовались, в основном, сборные ребристые панели размером 1,5 x 6 м (на циркуляционной насосной и на трансформаторной станциях) и сборные железобетонные пустотелые панели по серии ИП-04. Покрытие здания для газоперекачивающего агрегата, имеющего размеры в плане 24 x 6,3 м и высоту около 9 м, было выполнено из трехслойных алюминиевых панелей. В качестве уплотнителя использовался бетон с объемной массой 500 кг/м<sup>3</sup>. Для устройства кровли использовалась от 3-х до 4-х слоев рубероида на битумной мастике по цементной стяжке. Фасады зданий и торцовые пристройки к зданию дожимной компрессорной станции выполнялись из отборного кирпича под расшивку.

Основные здания промысла Газли могут быть отнесены в соответствии с сейсмической шкалой MSK-64 и вариантом сейсмической шкалы, предложенным ИСМиС АН ГССР, к типам В и частично Б [14, 15].

Из крупных сооружений на исследованной территории следует отметить также двухсекционную градирную (размер в плане 24 x 16 м), выполненную по типовому проекту 901-6-13 Союзводоканал-

проекта, и подземные железобетонные резервуары емкостью 100 и 50 м<sup>3</sup>, имеющие размеры соответственно 6 x 6 x 4,2 и 6 x 3 x 4,2 м, выполненные по типовому проекту 4-18-839 Союзводоканалпроекта.

Технологические аппараты и оборудование, связанные со сбором и подготовкой газа к дальнему транспорту, выполнены с применением стальных конструкций и расположены на открытых площадках или внутри зданий.

Фундаменты этих конструкций выполнены, как правило, из железобетона с применением стальных элементов.

Все здания и сооружения промышленной площадки газового промысла были построены без учета специальных требований строительных норм и правил, учитывающих особенности работы конструкций в сейсмоопасных районах.

*Гидрогеологические условия.* Район газового промысла относится к пустынной зоне. Поверхность площадки промысла и поселка относительно ровная. Характерным является наличие бугров и ложбин. Абсолютные отметки изменяются от 185,5 до 186 м. Пески, слагающие поверхность, закреплены растительным покровом и не являются перемещающимися. Наиболее характерный геологический разрез в районе:

0,0—0,5 м — мелкозернистые, пылеватые пески;

0,5—2,0 м — гравийно-галечная смесь, сильно загипсованная с супесчаным заполнителем;

2,0—3,0 м — глинистые мергели, сильно выветренные, загипсованные, с наличием большого количества трещин, идущих во всех направлениях;

3,0 м и глубже — слабо выветренные плотные мергели.

Во время предпроектных изысканий грунтовые воды скважинами обнаружены не были. На некоторых участках в местах укладки трубопроводов, а также на площадках, где размещаются некоторые сооружения промысла, характеристики геологического разреза несколько отличаются от приведенной выше. Так, мощность слоя мелкозернистых песков, подстилаемых суглинками, в ряде случаев достигает 2—3 м. После землетрясения отмечался подъем уровня грунтовых вод, что связано, возможно, с необычайно большим количеством осадков, выпавших в этот период в районе Газли. Видимых изменений рельефа в районе месторождения и поселка Газли не произошло. Однако в некоторых местах, где засыпка подземных коммуникаций, трубопроводов и конструкций производилась без достаточного уплотнения, произошли значительные просадки, тогда как на других участках деформации поверхности были либо менее заметными, либо вовсе отсутствовали (насколько удалось установить во время обследования).

Рассмотрим *разрушения и повреждения* основных зданий и сооружений промышленного комплекса газового промысла Газли. Значительные повреждения, а в некоторых случаях и разрушения, произошли во время землетрясения 8 апреля. Восстановительные работы были далеко еще не закончены, а на некоторых объектах и не начаты, когда 17 мая произошло еще одно сильное землетрясение. Это землетрясение вызвало дополнительные, еще более серьезные разрушения зданий и сооружений, уже имевших значительные деформации, трещины, повреждения и т.д. Практически в той или иной степени пострадали все наземные сооружения промысла. Приведенные ниже сведения даны по материалам обследования сооружений газового промысла, проведенного после землетрясения 17 мая [16]. Поэтому при оценке интенсивности необходимо учитывать,

что зафиксированные разрушения являются результатом, по крайней мере, двух последовательных сильных землетрясений.

Удовлетворительно перенесено землетрясение центральной частью одного из промышленных зданий. Полностью были разрушены лишь торцовые части здания, выполненные из кирпичной кладки. Деформации основных несущих элементов стального каркаса практически не отмечены. Однако отдельные элементы, например подкрановые балки, были сильно деформированы и подлежали замене. Внутри одного из цехов этого здания имели место значительные деформации подкрановых балок и другие повреждения каркаса и заполнения проемов (рис. II. 36).

Серьезные повреждения получили внутренние стены, перегородки, выполненные, как правило, из навесных керамзитобетонных панелей или из кирпичной кладки. Наиболее характерные разрушения стен из керамзитобетонных панелей связаны с выдергиванием закладных деталей и нарушением стыковых соединений (панели "вываливались"). В стенах из кирпичной кладки наблюдалось образование глубоких трещин, вывалы и т.п. Следует заметить, что значительные дополнительные разрушения и повреждения в обследованном здании были вызваны пожаром, возникшим в результате землетрясения. Во время обследования практически не представлялось возможным выделить повреждения, происшедшие в результате динамического воздействия, и вызванные пожаром. Кроме этого сооружения, еще ряд зданий на промышленной площадке промысла имеют стальные каркасы. Во всех случаях деформации стальных каркасов в результате сейсмического воздействия были незначительными. Однако заполнение стен, выполненное из кирпичной кладки, было либо сильно повреждено, либо полностью разрушено.

В зданиях с железобетонными каркасами, как и в зданиях со стальными каркасами, серьезно пострадали кирпичные стены. Сами же железобетонные каркасы (колонны, балки), а также покрытия и перекрытия из железобетонных плит, соединенных между собой проволочными стяжками, перенесли землетрясение удовлетворительно.

Кирпичные бескаркасные здания также получили серьезные повреждения — вывалы целых участков стен, глубокие трещины. В большинстве случаев трещины образовались в участках стен, примыкающих к углам здания.

Фундаменты зданий на промышленной площадке промысла и фундаменты под оборудование, находящееся внутри зданий, перенесли землетрясение удовлетворительно. Однако фундаменты сооружений вместе с агрегатами заметно сместились, что привело к деформациям подводящих и отводящих трубопроводов. При этом разрушений трубопроводов обвязки не отмечалось.

Описание разрушений и состояния зданий дает основание отнести основные повреждения к 3-й, 4-й и 5-й степени по шкале MSK-64 и ко 2-й, 3-й и 4-й степени по варианту шкалы, предложенному ИСМиС АН СССР. Учитывая это, а также то обстоятельство, что во время землетрясения 17 мая происходило разрушение конструкций, получивших значительные повреждения 8 апреля, можно предположить, что сила проявления землетрясения на площадке газового промысла Газли была равна приблизительно 8 баллам.

Удовлетворительно выдержали землетрясения большинство наземных сооружений и аппаратов на открытой площадке промысла. Повреждения

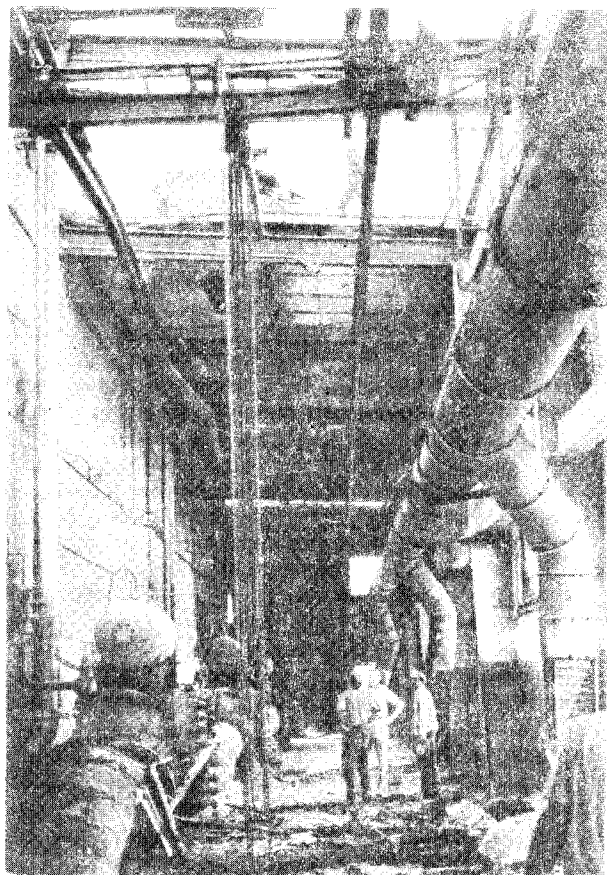


Рис. II. 36. Внутренний вид одного из цехов

градирни связаны, в основном, с частичным обрушением шиферной обшивки. Существенно пострадали фундаменты технологических вертикальных колонн и различных аппаратов, выполненные из малоармированного железобетона или бетона. Разрушение опор (выкол бетона в местах анкерных закреплений) наблюдалось практически на всех установках, представляющих собой короткие горизонтальные цилиндрические резервуары диаметром более 1,5 м. Причем направление подвижки аппаратов и характер разрушения фундаментальных железобетонных опор были одинаковыми.

На рис. II. 37 показан фундамент вертикального цилиндрического аппарата диаметром около 3 м. Аппарат крепился на фундаменте с помощью шести анкеров диаметром 24 мм. Анкера были изготовлены из стали марки Ст. 3, обладающей высокими пластическими свойствами. В результате землетрясения в фундаменте образовались многочисленные, но неглубокие трещины. Болты деформировались, а один из них разо-

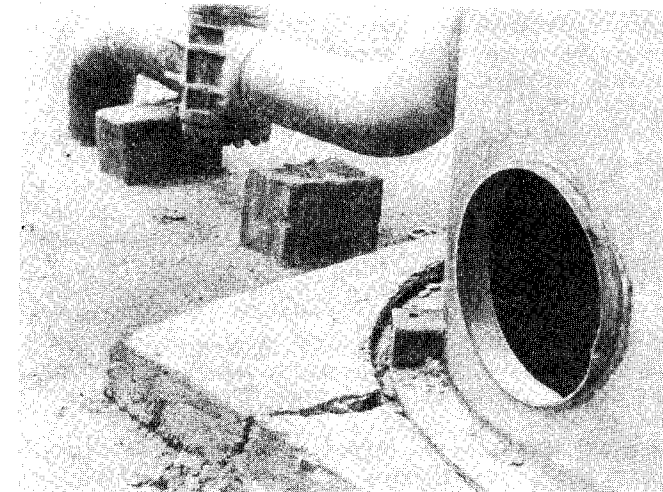


Рис. II. 37. Разрушение фундамента для технологической установки

рвался. Изучение поверхности разрыва показало, что произошло хрупкое разрушение без проявления каких-либо пластических свойств металла.

Различные подземные колодцы, камеры и резервуары для воды перенесли землетрясение удовлетворительно. В результате предварительного обследования на поверхности стен и днищ обнаружены лишь небольшие трещины и деформации, которые могли появиться и до землетрясения. Специального обследования подземных железобетонных резервуаров не производилось.

В районе Газли и Бухары существует разветвленная сеть газопроводов (промышленных, магистральных, распределительных), теплотрасс, водоводов.

Отсюда начинаются газопроводы Средняя Азия — Центр, Бухара — Урал, Газли — Ташкент — Фрунзе — Алма-Ата. Трубы изготовлены из высокопрочных легированных сталей.

В момент землетрясения величина давления газа была несколько ниже проектной. По данным обследований, проведенных в апреле — мае 1976 г., и на основании материалов последующих наблюдений можно сделать вывод, что подземные трубопроводы перенесли землетрясение удовлетворительно.

В настоящее время все трубопроводы эксплуатируются без проведения каких-либо специальных профилактических и ремонтных работ. Видимо, значительные резервы прочности, заложенные при проектировании (условный коэффициент запаса равен приблизительно двум), а также большая гибкость трубопроводов обеспечили компенсацию деформаций и восприятие дополнительных напряжений.

Значительные деформации получили надземные трубопроводы. Отмечены большие деформации надземных теплотрасс, выполненных из теплоизолированных труб небольшого диаметра.

Произошел сброс отдельных участков теплотрассы с опор, выполненных в виде металлических трубчатых стоек, с ригелем и ограничите-



лями перемещений. Произошло падение нескольких опор. Видимо, в этих случаях глубина погружения трубчатых стоек опор в грунт была недостаточной. Разрывов на теплотрассах не наблюдалось.

Наибольшие повреждения получили опоры надземного газопровода. Пролет трубопровода между опорами порядка 30 м.

Опоры трубопровода выполнены из железобетона и охватывают трубу по периметру приблизительно на 3/4 окружности. На всех опорах во время землетрясения образовались трещины, зародившиеся в наинизшей точке опорного ложа. Образование трещин связано со значительными горизонтальными сейсмическими усилиями, направленными перпендикулярно к оси трубопровода.

Деформации трубопровода, как правило, небольшие, произошли в местах выхода трубопроводов из-под земли. Однако разрывов трубопроводов во время землетрясения обнаружено не было.

Данные о состоянии головных сооружений и трубопроводов дают основание предположить, что сила землетрясения здесь не превышала 8 баллов.

**Предприятия текстильной, легкой и хлопкоперерабатывающей промышленности Бухарской области.** Особенности строительства и условий работы зданий, связанные с климатом, гидрологией, национальными традициями, качеством строительных материалов, способами возведения, а также техническое состояние зданий, зависящее от возраста, условий эксплуатации зданий и специфики протекающих в них технологических процессов, в значительной мере, а зачастую решающим образом влияют на характер и степень повреждения зданий при землетрясениях.

Проведено обследование технического состояния зданий текстильной, легкой и хлопкоперерабатывающей промышленности в районах Бухарской и других областей УзССР. Из предприятий этих отраслей промышленности наибольший ущерб причинен предприятиям, расположенным в Бухарской области, примерно в 150 км от эпицентра.

Были обследованы здания различных типов (А, Б и В в соответствии с сейсмической шкалой), различного технологического назначения, построенные в разное время (1900—1976 гг.). Наибольшие повреждения с потерей несущей способности основных конструктивных элементов (стен, элементов покрытий) получили здания старой постройки из кирпича-сырца (здания типа А, одноэтажные), большинство из которых к моменту землетрясения находилось в ветхом или аварийном состоянии, и пристройки (тип Б, одноэтажные), выполненные собственными силами предприятий, с нарушением технических условий производства строительных работ, использованием некачественных строительных материалов и без должного технического надзора. Повсеместно появились трещины, иногда наблюдалось и обрушение перегородок из кирпича и гипсовых плит.

В двухэтажных зданиях типа Б больше пострадали верхние этажи (заводоуправление хлопкозавода, заготхлопкотрест и др.). Даже в здании прядильно-ткацкой фабрики Бухарского ХБК, построенном в 1972 г., появились горизонтальные трещины в помещениях лестничных клеток на участках стен, расположенных в уровне технического чердака. Образовались также трещины и местами обрушились верхние ряды кладки внутренних стен прядильного цеха.

На развитие этих дефектов существенно повлияли допущенные в процессе производства работ отступления от технических условий (понижена величина нормального сцепления, плохо заполнены швы, применены

некачественные строительные материалы). Серьезные повреждения (косые трещины в стенах с разрушением кирпича и в подвесных потолках) отмечены в зданиях, где расстояние между несущими стенами превышает 15 м.

Особое внимание в обследовании было обращено на помещения с тяжелыми технологическими режимами — прессовые цеха хлопкозаводов — и помещения с "мокрыми" технологическими процессами: кономотальные цеха, красильные цеха, бойлерные и бытовые помещения.

Наиболее тяжелые повреждения получили конструкции зданий и помещений (здания типа А и Б) с высокой влажностью (кономотальный цех шелкомотальной фабрики, бытовые помещения обследованных объектов). Здесь было обнаружено большое количество трещин различного направления в несущих кирпичных стенах, отрывы взаимно перпендикулярных стен и обрушение кирпичных и гипсовых перегородок.

Неблагоприятное влияние оказал высокий уровень грунтовых вод — 1,5—3,0 м от поверхности земли. Грунтовые воды в Бухаре имеют высокую минерализацию и агрессивны к бетонам, а подземные части некоторых из обследованных зданий (например, фундаменты золотошвейной фабрики) выполнены без необходимых гидроизоляционных мероприятий. При обследовании прессового цеха Бухарского хлопкозавода (здание типа Б, двухэтажное) никаких нарушений несущей способности конструкций не было установлено, хотя железобетонные монолитные конструкции перекрытий постоянно подвергаются динамическим воздействиям и замасливаю. Вероятно, решающим моментом здесь оказалось правильное проектное решение и качественное выполнение строительных работ.

Не замечено существенных нарушений в зданиях, имеющих сборный и монолитный железобетонный каркас и выполненных без антисейсмических мероприятий (главный корпус Бухарского хлопкозавода, Бухарского ХБК).

Конструктивные решения производственных зданий прядильно-ткацких фабрик осложняются необходимостью устройства технических чердаков, что вносит дополнительные трудности при обеспечении их сейсмостойкости. Рациональность решения технического чердака в облегченных конструкциях (металлические фермы, профилированный стальной настил, пенополистирольный утеплитель и т.д.) подтвердилась на примере прядильно-ткацкой фабрики Бухарского ХБК.

Анализ повреждений показал, что ущерб, причиненный землетрясениями, является следствием не только несоответствия проектной документации требованиям СНиП, но и низкого качества строительно-монтажных работ, что особенно характерно для зданий, построенных хозяйственным способом. Выявлено, что наибольшие повреждения получили здания и помещения с "мокрыми" технологическими процессами, а также верхние части зданий с различными конструктивными решениями.

**Подземные сооружения.** Для изучения воздействия Газлийских землетрясений 8 апреля и 17 мая 1976 г. были обследованы подземные сооружения, расположенные в Газли. Известно, что одним из наиболее существенных факторов, влияющих на сейсмостойкость сооружений, взаимодействующих с грунтом, являются грунтовые условия. Поселок Газли расположен на территории, представляющей собой песчаную равни-

ну. Пески прослеживаются с поверхности до глубины 0,5–2,0 м. Физическое состояние песков характеризуется следующими данными:

Плотность	2,68 т/м <sup>3</sup>
Объемная масса сухого песка	1,49 т/м <sup>3</sup>
Пористость	44,4%
Коэффициент пористости	0,80
Объемная масса в плотном сложении	1,64 т/м <sup>3</sup>
Пористость	38,9%
Коэффициент пористости	0,647
Угол естественного откоса сухого грунта	39°
Естественная влажность	1,3%
Степень влажности	0,1–0,03

При проходке выработок наблюдалась некоторая структурная связность песков при их низкой естественной влажности за счет содержания пылеватых и глинистых частиц. Учитывая этот факт, а также высокую пористость и повышенное содержание водорастворимых солей, есть основание предполагать возможность незначительного проявления просадочных свойств в песках при их водонасыщении. Коэффициент фильтрации песков – 3 м/сут.

На глубине от 1 до 4 м прослеживаются алевролиты почти сплошным прослоем на всей площади, за исключением некоторых мест, где пески верхнего горизонта залегают непосредственно на песках нижнего горизонта.

При изыскании уровень грунтовых вод выработками до глубины 15 м не был обнаружен. Согласно данным изысканий 1962 г., в районе промышленной зоны уровень грунтовых вод был на глубине 30 м от поверхности земли.

Анализ инженерно-геологических условий показывает, что наличие в толще песчаных отложений прослоев практически водонепроницаемых пород (алевролитов и ниже по разрезу глин) создало благоприятные условия для накопления грунтовых вод в толще песков вблизи поверхности. Это вызвано избыточным увлажнением бытовыми и поливными водами. Уровень грунтовых вод в районе в ноябре 1966 г. был 5,7 м, т.е. поднялся по сравнению с 1962 г. на 24,3 м. В жилых поселках уровень грунтовых вод в некоторых местах находился на глубине 0,8 м от поверхности. Согласно данным инженерно-геологических исследований участка строительства двухэтажной школы, в октябре 1971 г. уровень грунтовых вод был на глубине 1,1–1,3 м.

При изучении последствий землетрясения в различных местах было вырыто несколько шурфов. Установлено, что уровень грунтовых вод колеблется в пределах 0,5–1,5 м.

При обследовании поврежденных подземных сооружений в Газли после землетрясения 8 апреля обнаружено снижение давления в газопроводах среднего давления, трещины и переломы в водопроводных сетях, трещины в кирпичных и железобетонных колодцах.

В газопроводах среднего давления и диаметра давление газа значительно упало. Хотя на головных сооружениях нормальная выкачка газа достигнута за кратчайший срок, в газопроводах среднего давления в течение более 10 суток давление было примерно в 1,5 раза ниже нормы. Этот факт можно объяснить увеличением утечки газа в газопроводах после землетрясения, которое увеличило

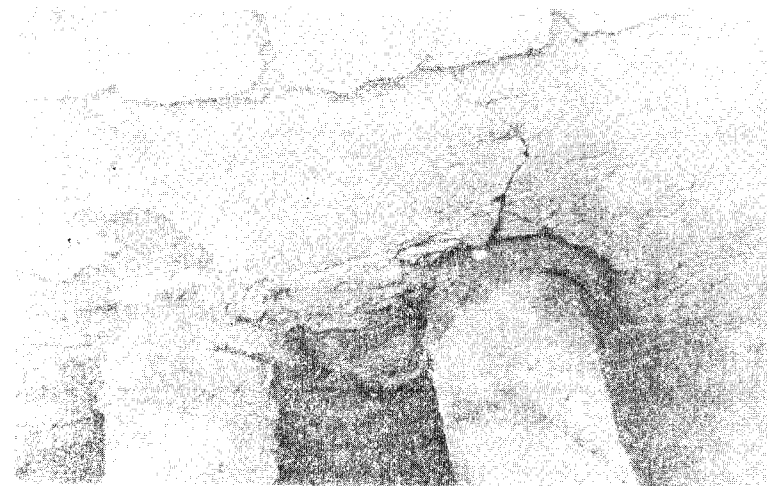


Рис. II. 38. Повреждения колодца подземного трубопровода

повреждения тех мест трубопроводов, где сказывалось влияние коррозии.

Отмечены повреждения колодцев в местах ответвлений от основного стального трубопровода стальных труб.

Основной стальной трубопровод и ответвления были жестко заделаны цементным раствором. Ось основного трубопровода по отношению к линии Газли – эпицентр землетрясения составляла угол приблизительно 30–40°.

Колодец газопровода размером 2 x 2 м (рис. II. 38) внизу выполнен из бетона, а сверху – из кирпичной кладки. Два основных трубопровода в местах прохода через бетонную стенку колодца имели стальные шлюзы, забетонированные в стенах колодца. В результате землетрясения как в бетонной, так и в кирпичной части колодца появились трещины. Аналогичные повреждения и трещины наблюдались почти во всех стенах колодцев подземных трубопроводов. Следует отметить, что такие разрушения колодцев наблюдались также при Ташкентском землетрясении 26 апреля 1966 г.

После землетрясения 8 апреля эксплуатация коммуникационных сетей была приостановлена, а водопроводы и газопроводы, подходящие к зданиям, были отключены. Затем утечки газа в газопроводах постепенно устранены. Утечку в водопроводных сетях нельзя было быстро обнаружить, так как уровень грунтовых вод во многих местах был выше уровня заложения трубопроводов.

В Бухаре к началу 1976 г. имела водопроводная сеть общей протяженностью 250 км. Магистральные водопроводные сети диаметром 200–1020 мм из стальных труб составляли 65 км. Протяженность городских сетей канализации – 64 км, из них коллекторов – 19 км.

Глубина заложения отводящих водопроводов колеблется в пределах 0,7–1,2 м. На этой глубине расположены слои супеси и суглинков. Магистральные водопроводы уложены на глубине  $H = 1,3–2,5$  м.

Известно, что в подземных коммуникациях по разным причинам

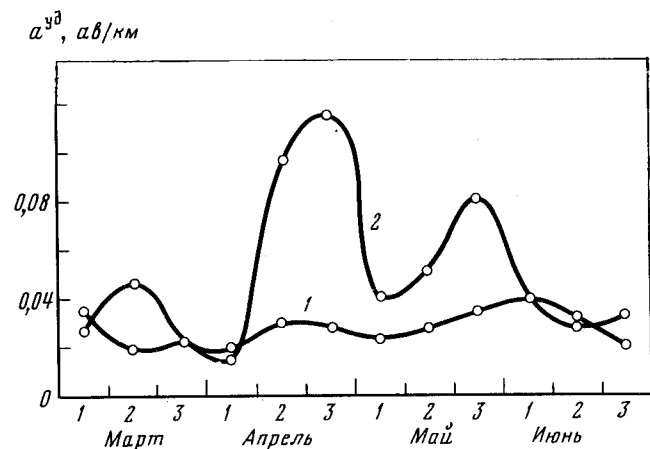


Рис. 11. 39. Графики удельной аварийности водопроводной сети за март—июнь 1975 (1) и 1976 гг. (2)

возникают аварии. В момент землетрясения и в последующие дни, за счет действия дополнительных сейсмических нагрузок количество аварий может существенно увеличиться. Для оценки влияния землетрясений на повреждения подземных сооружений нами были проанализированы повреждения в водопроводной сети Бухары в марте, апреле и мае 1975 и 1976 гг. Количество аварий в марте 1975 г. и в марте 1976 г. одинаково, а в апреле 1976 г. почти в 2,5 раза больше, чем в том же месяце 1975 г. Наиболее наглядную картину дает сравнение удельной аварийности (число аварий на 1 км водопроводов) сетевых сооружений по декадам марта, апреля, мая и июня 1975 и 1976 гг. (рис. 11, 39).

Отметим, что удельная аварийность в 1975 г. колеблется незначительно, а в апреле и мае 1976 г., когда произошли землетрясения, намного больше, чем в тех же месяцах 1975 г. Аварии, в основном, наблюдались в трубопроводах малых диаметров (100–300 мм).

Характерным видом повреждений были разрушения стыков чугунных водопроводных труб, заделанных песчано-цементным раствором. Кроме того наблюдались случаи разрывов магистральных стальных трубопроводов. Эти разрывы происходили, в основном, в трубопроводах малого диаметра ( $D_B = 100\text{--}300$  мм).

В водозаборном пункте Хар-Хоре, на расстоянии 22 км от Бухары, после землетрясения 17 мая была обнаружена авария стального водопровода диаметром 1020 мм. При вскрытии места аварии установлено, что трубопровод имел разрыв по сварному шву, ширина трещины достигала 7 см.

При обследовании повреждений подземных коммуникаций после землетрясения 17 мая в Газли были обнаружены трещины в чугунных трубах, выпирание и выкрашивание их стыков, а также переломы в стальных трубопроводах малого диаметра. Чугунный водопровод диаметром  $D_B = 300$  мм имел трещину и был восстановлен с помощью подвижной стальной муфты.

Характерны следующие повреждения подземных коммуникаций

в Бухаре после землетрясения 17 мая. В четырех местах были обнаружены разрывы теплотрасс из стальных труб диаметром  $D_H = 108$  мм бесканальной прокладки. При этом концы труб разошлись до 5 см. Из четырех разрывов один произошел около сварного шва. Отмечены случаи повреждения асбестоцементных трубопроводов трещинами около стыков.

После землетрясений 8 апреля и 17 мая наблюдались разрывы газопроводов в Бухаре. С 1 по 8 апреля 1976 г. разрывы газопроводов в городе не наблюдались, а с 8 апреля по 17 мая произошло много аварий в надземных газопроводах, из них 40 в подземных трубопроводах в виде разрывов труб.

В колодце с размерами в плане  $2 \times 2$  м была установлена задвижка. Один конец бытового газопровода с помощью линзовых компенсаторов и фланца был соединен с задвижкой. После землетрясения 17 мая этот трубопровод разорвался около фланцевого соединения. При этом концы трубопроводов отошли один от другого приблизительно на 20 см. Чугунные канализационные трубопроводы в стыке выпучились, около стыка возникла трещина.

Попытаемся оценить значения напряжений, возникших в повреждениях подземных трубопроводов при Газлийском землетрясении.

По данным ИФЗ АН СССР, преобладающий период колебаний грунта при землетрясении можно принять  $T \approx 0,5$  с, максимальное ускорение грунта  $\omega_0 = 100$  см/с<sup>2</sup>. Для указанных грунтовых условий для ненаселенных участков можно принять  $C_p = 500$  м/с, а в Газли, где грунты были сильно увлажнены,  $C_p = 200$  м/с. Принимая для стали  $E = 2,1 \cdot 10^6$  кг/см<sup>2</sup>, подсчитаем напряжения по работе. Они равны  $\sigma = 365 \div 850$  кг/см<sup>2</sup>. Если в качестве расчетного сопротивления стали на растяжение (с учетом коэффициента работы) принять  $R = 1800$  кг/см<sup>2</sup>, то получим, что в магистральных трубопроводах, расположенных на ненаселенных участках трассы, возникли незначительные напряжения по сравнению с расчетным сопротивлением. В населенных пунктах, где грунтовые условия были неблагоприятными, могли возникнуть значительные напряжения порядка  $\sigma = 850$  кг/см<sup>2</sup>. Однако трудно представить себе разрыв стального трубопровода (даже при таком дополнительном сейсмическом напряжении), так как предел пропорциональности стали намного превышает эти напряжения. Если же учесть сопротивления грунта деформациями трубопровода, то такое повреждение становится маловероятным.

Расстояние между колодцами подземных трубопроводов в Газли колеблется в пределах 50–100 м. При подсчете сейсмического напряжения [17, 18] с достаточной точностью в качестве длины трубопровода можно принять это расстояние между колодцами, т.е.  $l = (50\text{--}100)$  м. Тогда сейсмические напряжения в подземных трубопроводах при Газлийском землетрясении по сейсмодинамической теории подземных сооружений для  $l = 50$  м равны  $\sigma = 1670$  кг/см<sup>2</sup>, а для  $l = 100$  м —  $\sigma = 835$  кг/см<sup>2</sup>. Отсюда видно, что при малых расстояниях между колодцами могли возникнуть значительные сейсмические напряжения, превышающие в сумме с расчетным предел упругости стальных трубопроводов. Это предположение подтверждается фактическими материалами, приведенными выше.

В чугунных раструбных трубопроводах (если принять  $E = 0,81 \times 10^6$  кг/см<sup>2</sup>) могло возникнуть напряжение  $\sigma = 675\text{--}1350$  кг/см<sup>2</sup>. Эти значения намного превышают расчетные сопротивления на растя-

жение, которые для серого чугуна марки  $C_4-24-44$  и  $C_4-28-48$  с учетом коэффициента условий работы равны  $R = 480 \text{ кг/см}^2$ . Предположение, что трубопровод может перемещаться относительно грунта, подтверждается тем, что раструбные трубопроводы при землетрясении получают повреждения в стыках, прочность которых при действии осевой нагрузки намного меньше, чем самих труб. Выпирание, выкрашивание и изломы в стыках раструбных труб как при Газлийском, так и других землетрясениях можно объяснить этим явлением.

Проведенные обследования по изучению повреждений сооружений, взаимодействующих с грунтом при землетрясениях, дают основание сделать следующие выводы.

Подземные трубопроводы получают повреждения при землетрясениях с интенсивностью 7 баллов.

Колодцы подземных трубопроводов при 8-балльном землетрясении могут получать повреждения, несущественно влияющие на их эксплуатационные характеристики.

Землетрясения существенно увеличивают возможность возникновения аварий в подземных трубопроводах.

Повреждения подземных трубопроводов могут быть различного характера (переломы, разрывы, трещины в теле труб, выпирание, выкрашивание стыков и т.п.).

Больше всего при землетрясении были повреждены трубопроводы малого диаметра (100–300 мм).

Тип I. Двухочковая конструкция (рис. II. 40) из двух рядов сборных железобетонных прямоугольных рам (секций) без порталной части и с двумя боковыми сборными подпорными стенками (с каждой стороны насыпи). Секции имеют различные сечения как по высоте, так и по толщине стенок и ригелей. Количество секций в каждом отверстии — 17.

Тип II. Однопролетная конструкция из одного ряда прямоугольных секций с внутренним размером 2 x 2 м. В сопряжении стенок и ригелей имеются вуты. Секции большего размера установлены у выходного отверстия труб (с восточной стороны) с целью увеличения выходного сечения водопропускного отверстия для снижения скорости потока.

Тип III. Круглая труба из железобетонных колец с внутренним диаметром 70 см, толщиной 8–10 см и длиной кольца 50 см. На выходах из насыпи у круглых труб устроены монолитные бетонные оголовки-порталы.

Во всех типах конструкций по периметру между торцовыми пазами смежных элементов предусмотрено гидроизоляционное уплотнение из пенькового жгута, пропитанного битумом. Конструктивные связи между смежными элементами не предусмотрены, за исключением зачеканки изнутри кольцевых стыков цементно-песчаным раствором. Подпорные стенки у выходов труб также не имеют конструктивных связей со сборными элементами (см. рис. II. 40).

Обследование состояния дорожных сооружений и коммуникаций в районе землетрясения проводилось бригадой сотрудников ИМиСС АН УзССР и ЦНИИС Минтрансстрой СССР.

На всем более чем двухсоткилометровом участке автодороги имеется более 300 труб. Обследован участок между 140 и 170 км, где было осмотрено около 90 труб. К моменту обследования во всех трубах отсутствовала вода, основание труб изнутри было в большинстве слу-

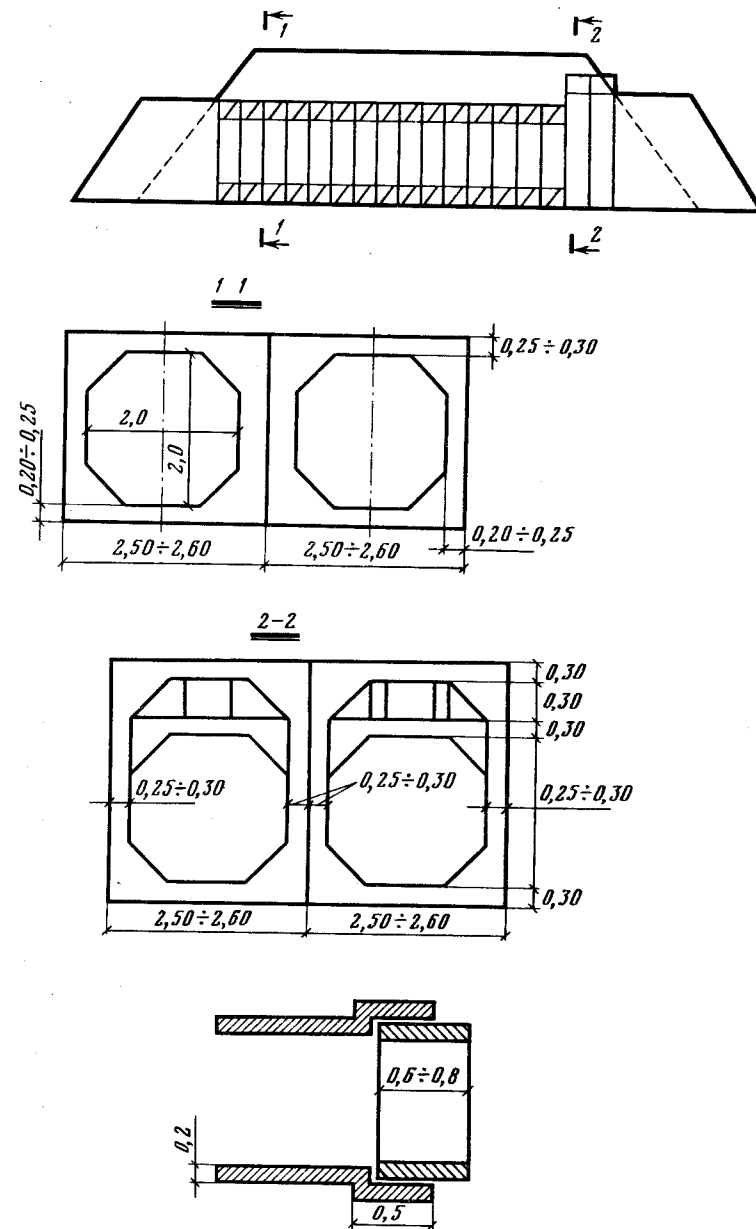


Рис. II. 40. Конструкция трубы типа II, внизу план оголовника

чаев занесено песком с глинистыми частицами. Обследуемый участок располагался примерно в 40–60 км от эпицентра землетрясения.

В результате землетрясения 17 мая подавляющее число труб под насыпью автодороги получили повреждения различной степени. Характерные повреждения следующие.

Труба № 1 (тип III). Обнаружены смещения подпорных секций с восточной стороны и трещины в порталной стенке. Стенки отошли от секций и наклонились с раскрытием в верхней части до 10 см.

Труба № 2 (тип I). Отмечена раздвижка секций одна относительно другой по всему периметру до 5–7 см, с образованием сквозных трещин в растворе заделки стыков, особенно у порталных участков. По ригелям в местах втулов обнаружены горизонтальные трещины в десяти секциях из семнадцати.

Наибольшие повреждения конструкций обнаружены ближе к эпицентру землетрясения. Здесь раскрытие верхних стыков сопровождалось выпадением жгута уплотнения. В местах примыкания секций различного поперечного сечения отмечены вертикальные трещины в нижней части верхних ригелей секций. В стенках этих же секций обнаружены многочисленные сквозные трещины толщиной до 2 мм. Все четыре подпорные стенки наклонились в сторону от трубы, по направлению ее продольной оси, в результате чего образовался зазор до 5–10 см между трубой и стенкой.

Труба № 3 (тип II). В пяти стыках трубы имелись трещины между секциями, большинство из них со стороны эпицентра. Подпорные стенки с обеих сторон трубы сместились. На ригелях секций, в местах примыкания конструкций разного типоразмера, также обнаружены вертикальные трещины. Следует отметить, что качество работ при сооружении труб типа II (стыковка секций в плане и профиле, заделка раствором) было выше качества укладки труб типа I.

Труба № 4 (тип II). Со стороны, противоположной эпицентру, подпорные стенки сместились. Между всеми секциями обнаружены трещины в заделке стыков. Из стыков внутри трубы провисли гидроизоляционные жгуты. Со стороны эпицентра произошло смещение "лесенкой" на 4–5 см секций одна относительно другой в плане и профиле. Полотно дороги просело.

Труба № 5 (тип III). Все стыки разошлись до 5–6 см. На припортальных участках в трубу просыпалась часть грунта, в результате чего просела дорога. Аналогичные повреждения обнаружены во многих других трубах.

К моменту обследования (на вторые сутки) производился временный ремонт дороги (подсыпка щебня и укладка сверху асфальтового покрытия) без ремонта водопропускных труб.

Анализ повреждения труб под насыпью автодороги позволяет сделать ряд выводов. Основным результатом обследования — трубы под насыпями получили достаточно серьезные повреждения. Для дальнейшей эксплуатации как дорожного полотна, так и водопропускных труб необходимы ремонтные работы.

Наименьшие повреждения имели круглые трубы, что вполне согласуется с результатами исследований о большей степени их сейсмостойкости по сравнению с трубами прямоугольного сечения.

На выходных участках, на секциях большего размера лопнули многие вуты, что свидетельствует о развитии больших моментов в верхних ригелях от действия инерционных нагрузок на толщу грунта.

Смещения почти всех подпорных стен, которые не были соединены с основной конструкцией труб, свидетельствуют о колебаниях водопропускной конструкции в целом с большой амплитудой. При этом можно предположить, что имело место виброуплотнение песчаного основания под подпорными стенами, которые как бы врезались в песчаный грунт и отошли от тела труб.

Все повреждения характерны при сейсмическом воздействии вдоль труб. Секции труб на срединных участках (в пролете) не имеют трещин и сколов. Вследствие соударений откалывались бетонные лещадки, расстраивались стыки, выпадало гидроизоляционное уплотнение.

Таким образом, обследование и анализ показали, что укладка звеньев труб и подпорных стенок у отверстий без связей между собой приводит при землетрясении к расстройству конструкции. Для дальнейшей эксплуатации требуются большие ремонтные работы, значительно превышающие по стоимости и трудоемкости те дополнительные затраты, которые необходимо было предусмотреть при проектировании и строительстве водопропускных труб с учетом возможных сейсмических воздействий.

**Башни и дымовые трубы.** В Газли были обследованы три относительно высокие инженерные сооружения, отличающиеся один от другого своими конструктивными особенностями.

Одним из этих сооружений была дымовая труба пекарни, стальной ствол которой диаметром 80 см опирался на кирпичное основание с размерами сторон в плане 2 x 2 м. Высота основания около 5 м. Опираемость трубы на основание шарнирная. Сама труба повреждений не получила, но в результате ее поворота на основании и возникших вертикальных нагрузок произошло разрушение верхней части кирпичной кладки на высоту около 1 м. Одной из причин отмеченного повреждения основания следует считать нарушение монолитности кладки из-за плохого сцепления кирпича с раствором.

Для дальнейшей эксплуатации этого сооружения, имевшего важное значение, было предложено конструктивное усиление поврежденного основания. Поврежденное основание по всей высоте было заключено в монолитную железобетонную обойму толщиной 20 см, армированную металлической сеткой по периметру. Обойма была погружена в грунт на 30 см.

Произведенное таким образом усиление основания обеспечило пространственность работы сооружения во время землетрясения 17 мая, что, в свою очередь, способствовало полной его сохранности. При повторном обследовании в сооружении не обнаружено заметных повреждений, что полностью оправдало принятые конструктивные меры по его усилению.

Другим высоким сооружением была кирпичная каланча пожарной части, прямоугольной формы в плане с размерами сторон 2,7 x 2,7 м и высотой 18–20 м (см. рис. 1. 7). В верхней части располагалась смотровая площадка. Покрытие — асбоцементные листы по деревянной обрешетке. После первого землетрясения произошло обрушение верхней части каланчи на уровне 1,5 м от смотровой площадки, одновременно обрушилась кровля из-за ее плохого крепления к кирпичной кладке. По характеру этого разрушения, так же как и по повреждению основания дымовой трубы, можно судить о направлении сейсмической волны. Ориентировочно ее направление можно считать с северо-северо-запада. Из других повреждений каланчи следует отметить косые и X-об-



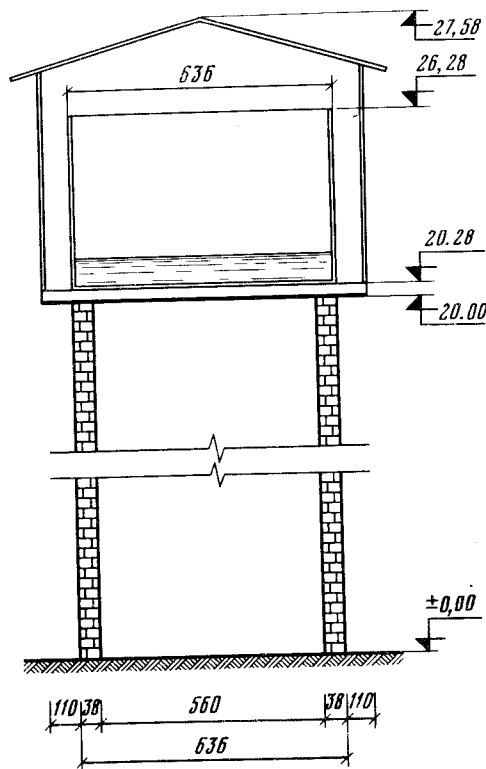
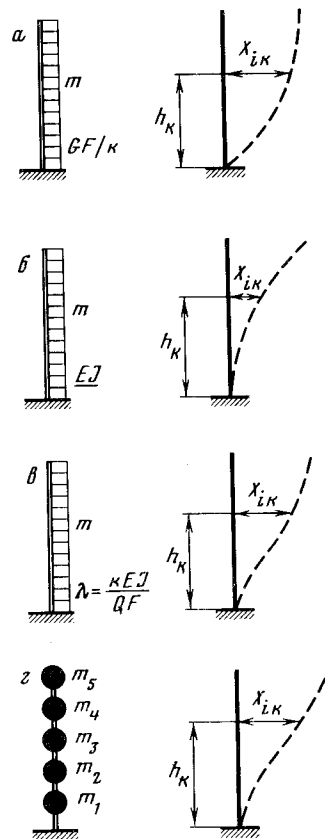


Рис. II. 41. Схематический чертеж водонапорной башни

Рис. II. 42. Расчетные схемы водонапорной башни  
 а — консольный стержень с распределенной массой, работающий на сдвиг; б — на изгиб; в — на изгиб и сдвиг; з — с пятью сосредоточенными массами, работающий на изгиб и сдвиг



бак диаметром 6,36 м и высотой 6 м, заполняемый водой. Бак выполнен из листовой стали толщиной 4 мм. К моменту землетрясения, а также во время натуральных испытаний вода в баке отсутствовала.

Основной целью исследования являлось получение динамических характеристик водонапорной башни после землетрясения 8 апреля и сопоставление их с данными теоретического расчета в зависимости от выбранных расчетных схем (рис. II. 42).

Динамические характеристики определялись по осциллограммам, полученным в результате записи колебаний, которые возбуждались в сооружении при действии микросейсмических волн. Колебания фиксировались с помощью приборов ВЭГИК на железобетонной плите, служащей основанием для металлического бака, а также на фундаменте внутри башни. Были получены записи свободных колебаний водонапорной башни. Характерный период свободных колебаний водонапорной башни равнялся 0,37 с. В отдельные промежутки времени период колебаний водонапорной башни уменьшался до 0,30 с, а в другие достигал 0,4 с.

Значения периодов основного тона свободных колебаний водонапорной башни, полученные экспериментальным путем, а также определенные теоретически для каждой из принятых расчетных схем, приведены ниже.

Схема	Расчетные значения периода свободных колебаний, с	Экспериментальное значение периода свободных колебаний, с
I	0,198	0,37
II	0,313	
III	0,366	
IV	0,437	

Видно, что при расчетных схемах с распределенной массой основным фактором, влияющим на величину периода основного тона свободных колебаний рассматриваемого сооружения, являются деформации изгиба. Учет деформаций сдвига увеличивает период основного тона свободных колебаний примерно на 17%. Период основного тона свободных колебаний башни, вычисленный по расчетной схеме с распределенной массой, отличается от периода, вычисленного по схеме с сосредоточенными массами при одновременном учете деформаций изгиба и сдвига, примерно на 18%.

Сравнение расчетных периодов основного тона свободных колебаний башни с экспериментальным показывает, что наиболее близкие значения получаются при работе по схеме консольного стержня с распределенной массой, работающего на изгиб и сдвиг. На основании этого можно сделать вывод, что для инженерных сооружений рассматриваемого типа в качестве расчетной схемы целесообразно выбирать систему с распределенной массой по высоте и учитывать одновременно деформации изгиба и сдвига.

При землетрясении 17 мая водонапорная башня не обрушилась, но получила серьезные повреждения, исключаящие ее дальнейшую эксплуатацию, в связи с чем она была искусственно разрушена.

разные трещины по всей длине ее ствола. При этом трещины проходили по растворным швам. При землетрясении 17 мая пожарная каланча обрушилась.

Одним из наиболее интересных сооружений поселка является водонапорная башня (рис. II. 42). Она была единственным инженерным сооружением Газли, которое оставалось практически неповрежденным в результате землетрясения 8 апреля. Следует отметить, что кирпичные жилые дома, расположенные рядом с башней, получили меньшие повреждения, чем в других районах поселка.

Конструкция водонапорной башни представляет собой цилиндрический кирпичный ствол толщиной в полтора кирпича, с наружным диаметром 6,36 м и высотой 20 м от уровня земли до верхней отметки ствола. По верху ствола устроена плоская железобетонная плита толщиной 28 см и диаметром 8,56 м. На эту плиту установлен металлический

# ЧАСТЬ III АНАЛИЗ ПОСЛЕДСТВИЙ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

## ГЛАВА III. 1

### СТАТИСТИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ПОВРЕЖДЕННОСТИ ЗДАНИЙ

**Здания различных конструктивных схем.** При оценке интенсивности землетрясения большое значение имеет не только установление степени повреждения зданий, но и установление относительной сейсмостойкости различных групп зданий, отнесение их к тому или иному типу согласно современным сейсмическим шкалам. Априорная оценка реальной относительной сейсмостойкости некоторых групп зданий иногда бывает затруднена в силу ряда причин, таких, как отсутствие достаточной изученности поведения этих зданий при землетрясениях, различное качество выполнения строительных работ и т. п.

Распространение сейсмических шкал на здания современных конструкций с антисейсмическим усилением еще в большей степени ставит вопрос об установлении относительной сейсмостойкости различных групп зданий, отличающихся значительно большим разнообразием динамических характеристик, прочности отдельных элементов конструкций и их соединений, нежели здания традиционной постройки, являющиеся основными объектами современных сейсмических шкал. Указанное разнообразие современных зданий в совокупности с разнообразием колебаний грунта при различных землетрясениях приводит к тому, что относительная сейсмостойкость зданий будет меняться, вообще говоря, от землетрясения к землетрясению, и может случиться, что здания одной группы, более сейсмостойкие по отношению к зданиям другой группы при одном землетрясении, окажутся менее сейсмостойкими по отношению к зданиям той же группы при другом землетрясении.

Для каждого землетрясения целесообразно все обследуемые группы зданий располагать в ряд по возрастающей степени их сейсмостойкости. Уточненные значения относительной сейсмостойкости различных групп зданий и их взаиморасположение в указанном ряду позволяют не только более правильно оценить интенсивность землетрясения, но также получить более полное представление о характере сейсмических колебаний грунта конкретного землетрясения.

Для установления относительной сейсмостойкости различных групп зданий может оказаться полезным метод, примененный при инженерном анализе последствий землетрясений в апреле—мае 1976 г. в Газли.

Инженерный анализ последствий землетрясения 8 апреля был проведен по согласованной программе и единой методике специалистами ЦНИИСК им. Кучеренко, ИСМиС АН ГССР, ТашЗНИИЭП, ИСС Госстроя ТССР, ИГИС АН АрмССР. В результате был составлен сводный схематический план повреждения зданий поселка и их конструктивных схем. При этом степени повреждения определялись по новому варианту сейсмической шкалы с поправками, принятыми в результате обсуждения

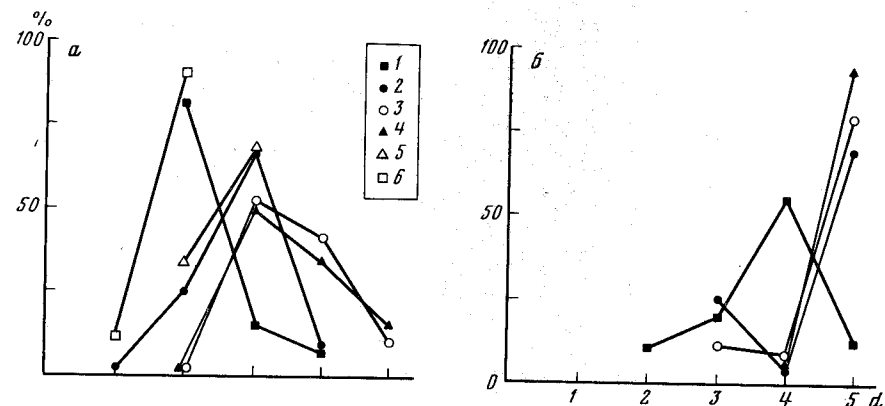


Рис. III. 1. Распределение степени повреждения для зданий различных конструктивных схем

а — после землетрясения 8 апреля; б — 17 мая; 1 — крупнопанельные; 2 — одноэтажные кирпичные; 3 — двухэтажные кирпичные; 4 — сырцовые; 5 — сырцовые с деревянным каркасом; 6 — щитовые

методики при конкретном анализе зданий, проводившемся всеми участниками обследования.

После составления предварительного сводного схематического плана ряд объектов был обследован представителями институтов, ранее проводивших обследование на других участках поселка, и после совместного обсуждения спорному объекту приписывалась согласованная степень повреждения. К примеру, при установлении поврежденности деревянных щитовых зданий в ряде случаев на основе формального признака — повреждения и обрушения дымовых труб — была выставлена 3-я степень. Если же принимать во внимание состояние основных конструкций, которые, собственно, и определяют принадлежность к типу В (по классификации, принятой в шкале), то их поврежденность следует оценить более низкой степенью. Такой подход, когда при оценке повреждения здания главный упор делается на основные конструкции, нам представляется более правильным.

Проведение дополнительной корректировки привело к некоторым различиям в упомянутых ранее планах, представленных различными институтами.

Данные о распределении степеней повреждения для зданий различных конструкций после землетрясения 8 апреля в Газли сведены в табл. III. 1. Полигоны этих распределений представлены на рис. III. 1, а. Заметим, что для кирпичных зданий распределение степеней повреждения оказалось зависимым от этажности, и поэтому были построены распределения отдельно для одноэтажных и двухэтажных зданий (см. рис. III. 1, а).

Непосредственное рассмотрение полигонов распределений не всегда позволяет сравнить различные группы зданий по их поврежденности в отношении одного или нескольких рассматриваемых землетрясений. Для этой цели удобно использовать статистики распределений:  $m_1$  — среднее значение и  $\sigma$  — среднеквадратическое отклонение (стандарт). При этом  $m_1$  характеризует среднюю степень повреждения для зданий конкретной группы, а  $\sigma$  — разброс степени повреждения в пределах этой группы.

Таблица III. 1

Распределение степени повреждения для зданий различных конструктивных схем после землетрясений 8 апреля в Газли

Степень повреждения по шкале MSK-64	Щитовые одноэтажные		Крупнопанельные двухэтажные		Сырцовые с деревянным каркасом	
	кол-во	%	кол-во	%	кол-во	%
5	—	—	—	—	—	—
4	—	—	2	5,7	—	—
3	—	—	5	14,3	4	66,7
2	42	89,4	28	80,0	2	33,3
1	5	10,6	—	—	—	—
Всего	47	100	35	100	6	100
$m_1$	1,89		2,26		2,67	
$\sigma$	0,33		0,54		0,45	

Таблица III. 2

Распределение степени повреждения для зданий различных конструктивных схем после землетрясений 8 апреля и 17 мая в Газли

Степень повреждения по шкале MSK-64	Крупнопанельные двухэтажные		Кирпичные одноэтажные	
	кол-во	%	кол-во	%
5	4	11,7	16	69,3
4	19	56,0	1	4,3
3	7	20,6	6	26,1
2	4	11,7	—	—
1	—	—	—	—
Всего	34	100	23	100
$m_1$	3,68		4,43	
$\sigma$	0,83		0,90	
$\Delta m_1$	1,42		1,62	

Вычисленные для каждой группы зданий статистики приведены в табл. III. 1, откуда следует, что наименее поврежденными (более сейсмостойкими) оказались деревянные щитовые здания ( $m_1 = 1,89$ ), наиболее поврежденными — сырцовые здания ( $m_1 = 3,58$ ), здания других конструкций занимают промежуточные положения. Следует заметить, что среди обследованных зданий было лишь шесть из сырца с деревянным каркасом, и поэтому полученные значения для этих зданий не являются достаточно надежными, хотя эти данные и не противоречат существующему представлению о сейсмостойкости зданий указанного типа. Двухэтажные кирпичные здания были повреждены намного больше ( $m_1 = 3,55$ ), чем одноэтажные ( $m_1 = 2,81$ ), и приблизительно в одинаковой степени с сырцовыми одноэтажными зданиями ( $m_1 = 3,58$ ), причем имели очень близкий и полигон распределения (рис. III. 1, а). Крупнопанельные здания по средней степени повреждения оказались более близкими к деревянным щитовым зданиям, нежели к кирпичным.

Что же касается разброса степени повреждения  $\sigma$ , то оказалось, что в рассмотренных случаях он возрастает вместе с  $m_1$ , увеличивается от 0,33 для деревянных щитовых зданий до 0,78 для сырцовых зданий.

В шкале MSK-64 все здания по степени их сейсмостойкости разделены на три типа, причем деревянные здания отнесены к типу В, саманные — к типу А, а кирпичные и крупнопанельные к типу Б. В новом варианте сейсмической шкалы, находящемся на утверждении в Госстрое СССР, по предложению авторов крупнопанельные здания отнесены к типу В. Полученные данные свидетельствуют о том, что это изменение более правильно отражает реальную сейсмостойкость крупнопанельных

	Кирпичные одноэтажные		Кирпичные двухэтажные		Кирпичные все		Сырцовые одноэтажные	
	кол-во	%	кол-во	%	кол-во	%	кол-во	%
—	—	—	5	8,6	5	4,3	5	13,9
5	8,5	23	39,7	28	23,9	12	33,3	
39	66,1	29	50,0	68	58,1	18	50,0	
14	23,7	1	1,7	15	12,8	1	2,8	
1	1,7	—	—	1	0,9	—	—	
59	100	58	100	117	100	36	100	
	2,81		3,55		3,18		3,58	
	0,61		0,69		0,74		0,78	

	Кирпичные двухэтажные		Кирпичные все		Сырцовые одноэтажные	
	кол-во	%	кол-во	%	кол-во	%
40	80	56	76,3	14	93,3	
4	8	5	6,8	1	6,7	
6	12	12	16,5	—	—	
—	—	—	—	—	—	
—	—	—	—	—	—	
50	100	73	100	15	100	
	4,68		4,60		4,94	
	0,68		0,77		0,03	
	1,13		1,42		1,35	

107

зданий. Результаты, полученные после землетрясения 17 мая, также говорят в пользу внесенных в шкалу изменений (табл. III. 2).

На основании проведенного анализа полагаем, что двухэтажные кирпичные здания в Газли следует отнести к типу А, а одноэтажные — к типу Б.

Сравнивая характеристики поврежденности зданий с описательной частью сейсмической шкалы, можно отметить следующее. Поврежденность зданий типа В в полной мере соответствует интенсивности 8 баллов. Аналогичное положение и для зданий типа Б. Для зданий типа А значительную долю (50%) составили повреждения 3-й степени, однако и повреждения 4-й степени наблюдались у большого числа зданий (33% сырцовых и 39,7% двухэтажных кирпичных), и их правильнее было бы отнести по классификации, принятой в шкале, к разряду "многие", нежели "отдельные". К разряду "отдельные" для рассматриваемого типа зданий вполне подходят повреждения 5-й степени. Таким образом, согласно проведенному анализу интенсивность землетрясения 8 апреля в Газли следует оценивать в 8 баллов.

После землетрясения 17 мая в Газли проведен повторный инженерный анализ ряда случайным образом выбранных зданий. Результаты этого анализа сведены в табл. III. 2, и построены полигоны распределения степеней повреждения (рис. III. 1,б-2). Из таблицы следует, что сейсмостойкость различных групп зданий сохранилась и после второго землетрясения, а степень повреждения увеличилась на 1,13—1,62. Для конкретных зданий в большинстве случаев наблюдаемый прирост степени повреждения составлял 1—2 единицы, хотя имелись и случаи, когда здания сохраняли прежнюю степень повреждения. Причем это были не только здания сравнительно высокой сейсмостойкости, такие, как крупнопанельные, но и здания из кирпича.

Повреждениям, приведенным в табл. III. 2, согласно шкале MSK-64 соответствует интенсивность землетрясения 9—10 баллов. Однако следует иметь в виду, что указанные повреждения явились следствием двух сильных землетрясений, и непосредственно использовать полученные данные для определения интенсивности второго землетрясения не представляется возможным. Некоторую оценку интенсивности землетрясения 17 мая в Газли можно получить, основываясь на дополнительных данных. Построенные после первого землетрясения с применением антисейсмических мероприятий одноэтажные кирпичные кухни получили серьезные повреждения, причем часть указанных зданий обрушилась. Ряд объектов (памятники, каркасы (см. ч. I)), не имевших повреждений после первого землетрясения, после второго землетрясения повреждения получили. Все это свидетельствует о том, что интенсивность второго землетрясения в Газли превосходила 8 баллов.

Магнитуда второго землетрясения превзошла магнитуду первого на 0,3, что соответствует приросту интенсивности землетрясения в эпицентральной зоне приблизительно на 1 балл. В Ташкенте, Бухаре, Навои, Ашхабаде, Кагане (см. ч. I) интенсивность второго землетрясения превосходила интенсивность первого приблизительно на 1 балл. Учитывая, что эпицентральные расстояния от Газли в обоих случаях приблизительно одинаковы, можно считать, что интенсивность землетрясения 17 мая 1976 г. в Газли составляла около 9 баллов.

**Определение степени повреждения современных зданий.** Традиционная визуальная оценка степени повреждения зданий базируется на представлении, что объект весь "на виду". Это правомерно для зданий с малым

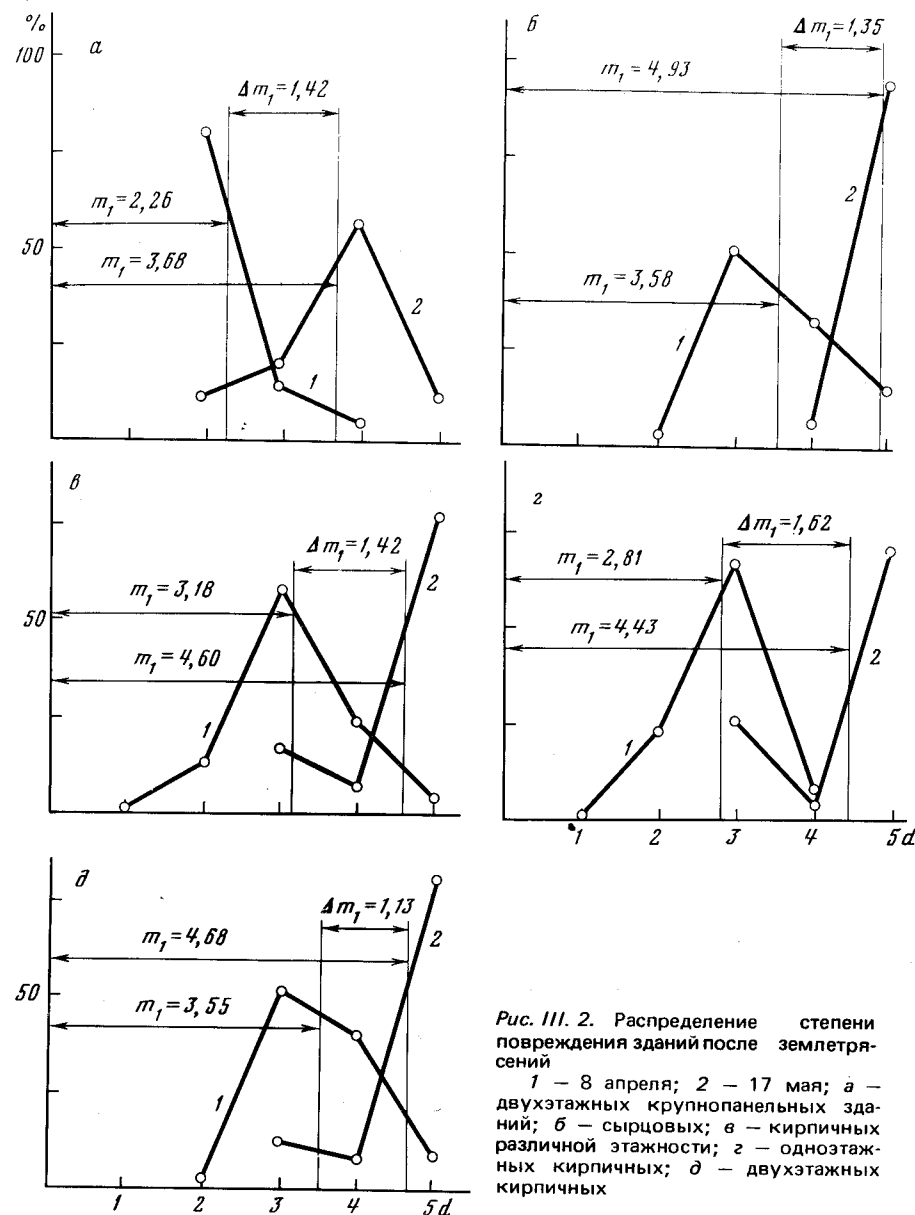


Рис. III. 2. Распределение степени повреждения зданий после землетрясений

1 — 8 апреля; 2 — 17 мая; а — двухэтажных крупнопанельных зданий; б — сырцовых; в — кирпичных различной этажности; г — одноэтажных кирпичных; д — двухэтажных кирпичных

строительным объемом. Представление о степени повреждения таких зданий формируется у обследователей без особых затруднений, так как большинство обследуемых конструкций в них являются несущими, а общее число их не превышает несколько десятков. Поэтому влияние субъективности оценки обследователя сказывается незначительно, и точность оценки удовлетворительна.

Таблица III. 3

Распределение элементов различных типов зданий по степени повреждения

Степень повреждения	Количество обследованных элементов		
	Каркасное здание		
	колонны	ригели	узлы
0	237	102	6
1	8	95	62
2	15	186	190
3	2	8	2
4	1	—	3
Всего элементов в здании		912	

\*В числителе — данные по дому № 13, в знаменателе — по дому № 70.

	Количество обследованных элементов				
	Крупнопанельное здание*		Кирпичное здание		
	панели стен	вертикальные стыки	стены	простенки	узлы (углы и пересечения)
	—	—	4	10	3
	$\frac{17}{40}$	$\frac{12}{19}$	7	40	8
	$\frac{74}{49}$	$\frac{74}{50}$	9	82	25
	$\frac{—}{40}$	$\frac{—}{30}$	12	180	40
	$\frac{—}{13}$	$\frac{—}{25}$	4	12	4
		$\frac{177}{266}$		440	

Современные здания, как правило, представляют собой сооружения, состоящие из 500–1000 и более только несущих конструктивных элементов. Следовательно, имея даже достаточно точное описание степеней повреждения, обследователь встречается со значительными трудностями при оценке степени повреждения такого объекта в целом. Это особенно важно тогда, когда конструктивные элементы зданий имеют разнообразные по тяжести повреждения или когда повреждения имеет лишь незначительная часть несущих конструкций. В этих случаях, как показывает опыт, влияние субъективной оценки обследователя может привести к существенному искажению истинной оценки повреждения здания.

Так, при обследовании последствий землетрясения 8 апреля в Газли специалисты были вынуждены предварительно согласовать критерии оценки, так как попытки самостоятельной оценки степени повреждения зданий по одной и той же шкале сейсмической интенсивности (проект шкалы МСССС) привели к тому, что разница в оценке одних и тех же объектов составила 1–2 степени. Однако и полученные впоследствии согласованные оценки в некоторых случаях вызывали сомнение у многих специалистов.

Для устранения указанных недостатков целесообразно оценку степени повреждения зданий производить на основе статистической обработки результатов тщательного обследования состояния всех несущих конструкций. Для этих целей здание необходимо представить в виде набора конструктивных элементов с примерно равноценной ответственностью при восприятии сейсмических нагрузок. Например, каркасные здания можно представить в виде набора колонн, ригелей, узлов, их сопряжений, а также элементов заполнения каркаса, если оно участвует в работе; крупнопанельные — в виде набора наружных и внутренних панелей и узлов их сопряжений; крупноблочные — в виде блоков и узлов сопряжения; мелкоблочные и кирпичные — в виде набора несущих стен, самонесущих стен, простенков и их сопряжений. Под стеной при этом понимает-

ся несущий или самонесущий элемент в пределах пересечений с аналогичными элементами другого направления.

Представив здания в виде набора описанных элементов и определив степень повреждения каждого из них по показателям описательной части сейсмической шкалы, можно определить некоторую приведенную величину степени повреждения всего здания, полученную по результатам статистической обработки данных визуального осмотра конструкций.

Рассмотрим несколько примеров оценки степени повреждения зданий, различных по конструктивному решению, по данным обследования, проведенного в Газли после землетрясения 8 апреля.

В табл. III приведены выборки конструктивных элементов с различной степенью повреждения для двухэтажного каркасного здания школы, двух крупнопанельных жилых домов с явно различной степенью повреждения и здания четырехэтажной школы из обожженного кирпича.

Для оценки характера числа поврежденных элементов по степени повреждения для каждого рассматриваемого объекта по данным табл. III. 3 были построены гистограммы, которые приведены на рис. III. 3. Статистический анализ данных для построения гистограмм и их вид показали, что изучаемое распределение близко к нормальному.

Степень повреждения всего здания ( $d_3$ ) можно определить по следующей формуле:

$$\bar{d}_3 = \frac{\sum_{i=1}^n d_i n_i}{\sum n}$$

где  $d_i$  — степень повреждения отдельного элемента;  $n_i$  — число элементов со степенью повреждения  $d_i$ ;  $\sum n$  — общее число условно принятых конструктивных элементов в здании.

Результаты статистической обработки и расчетов по приведенной формуле показали, что степень повреждения каркасного здания около



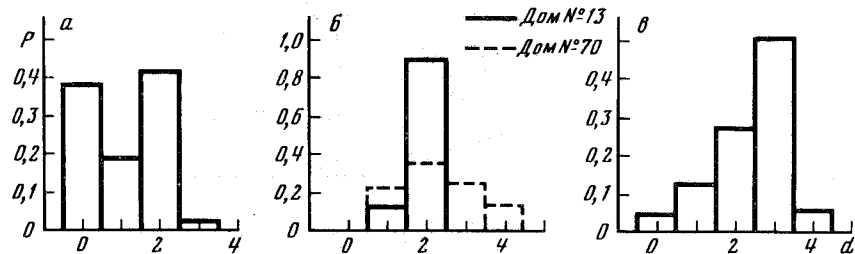


Рис. III. 3. Гистограммы по данным табл. III. 3  
а — каркасное здание; б — панельные здания; в — кирпичное здание

1,0, в то время как по данным внешнего осмотра, проведенного первоначально, оно было отнесено к 3-й степени повреждения. Расчеты показали, что приведенная степень повреждения панельного дома № 13 составляет  $\bar{d}_3 = 0,95$  или  $\approx 1,0$ . Первоначальная оценка этого объекта была принята как 2-я степень повреждения. Степень повреждения панельного дома № 70, отнесенного к пяти наиболее поврежденным панельным зданиям, была принята как 4-я, а подробное обследование и последующая статистическая обработка показывают, что  $\bar{d}_3 = 2,7$ , т. е. степень повреждения примерно 3-я. Лишь оценки степени повреждения здания кирпичной школы (расчетная и первоначальная) совпадали (3-я степень).

Совершенно очевидно, что предлагаемая методика в процессе ее применения потребует совершенствования, в частности, расширения набора условных конструктивных элементов и т. п. Однако даже в предлагаемом виде она делает оценку степени повреждения более обоснованной и объективной по сравнению с существующей и таким образом служит повышению точности оценки землетрясения по данным макросейсмического обследования современных зданий.

### ГЛАВА III. 2

#### ОЦЕНКА ИНТЕНСИВНОСТИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ 8 АПРЕЛЯ В ГАЗЛИ ПО ОПИСАТЕЛЬНОЙ ЧАСТИ НЕКОТОРЫХ ВАРИАНТОВ СЕЙСМИЧЕСКИХ ШКАЛ

Сейсмологические данные о силе основного толчка землетрясения 8 апреля получены в основном по результатам инструментальной регистрации на сейсмических станциях "Ташкент" и "Самарканд", ближе других расположенных к эпицентру. Однако степень удаления этих станций (300–500 км) от эпицентра снижает точность оценки интенсивности землетрясения в Газли, расположенном в эпицентральной зоне. Поэтому большое внимание специалистов привлекла оценка силы землетрясения по данным макросейсмического обследования зданий и сооружений. В застройке поселка представлено большинство типов несейсмостойких зданий, по которым составлена описательная часть шкалы для определения интенсивности землетрясения и различных ее вариантов, предлагаемых исследователями [19]. Наличие разнообразных конструктивных решений зданий без антисейсмического усиления и достаточное число их для статистической отработки позволили предпринять попытку оцен-

Таблица III. 4  
Распределение обследованных объектов по типам для некоторых вариантов сейсмических шкал

Описание конструкций обследованных зданий и сооружений	Этажность	Количество	Типы зданий по шкале		
			MSK-64	проект МСССС	проект Н.В. Шебалина
Кирпичные с системой несущих поперечных и самонесущих продольных стен, железобетонными сборными перекрытиями (жилые дома, школы, детские учреждения)	1	13	Б	Б	Б
То же, с деревянными перекрытиями (жилые дома)	2	44	Б	Б	Б
Крупнопанельные с системой продольных и поперечных стен с опиранием железобетонных плит перекрытия по контуру (жилые дома)	4	1	Б	Б	Б
Каркасные железобетонные с кирпичным заполнением, сборными железобетонными плитами перекрытия	2	35	Б	В	Б
Кирпичная водонапорная башня круглая диаметром 6,4 м, высотой 27,8 м	4	1	Б	В	Б
Деревянные сборнощитовые (жилые дома)	1	2	В	В	В
Глинобитные и из сырцового кирпича (различного назначения)	2	1	В	В	В
Местной конструкции с деревянным каркасом и заполнением из грунтоблоков	—	1	—	—	В
Деревянные сборнощитовые (жилые дома)	1	81	В	В	Б
Глинобитные и из сырцового кирпича (различного назначения)	2	4	В	В	Б
Местной конструкции с деревянным каркасом и заполнением из грунтоблоков	1	71	А	А	А <sub>1</sub>
Местной конструкции с деревянным каркасом и заполнением из грунтоблоков	1	4	А	А	Б

ки силы землетрясения в Газли по трем вариантам: шкале MSK-64, проекту МСССС и проекту шкалы Н.В. Шебалина.

Эти варианты были выбраны по следующим соображениям. Шкала MSK-64 как основная, признанная многими отечественными и зарубежными специалистами. Проект шкалы МСССС как прототип новой отечественной шкалы, согласованный с большинством специалистов в стране. И, наконец, проект шкалы, предложенный Н.В. Шебалиным, как представляющий, на наш взгляд, наибольшие возможности для статистичес-

Таблица III. 5

Количество поврежденных зданий по типам и степеням повреждения и оценка интенсивности землетрясения по вариантам шкал\*

Степень повреждения зданий	Количество поврежденных зданий**			
	MSK-64			Проект МСССС
	А	Б	В	
0	—	—	9/9,6	—
1	—	6/6,4	56/59,5	—
2	5/7,0**	24/25,8	26/27,7	5/7,0
3	36/50,6	40/43,0	3/3,2	36/50,6
4	30/42,4	23/24,8	—	30/42,4
5	—	—	—	—
J, баллы		> 7 ~ 8		≈ 8

\* Дополнительное обследование показало: трещины в грунте с шириной раскрытия до 10 мм, длиной 4–5 м; следы песчаных фонтанчиков на грунте; повреждение части статуи; разрушение верхней части железобетонной сборной ограды; круглая кирпичная водонапорная башня диаметром 6,4 м и высотой 27 м видимых повреждений не получила.

кой обработки при сборе и изучении материалов натурного обследования зданий и сооружений.

Шкалы эти имеют существенное отличие одна от другой в распределении зданий по типам, описании степеней повреждений, количественных и качественных характеристиках оценки балльности. В табл. III. 4 представлено распределение обследованных объектов по типам для некоторых вариантов сейсмических шкал.

При проведении обследования и обработки полученных материалов выделены 4 зоны в соответствии с инженерно-геологическими условиями территории поселка и характером застройки.

Первая зона — с наиболее неблагоприятными грунтовыми условиями (водонасыщенный песок), но сравнительно однородной застройкой, остальные — с разнообразной застройкой по типам зданий, но более благоприятными грунтовыми условиями.

В трех зонах было проведено полное обследование зданий, подавляющее большинство которых составили здания современной постройки. В IV зоне, застроенной деревянными зданиями и домами из грунтоблоков и сырцового кирпича, было проведено поквартальное обследование, т. е. одно—два здания в центре и по всем углам каждого квартала. Каждый из объектов оценивался по трем шкалам одновременно.

Распределение степени повреждения зданий по условно принятым в вариантах шкал типам зданий и оценка силы землетрясения с учетом дополнительных признаков приведены в табл. III. 5. Промежуточные расчеты для определения интенсивности по шкале, предложенной Н.В. Шебалиным, сведены в табл. III. 6.

Анализ значений стандартного отклонения единичной оценки показывает правильность принятого зонирования по инженерно-геологическим условиям: шесть из девяти значений удовлетворяют условию  $\sigma_d \leq (0,6-0,9)$  [20].

Увеличение значения  $\sigma_d$  для зданий типа Б, полученное для I, II, и III

Количество поврежденных зданий**				
Проект МСССС		Проект Н.В. Шебалина		
Б	В	А	Б	В
—	9/7,0	—	9/5,0	—
—	62/48,0	—	60/33,0	2/40,0
7/12,0	43/33,4	5/7,0	48/26,4	2/40,0
31/53,5	12/9,3	36/50,6	42/23,0	1/20,0
20/34,5	3/2,3	30/42,4	20/11,0	—
—	—	—	3/1,7	—
	≈ 8		≈ 7	

\*\* В числителе — число обследованных объектов, в знаменателе — % от общего числа объектов данного типа.

зон обследования, говорит о том, что в тип Б объединены не однотипные здания, хотя распределение по типам (табл. III. 4) было произведено нами в строгом соответствии с рекомендациями проекта шкалы.

Окончательная оценка интенсивности землетрясения — 7,3 балла получена по формуле, рекомендуемой Н.В. Шебалиным в работе [21],

$$J = \frac{\sum J_{A_1} n_{A_1} + \sum J_B n_B + \sum J_V n_V}{\sum n_A + \sum n_B + \sum n_V},$$

где  $J_{A_1}$ ,  $J_B$ ,  $J_V$  — оценка интенсивности землетрясения по значениям типов А, Б, В для каждой зоны обследования, полученная по табл. III. 5 проекта шкалы [19] и приведенная нами в табл. III. 6;  $n_{A_1}$ ,  $n_B$ ,  $n_V$  — число зданий рассматриваемых типов в каждом районе обследования. Максимальная оценка интенсивности землетрясения получена по проекту МСССС, несколько ниже оценка по шкале MSK-64 и значительно ниже по проекту шкалы Н.В. Шебалина. Причиной такой разницы в оценке является прежде всего различие в группировании зданий по типам Б и В (табл. III. 4). Для подробного изучения этого вопроса в табл. III. 7 приведена дифференцированная оценка реакции объектов и соответственно интенсивности землетрясения при условии перемещения их из одного типа зданий в другой. Результаты показывают, что реакция (приведенная степень повреждения  $d$ ) панельных и особенно сборно-щитовых деревянных зданий значительно отличается от реакции кирпичных зданий, и объединение их в один тип приводит к значительному искажению (снижению на 1–2 балла) оценки интенсивности землетрясения по проекту шкалы Н.В. Шебалина. Это явилось также причиной увеличения значения для зданий типа Б в I, II и III зонах обследования (табл. III. 6).

В меньшей мере искажение оценки силы землетрясения сказывалось при оценке по шкале MSK-64, так как в этом случае к типу Б, на наш взгляд, ошибочно отнесены только панельные здания.

Таблица III. 6

Определение приведенной степени повреждения по проекту шкалы Н.В. Шебалина

Зона обследования	Тип зданий	Количество зданий	Количество зданий со степенью повреждения ( $d$ )			
			0	1	2	
I	A <sub>1</sub>	—	—	—	—	
	Б	39	—	1	9	
	В	—	—	—	—	
II	A <sub>1</sub>	10	—	—	—	
	Б	30	1	9	7	
	В	3	—	1	1	
III	A <sub>1</sub>	8	—	—	—	
	Б	57	—	18	18	
	В	—	—	—	—	
IV	A <sub>1</sub>	53	—	—	5	
	Б	57	8	33	14	
	В	2	—	1	1	

Количество зданий со степенью повреждения ( $d$ )			Средняя степень повреждения $\bar{d}$	Стандартное отклонение. Единица оценки $\sigma_d$	Оценка интенсивности в баллах $I$
Средняя $\bar{d}$	4	5			
—	—	—	—	—	—
16	13	—	3,0	1,0	8–9
—	—	—	—	—	—
4	6	—	3,6	0,6	7–8
8	5	—	2,2	1,10	8,0
1	—	—	2,0	0,82	8–9
3	5	—	3,6	0,85	7–8
16	5	—	2,1	1,1	7–8
—	—	—	—	—	—
29	19	—	3,3	0,62	7,0
2	—	—	1,2	0,70	7,0
—	—	—	1,5	0,50	8,0

Таблица III. 7

Дифференцированная оценка степени повреждения зданий, отличающихся по конструктивному решению

Зона обследований	Тип зданий	Количество зданий	Количество зданий со степенью повреждения $d$			
			0	1	2	
I	A <sub>1</sub>	—	—	—	—	
	Б <sub>к</sub> *	23	—	—	1	
	Б <sub>п</sub>	16	—	1	8	
II	A <sub>1</sub>	8	—	—	—	
	Б <sub>к</sub>	16	—	—	3	
	Б <sub>п</sub>	1	—	—	1	
	Б <sub>д</sub>	13	1	9	3	
	В	3	1	1	1	
III	A <sub>1</sub>	8	—	—	—	
	Б <sub>к</sub>	19	—	—	3	
	Б <sub>п</sub>	19	—	5	9	
	Б <sub>д</sub>	18	—	12	6	
IV	A <sub>1</sub>	55	—	—	5	
	Б <sub>д</sub>	58	8	33	15	
	В	2	—	1	—	

Количество зданий со степенью повреждения $d$			Приведенная степень повреждения $\bar{d}$	Оценка интенсивности землетрясения в баллах $I$
3	4	5		
—	—	—	—	—
12	8	2	3,4	9
4	3	—	2,5	8 (9) **
3	5	—	3,6	7–8
8	5	—	3,1	8–9
—	—	—	2,0	7–8 (8–9)
—	—	—	1,1	7 (7–8)
1	—	—	2,0	8–9
3	5	—	3,6	7–8
11	4	1	3,1	8–9
5	—	—	2,0	7–8 (8–9)
—	—	—	1,2	7 (8)
—	—	—	1,2	7 (8)
30	20	—	3,3	7
2	—	—	1,2	7 (8)
—	—	—	1,5	8

\* Б<sub>к</sub>, Б<sub>п</sub>, Б<sub>д</sub> — кирпичные, панельные и деревянные здания типа Б.\*\* В скобках указана оценка интенсивности в баллах при условии отнесения панельных (Б<sub>п</sub>) и деревянных (Б<sub>д</sub>) зданий к типу В

Таблица III.8

Дополнительное описание степеней повреждения для различных типов сейсмических зданий

Степень повреждения	Каркасные здания			Крупнопанельные	
	структурные повреждения	конструктивные повреждения	ширина раскрытия трещин, в мм	структурные повреждения	
1	Тонкие трещины по контуру перегородок заполнения, откалывание небольших кусков штукатурки	Издрка волосяные трещины по штукатурке в узлах каркаса	≤ 0,5	Трещины в побелке горизонтальных и вертикальных стыков	
2	Значительные трещины в теле перегородки с обозначением швов между кирпичами или плитами, откалывание значительных кусков штукатурки	Косые трещины в узлах, опорных частях ригелей и местах изменения сечения колонн в монолитном каркасе, а также в заполнении каркаса	0,5—1,0	Трещины в перегородках, выкрашивание раствора и выпадение из вертикальных стыков, трещины между карнизными плитами	
3	Сквозные трещины в перегородках, частичные деформации из плоскости, значительное расслоение материала перегородок	Повреждение колонн в опорных частях, выколы бетона, оголение и выпучивание рабочей арматуры. Наклонные трещины в приопорной части ригеля и вертикальные трещины в середине пролета	1,0—3,0	Сквозные трещины в перегородках. Смещение карнизных плит по длине, откалывание больших кусков штукатурки	
4	Частичный обвал перегородок	Разрушение узлов соединения колонн с ригелями, раздробление и выкрашивание бетона, оголение и разрыв арматуры и хомутов. Скалывание колонн в средней части наклонными трещинами и смещение частей одна относительно другой	3—10 и более	Частичное обрушение перегородок и карнизных плит	
5	Не фиксируются	Обрушение части здания вместе с перекрытиями	—	Не фиксируются	

здания		Кирпичные здания		
конструктивные повреждения	ширина раскрытия трещин в мм	структурные повреждения	конструктивные повреждения	ширина раскрытия трещин в мм
Не фиксируются	—	Тонкие трещины по контуру перегородок	Тонкие трещины от углов проемов в опорной части перемычек	≤ 0,5
Тонкие трещины от углов проемов во внешнем слое панелей наружных стен в местах установки закладных деталей и панелей внутренних стен. Трещины в вертикальных стыках наружных стен	0,5—0,1	Трещины в теле перегородок. Обозначение швов между панелями перекрытий. Обвал больших кусков штукатурки. Частичное разрушение труб	Горизонтальные трещины в узких простенках от углов проемов. Изредка косые трещины в простенках. Вертикальные трещины в местах сопряжения стен различного направления	0,5—2,0
Трещины в теле панелей наружных стен, в панелях внутренних стен. Разрушение бетона в местах установки закладных деталей, раскрытие вертикальных швов, обозначение горизонтальных швов	1,0—5,0	Расслоение материала перегородок, смещение из плоскости, сквозные трещины и проломы. Частичное обрушение. Смещение плит перекрытия и перемычек. Обвал труб	Диагональные трещины в сплошных поперечных стенах. Наклонные трещины в большинстве простенков продольных и поперечных стен. Отрыв наружных стен от внутренних по всей высоте здания	2—30
Разрушение связей в стыках стен взаимно перпендикулярного направления. Смещение панелей и сквозные трещины. Нарушение геометрической неизменяемости здания	5—30	Обрушение значительной части перегородок	Обрушение наружных самонесущих стен. Частичное обрушение несущих стен с обрушением перекрытий	—
Обрушение части здания вместе с перекрытием	—	Не фиксируются	Полное обрушение всего здания или одного из этажей	—

По данным табл. III. 7 очевидно, что по степени реакции здания правильнее сгруппированы по типам в проекте шкалы МСССС: крупнопанельные и деревянные сборно-щитовые отнесены к типу В.

Попытка оценки интенсивности землетрясения 8 апреля в Газли по шкале MSK-64 и проекту шкалы Н.В. Шебалина при условии типизации объектов, принятой в проекте шкалы МСССС, показала приблизительно одинаковые результаты – 8 баллов.

Несмотря на полученную таким образом удовлетворительную сходимость результатов оценки силы землетрясения, следует отметить, что она несколько завышена.

Тщательный анализ характера и степени повреждения 36 крупнопанельных зданий и результаты статистической обработки материалов обследования (табл. III. 7) показали, что этот вид зданий пострадал значительно меньше кирпичных и серьезнее каркасных и тем более деревянных сборно-щитовых. Крупнопанельные здания, обладая материалом несущих конструкций, одинаковыми по прочностным характеристикам и упруго-пластическим свойствам с материалом железобетонных каркасных зданий (тип В), и динамическими параметрами (периоды собственных колебаний и т. п.) зданий с жесткой конструктивной схемой, являются по существу самостоятельным типом зданий. Включение их в тип Б занижает, а включение в тип В завышает фактическую оценку интенсивности землетрясения.

Дифференцированная оценка реакции панельных зданий послужит повышению точности определения силы землетрясения по данным макросейсмического обследования.

Второе обстоятельство, которое обращает внимание при анализе данных табл. III. 7, заключается в том, что интенсивность сейсмического толчка в Газли по реакции зданий типа А и деревянных сборно-щитовых зданий (тип В) оценивается в среднем на 1 балл ниже во всех районах обследования по сравнению с оценкой силы землетрясения по данным обследования панельных, кирпичных и каркасных современных зданий.

Предполагаемые причины этого завышения следующие.

Первая – неблагоприятные в сейсмическом отношении грунтовые условия в I зоне обследования и низкое качество строительства.

Вторая – существующую методику визуальной оценки степени повреждения трудно применять для зданий современной конструкции.

Анализ попытки применения трех вариантов шкал для целей макросейсмического обследования одного землетрясения показал, что очень обобщенное, без каких-либо количественных показателей описание повреждений вызывает разночтения и неопределенность в основном при обследовании современных зданий. Такие понятия, как "тонкие" или "небольшие" трещины, "большие, глубокие и сквозные", вызывают разночтения в оценке степени повреждения как отдельных конструктивных элементов, так и зданий в целом как минимум на одну ступень даже у специалистов, постоянно занимающихся вопросами обследования последствий землетрясений. Следует отметить, что описание повреждений, примененное в шкале Н.В. Шебалина и сделанное по классификации, предложенной после Ташкентского землетрясения (1966 г.), удобно для обследования, так как выделяет основные (конструктивные) повреждения, которые являются определяющими для оценки состояния всего объекта в целом.

Опыт обследования деформированных зданий в Газли позволил сделать некоторые уточнения характера и степени повреждения конструк-

ций зданий с целью корректирования описательной части сейсмических шкал.

1. В зданиях типа Б (кирпичные, панельные) наблюдалось преимущественное повреждение – вплоть до обрушения – наружных стен, а не внутренних, как указано в проектах шкал.

2. Степень повреждения перегородок в кирпичных и крупнопанельных зданиях не опережает по своей тяжести повреждения несущих конструкций. Сквозные трещины в перегородках соответствуют 3-й степени повреждения, а частичный обвал происходит лишь при 4-й степени повреждения основных несущих конструкций здания. Преимущественное повреждение перегородок наблюдалось лишь в здании с железобетонным каркасом (тип В).

Подводя итог этой части анализа, нужно отметить следующее.

1. По каждой из шкал могут быть получены равноценные удовлетворительные результаты в том случае, если типизация зданий соответствует принятой в проекте шкалы МСССС.

2. Характер и степень повреждения крупнопанельных зданий значительно отличаются от реакции кирпичных и деревянных сборно-щитовых зданий. Объединение их в один тип зданий, принятое в шкалах (MSK-64, проект Н.В. Шебалина) приводит к искажению оценки интенсивности землетрясения. Целесообразно выделение панельных зданий в отдельный тип зданий, промежуточный по степени реакции между типами Б и В. Реакция на сейсмическое воздействие деревянных сборно-щитовых зданий полностью соответствует зданиям типа В.

3. В целях повышения точности оценки степени повреждения современных зданий необходимо создать более подробное описание деформаций, соответствующих каждой степени повреждения для основных типов современных зданий (панельных, кирпичных и каркасных), как сейсмостойких, так и несейсмостойких. При этом необходимо выделить основные признаки для каждой степени повреждения и в качестве уточняющего параметра ввести пределы ширины раскрытия "конструктивных" трещин. Попытка такого уточнения для несейсмостойких зданий принята нами в табл. III.8.

4. Методика статистической оценки степени повреждения, принятая в проекте шкалы Н.В. Шебалина, повышает точность оценки сейсмического воздействия и позволяет проводить дифференцированный анализ зависимости степени повреждения от инженерно-геологических условий, типа зданий и т.п.

5. Существующая методика визуальной оценки степени повреждения зданий неприемлема для современных объектов. Необходима разработка специальных приемов оценки деформированного состояния сооружений на основе статистической регистрации количества и степени повреждения его несущих элементов. Этот вопрос требует специального изучения и будет рассмотрен нами отдельно.



### ОЦЕНКА КОЛИЧЕСТВЕННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК КОЛЕБАНИЙ ГРУНТА ПО ПОВРЕЖДЕНИЯМ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Одной из основных задач анализа последствий сильных землетрясений является оценка параметров сейсмических воздействий по повреждениям зданий и сооружений. При отсутствии инструментальных записей колебания грунта такой подход является часто единственно возможным. Его обоснованность повышается в случае анализа простейших сооружений, в частности, конструкций, которые могут моделироваться системами с одной степенью свободы с четкими, достаточно надежно определенными прочностными и жесткостными характеристиками.

В Газли с этой целью были обследованы четыре одноэтажные железобетонные каркасные здания без ограждающих конструкций (навесы для складов и вспомогательных производств), которые при землетрясении 8 апреля не имели повреждений несущих элементов. Три навеса расположены на территории промышленной зоны поселка, а четвертый — в 12 км от поселка, на головных сооружениях.

Первый навес в промышленной зоне (рис. III.4) пролетом 12 м состоит из двух отсеков по 30 м, ориентирован в направлении В-3 и выполнен в железобетонном каркасе из сборных колонн сечением 30×30 см, высотой 4,1 м и двускатных железобетонных балок. Настил покрытия выполнен из плит типа ПЖ с рулонным кровельным ковром. Колонны армированы четырьмя стержнями диаметром 16 мм из стали периодического профиля класса А-II и хомутами диаметром 6 мм с шагом 20—25 см. Фактическая марка бетона (по результатам натуральных испытаний неразрушаемым методом) около 400. Колонны установлены с шагом 6 м. Сопряжение балок с колоннами осуществлялось сваркой закладных деталей. Плиты покрытия приварены к балкам, а по торцам и около деформационного шва объединены приваркой арматурных стержней к закладным деталям плит.

После землетрясения 8 апреля в результате неравномерной осадки фундаментов имели место незначительные отклонения колонн от вертикальной оси, а также горизонтальные волосные трещины в некоторых колоннах. После 17 мая перемещения верха колонн из плоскости рам достигали в уровне покрытия 15—18 см. О неравномерных осадках отдельных фундаментов свидетельствуют также трещины в грунте (до 4—5 см между гранями колонн и грунтом) и деформации диска покрытия в вертикальной плоскости. Все колонны в уровне заделки имели сквозные горизонтальные трещины, во многих из них отмечено выкрашивание бетона и выпучивание стержней арматуры (рис. I,8), что характеризует образование пластических шарниров и исчерпание несущей способности сооружения при землетрясении. Вертикальные и слегка наклонные трещины в растянутой зоне балок покрытия указывают на наличие значительной вертикальной составляющей сейсмического воздействия.

Расположенный в 20 м от первого и параллельно ему другой склад (навес 2) пролетом 12 м имел железобетонный каркас аналогичной конструкции (рис. III.5). Один отсек, длиной 18 м, выполнен без стен, а второй, длиной 48 м, — с самонесущими стенами толщиной в один кирпич. Высота колонн 6,8 м, сечением 40×40 см. Колонны армированы четырьмя стержнями продольной арматуры диаметром 18 мм из стали класса АIII. Марка бетона колонн и конструкция покрытия аналогичны

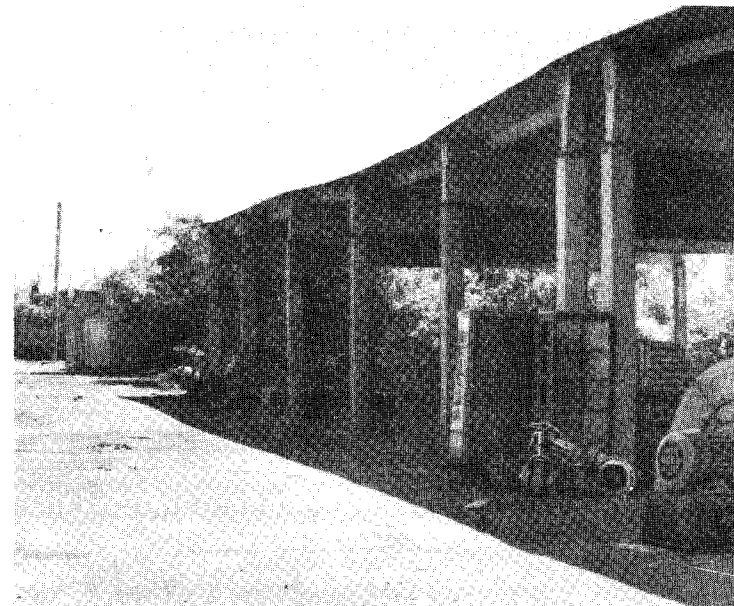


Рис. III. 4. Общий вид навеса 1



Рис. III. 5. Общий вид навеса 2

Таблица III.9

Величины эквивалентных ускорений в уровне покрытия и коэффициентов сейсмичности  $K_c$

№ навеса	Эквивалентные ускорения, доли $g$			Расчетный период $T, c$	$K_c$
	без учета постоянных вертикальных нагрузок	с учетом вертикальных нагрузок	по деформациям объекта		
1	0,173	0,098	—	0,55	0,065
2	0,121	0,143	—	0,71	0,122
3	0,099	0,134	—	0,5	0,08
4	0,133	0,167	0,435	0,6	0,122— 0,265

таким в первом навесе. После землетрясения 17 мая в колоннах открытой части здания отмечены вертикальные (возможно, раскрывшиеся технологические) и горизонтальные трещины на высоте 1,7–2,0 м от уровня земли. Самонесущие стены, имевшие после первого землетрясения сквозные трещины и отделившиеся от каркаса, в результате землетрясения 17 мая во многих местах обрушились. В колоннах каркаса закрытой части отсека на высоте около 2 м образовались сквозные трещины с оголением участков арматуры (см. рис. II.30), что также свидетельствует о появлении пластических шарниров.

Склад конторы капитального ремонта газовых и нефтяных скважин участка Газли (навес 3) расположен на южном участке промышленной зоны и ориентирован параллельно навесам 1 и 2. Он выполнен в железобетонном каркасе с размерами в плане 12 × 18 м и сеткой колонн 6 × 6 м. Средние железобетонные колонны имели сечение 40 × 40 см, а остальные — 30 × 30 см. Конструкция покрытия аналогична конструкциям навесов 1 и 2. После землетрясения 8 апреля ограждающие стены толщиной в 1,5 кирпича были сильно повреждены, а после 17 мая обрушились. В колоннах наблюдались слабые горизонтальные трещины через 20–25 см по высоте колонн и отколы бетона вблизи мест опирания балок.

Навес 4, расположенный на территории головных сооружений (пристройки к цеху аммиака), имел три поперечные рамы пролетом 9 м, установленные с шагом 6 м. Железобетонные колонны высотой 4,8 м имели сечение 30 × 30 см и были армированы четырьмя стержнями диаметром 16 мм из стали периодического профиля класса А-II. Марка бетона — около 400. Покрытие выполнено из плит типа ПКЖ по двускатным железобетонным балкам. После землетрясения 8 апреля кирпичные стены пристройки были повреждены сквозными трещинами и частично обрушились. При землетрясении 17 мая деформации колонн навеса практически не зависели от ограждающих стен. В некоторых колоннах отмечены горизонтальные сквозные трещины шириной до 2 мм на высоте около 1,2–1,5 м от основания, что характеризует состояние, близкое к образованию пластических шарниров. Амплитуда смещений навеса относительно цеха, определенная по длине царапин на балках навеса от стальной полосы, выступавшей из стены цеха, составляла 5–7 см.

Оценка параметров сейсмического воздействия в Газли выполнена на основании расчетов несущей способности навесов 1 и 3 и открытого

отсека навеса 2. Расчетный анализ несущей способности закрытой части навеса 2 затруднен в связи с участием в восприятии сейсмических нагрузок самонесущих кирпичных стен, получивших повреждения и частично обрушившихся.

Расчетные схемы приняты в виде системы с одной степенью свободы. Для отсека навеса и одной колонны определялись масса, пластический момент в колонне, соответствующая эквивалентная горизонтальная сейсмическая нагрузка и ускорение в уровне покрытия здания. Результаты вычислений приведены в табл. III.9.

Ниже приводится расчет несущей способности навеса 1.

Вертикальные нагрузки

на отсек навеса:

Вес плит  $1,43 \times 40 = 57,3$  тс

Вес балок  $4,1 \times 6 = 24,6$  тс

Вес рулонного крова  
и стяжки  $0,056 \times 360 = 20,1$  тс

Суммарная вертикальная  
нагрузка на отсек — 102,0 тс

Таким образом, на одну колонну приходится 8,5 тс.

Средняя высота балки 1,05 м, плечо горизонтальных инерционных сил относительно пластического шарнира 5,05 м.

Момент внешних сил в основании колонны превзошел величину  $M_{внш} = 42,9 \alpha_1$  [тс · м], где  $\alpha_1$  — постоянное ускорение, приложенное к массе, сосредоточенной в уровне верха балки, доли от  $g$ .

Плечо внутренней пары сил 0,25 м, предел текучести арматуры принят  $3100$  кгс/см<sup>2</sup>, площадь арматуры  $4,02$  см<sup>2</sup>.

Момент внутренней пары сил равен  $M_{вн} = 3,1 \times 4,02 \times 0,25 = 3,12$  тс · м. Из сравнения  $M_{внш}$  и  $M_{вн}$  можно сделать заключение, что  $\alpha_1 = 3,12/42,9 = 0,073$ .

В проделанном выше расчете не учитывалось влияние постоянной вертикальной составляющей на величину несущей способности сечения. При учете этой составляющей для коэффициента  $\alpha$  получается следующая оценка:

$$\alpha_1^B = \frac{3,12 + 8,5 \times 0,125}{42,9} = 0,098.$$

Аналогичные расчеты, проделанные для навеса 2, дают величины  $\alpha$ , при которых достигается пластический шарнир в основании колонны  $\alpha_2 = 0,121$ ;  $\alpha_2^B = 0,143$ .

Поскольку в действительности в колоннах навеса 2 арматура не достигла предела текучести, то  $\alpha_2$  и  $\alpha_2^B$  являются верхними оценками для фактической величины  $\alpha$ , а величины  $\alpha_1$  и  $\alpha_1^B$  — соответственно нижними оценками. Значения  $\alpha_3$  для навеса 3, представляющие верхнюю оценку для величины  $\alpha$ , попадают в указанный диапазон.

Для навеса 4 коэффициенты  $\alpha$  определены при учете образования пластических шарниров в уровне 1,2 м над землей, а также как для упругой системы по величинам горизонтальных перемещений покрытия. Первое значение определяет нижнюю границу эквивалентных ускорений, а второе — верхнюю границу, которая, по-видимому, определена со значительным превышением в связи с тем, что при расчетах не учтены деформации колонн в грунте и снижение их жесткости при трещинообразова-

нии. Судя по характеру и раскрытию трещин, реальные значения ускорений, по-видимому, более близки к нижней границе.

Анализ полученных результатов показывает, что в рамках принятых допущений эквивалентные ускорения при землетрясении 17 мая в Газли составляли не менее  $0,1g$  и не более  $0,14g$ . Эти величины характеризуют некоторый приведенный уровень воздействия в грунте. Для оценки максимальных ускорений необходимы данные о спектральном составе воздействия, которые могут привести к изменению как в большую, так и в меньшую сторону.

Следуя методике расчета, принятой в современных нормативных документах, можно получить оценки для коэффициента сейсмичности  $K_c$  (см. табл. III.16). При этом величины коэффициентов динамичности  $\beta$  принимались по расчетным периодам свободных колебаний навесов, а несущая способность, с учетом коэффициента  $m_{кр}$ , равной 1,2. Полученные значения  $K_c$  ( $0,065-0,122$ ) соответствуют интенсивности землетрясения 8–9 баллов. Макросейсмические обследования поврежденных зданий и сооружений также свидетельствуют о том, что интенсивность землетрясения в Газли превышала 8 баллов.

#### ГЛАВА III. 4

### ИССЛЕДОВАНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ЗДАНИЙ И ИХ КОЛЕБАНИЙ ПРИ АФТЕРШОКАХ

Сотрудниками Института сейсмостойкого строительства Госстроя ТССР после землетрясения 8 апреля с помощью специальной сейсмолаборатории, на базе серийного автобуса доставленной в Газли, были произведены записи свободных колебаний наиболее характерных зданий и инженерных сооружений поселка с целью определения их динамических характеристик и для последующего сравнения их с динамическими характеристиками не поврежденных зданий такого же типа. Аналогичные исследования после землетрясения 17 мая были проведены также сотрудниками ИМиСС АН УзССР.

Для исследований применялись комплект вибродатчиков ВЭГИК и осциллограф Н-700 с зеркальным гальванометром ГБ-IV. Колебания возбуждались микросейсмоволнами, а также с помощью оттяжек.

Одним из обследованных зданий был четырехэтажный крупнопанельный жилой дом (см. гл. II.2). Натурные обследования показали, что здание достаточно хорошо перенесло апрельское землетрясение. Лишь в отдельных местах появились небольшие контурные трещины, и произошло частичное выпадение раствора из мест сопряжений между отдельными панелями (см. рис. II.15).

Запись свободных колебаний здания осуществлялась по общепринятой схеме расстановки приборов. Характерная запись свободных колебаний здания приведена на рис. III.6.

В результате экспериментальных исследований установлено следующее: после землетрясения 8 апреля период основного тона собственных колебаний в поперечном направлении равен  $0,22$  с, в продольном —  $0,29$  с; в отдельные моменты времени происходило возрастание периода в поперечном направлении до  $0,27$  с, в продольном — до  $0,34$  с. Путем сопоставления экспериментально полученных периодов с теоретическими уста-

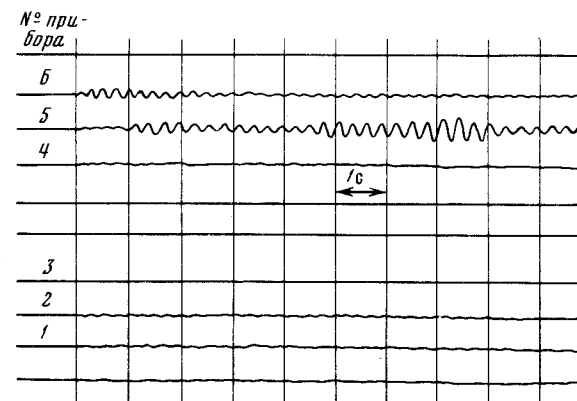


Рис. III. 6. Запись свободных колебаний крупнопанельного четырехэтажного жилого дома после 8 апреля

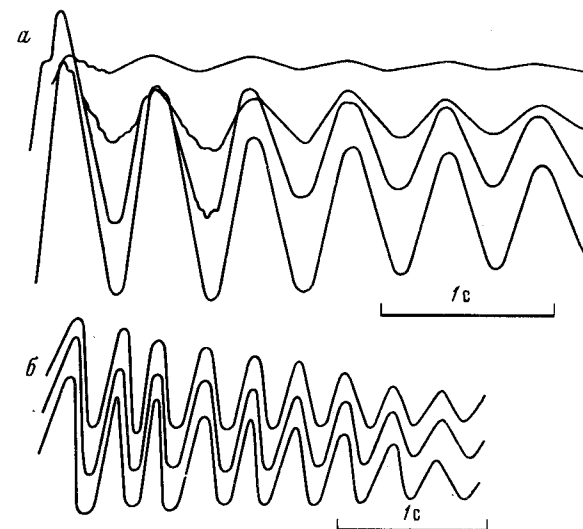


Рис. III. 7. Записи колебаний в продольном направлении четырехэтажного деформированного крупнопанельного здания в Газли (а) и недеформированного крупнопанельного здания в Бухаре (б)

новлено, что они приблизительно одинаковы, на основании чего можно предположить, что четырехэтажное крупнопанельное здание данной конструкции обладает несущей способностью, достаточной для восприятия нагрузок, возможных при землетрясении интенсивностью 8 баллов.

Для инструментальной оценки динамических параметров поврежденных зданий после землетрясения 17 мая были произведены замеры колебаний нескольких крупнопанельных зданий Газли. С целью сравнения динамических параметров поврежденных и неповрежденных зданий подобной конструкции были проведены замеры колебаний зданий в Бухаре.

Конструкции, грунтовые условия и время постройки этих зданий одинаковы. Возбуждение колебаний здания осуществлялось оттяжкой. На рис. III.7 приведены записи колебаний четырехэтажных крупнопанельных зданий в Газли и в Бухаре. Обработка осциллограмм показала, что значения периода колебаний здания в Газли в продольном направлении составляют 0,54 с, а в поперечном — 0,43 с, а такого же недеформированного здания в Бухаре — соответственно 0,30 и 0,26 с. Периоды колебаний двухэтажных зданий в Газли в зависимости от степени их деформированности составляют в продольном направлении 0,29–0,35 с, поперечном направлении — 0,19–0,26 с, для недеформированных зданий в продольном направлении — 0,17 с, в поперечном — 0,15 с. Конструкции этих зданий описаны в гл. II.2.

Отношение значений периодов собственных колебаний крупнопанельных зданий в Газли, перенесших два землетрясения интенсивностью 8 и 9 баллов, к значениям периодов собственных колебаний недеформированных зданий в Бухаре для четырехэтажных зданий в продольном и поперечном направлениях соответственно составляет 1,8 и 1,65, а для двухэтажных зданий в среднем равно 1,9 и 1,6. Это соответствует критическому значению периода собственных колебаний, т.е. такие здания непригодны к эксплуатации.

С целью определения периода собственных колебаний после землетрясения 8 апреля было проведено исследование одного из двухэтажных кирпичных жилых домов, которые наряду с двухэтажными крупнопанельными являются наиболее распространенными в современной жилой застройке поселка. На рис. III.8 приведен схематический план здания.

Рассматриваемый 18-квартирный жилой дом имеет прямоугольную форму в плане с размерами сторон 34,4 X 10,7 м. Высота этажей 2,8 м. Поперечные стены несущие. Толщина стен в полтора кирпича. Перекрытия сборные железобетонные. Перегородки выполнены из мелкозернистых гипсолитовых плит. Покрытие двускатное.

Характерные повреждения этого и других зданий подобного типа: отрыв продольных стен от поперечных, их частичное обрушение, разрушение перегородок, сквозные трещины в продольных и поперечных стенах, смятие кладки в местах опирания плит перекрытий, расхождение плит перекрытий одна относительно другой из-за нежесткого сопряжения их между собой и со стенами, сквозные косые трещины в лестничных клетках. Повреждения конструкций второго этажа более значительны, чем первого. Отмеченные повреждения объясняются малой эффективностью пространственной работы здания.

В результате исследования установлено, что период основного тона колебаний здания в поперечном и продольном направлениях составляет около 0,31 с. Схема расстановки приборов и запись свободных колебаний здания представлены соответственно на рис. III.9 и III.10.

Было исследовано также одно из двухэтажных кирпичных зданий детских садов. Несущими конструкциями являются поперечные стены с шагом 6 м. Толщина стен в полтора кирпича. Перегородки из кирпича (толщиной в полкирпича) и из мелкозернистых гипсолитовых плит, перекрытия — сборные железобетонные круглопустотные плиты толщиной 22 см. Покрытие смещенное. Характерные повреждения здания: обрушение правого крыла здания, обрушения в нескольких местах парапета и карнизных плит, сквозные трещины в несущих стенах, разрушение перегородок, выпучивание продольной стены из своей плоскости.

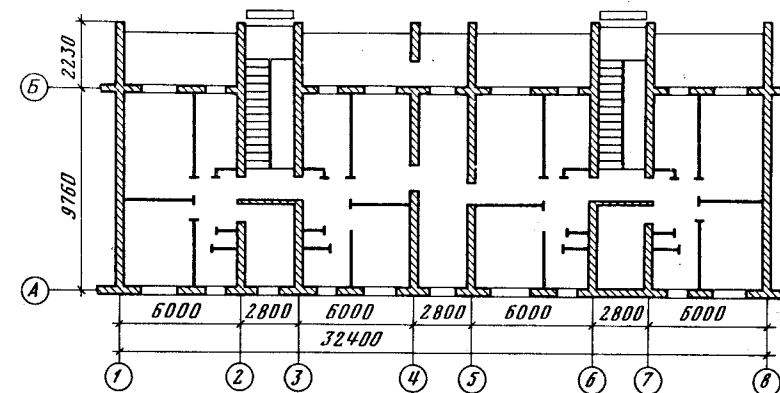


Рис. III. 8. План этажа двухэтажного кирпичного жилого дома

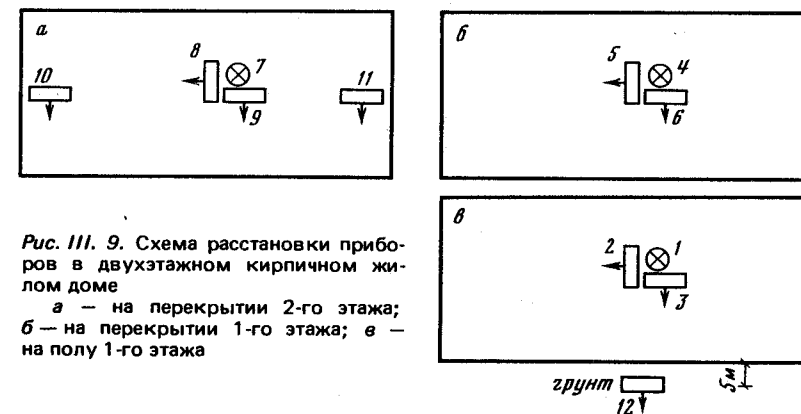


Рис. III. 9. Схема расстановки приборов в двухэтажном кирпичном жилом доме

а — на перекрытии 2-го этажа; б — на перекрытии 1-го этажа; в — на полу 1-го этажа

Отмеченные разрушения в здании вызваны возникшими в нем значительными крутильными колебаниями из-за неравномерного распределения жесткостей по длине здания, в результате чего значительная часть сейсмической нагрузки была воспринята торцовыми частями здания.

Исследованиями установлено, что период свободных колебаний здания в поперечном направлении составил 0,2 с, в продольном 0,4 с. Большое значение периода собственных колебаний в продольном направлении объясняется нарушением связи между поперечными и продольными стенами, а также сильными разрушениями продольных стен, которые к тому же ослаблены большим количеством значительных по величине оконных проемов.

Схемы расстановки приборов и характерная запись свободных колебаний здания детского сада приведены соответственно на рис. III. 11 и III.12.

При повторном землетрясении все здания детских садов полностью обрушились.

Были измерены периоды колебаний также для нескольких промышленных зданий. Из них наибольший интерес представляет навес 1 (см. рис. III.4). Периоды колебаний этого здания после землетрясения 17 мая

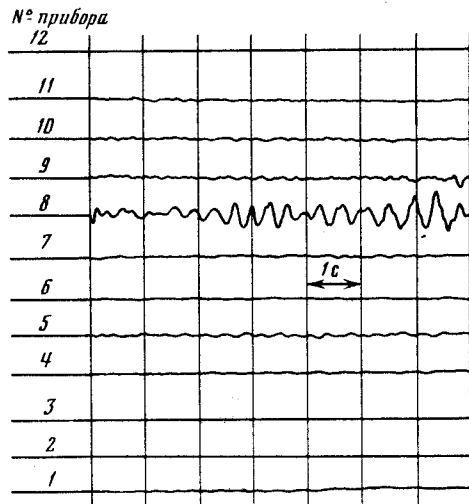


Рис. III. 10

Рис. III. 10. Запись свободных колебаний двухэтажного кирпичного жилого дома

Рис. III. 11. Схема расстановки приборов на здании детского сада  
а — на перекрытии 2-го этажа;  
б — на перекрытии 1-го этажа

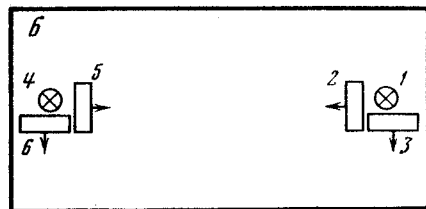
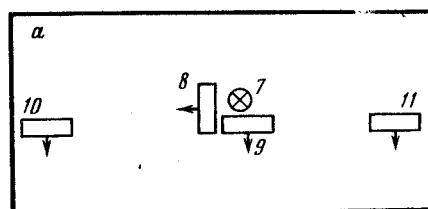


Рис. III. 11

грунт  
12

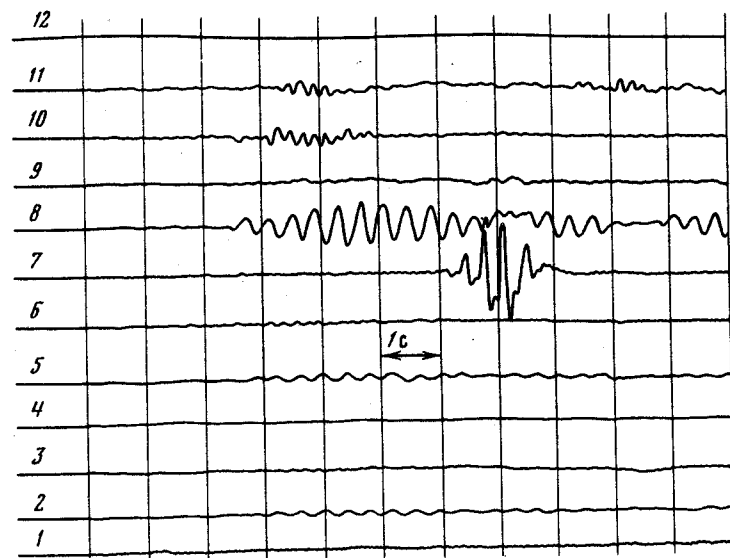


Рис. III. 12. Запись свободных колебаний двухэтажного здания детского сада

Таблица III.10

Характеристика колебаний здания при афтершоках

№ и дата записи	Расположение прибора	Период первого тона, с			Ускорение, мм/с <sup>2</sup>		
		y	z	x	y	z	x
1, 24–25 апреля	Покрытие	0,34	0,17	0,33	17,5	29,4	25,6
2, 24–25 "	"	0,25	0,11	0,31	8,8	29,4	20,3
1, 24–25 "	Грунт	0,11	0,05	0,16	7,9	12,3	10,5
1, 23 "	Покрытие	0,24	0,22	0,23	15,3	26,8	17,4
1, 23 "	Грунт	0,17	0,07	0,16	6,1	22,3	8,6
1, 22 "	Покрытие	0,24	0,06	0,35	14,3	21,4	23,5
1, 22 "	Грунт	0,12	0,06	0,13	9,2	23,2	15,3

равны в продольном и поперечном направлениях соответственно 1,35 и 1,23 с, в то время как расчетное его значение равно 0,55 с (см. табл. III.9).

Ниже приведены некоторые результаты обработки записи землетрясений, происшедших после 8 апреля. С этой целью на здании Дома техники была установлена специальная аппаратура. Для регистрации колебаний были использованы датчики С5С и ВЭГИК (для записи смещений), а также приборы ССРЗ (для записи ускорений). Регистрации колебаний проводились по трем составляющим на двух уровнях здания. Датчики С5С и ВЭГИК устанавливались на первом и втором этажах, а приборы ССРЗ на первом этаже и на покрытии. При обработке записей определялись периоды, смещения и ускорения колебаний. Обработке подвергались участки записей с наибольшими амплитудами. В табл. III.10 приведены значения периодов и ускорений, полученных во время землетрясений 22–25 апреля 1976 г.

Из таблицы видно, что ускорения по горизонтальным составляющим  $x$  и  $y$  в верхней части здания в 1,5–2 раза превосходили ускорения, зарегистрированные в нижней части того же здания. По вертикальной составляющей  $z$  величина ускорений в обоих уровнях здания почти одинакова.

Логарифмический декремент был определен по записям смещений второго этажа здания в поперечном направлении. Декремент определяется по величине двух последующих амплитуд колебательного процесса. Значение его оказалось равным 0,67 при величине периода 0,35 с.

Периоды вертикальных колебаний находились в пределах 0,1–0,18 с. Колебания с периодами 0,18 с имели наибольшие амплитуды.

В поперечном направлении наибольшие амплитуды наблюдались при периодах 0,35 с. В отдельные моменты наблюдались длиннопериодные колебания около 1–1,5 с, на которые накладывались высокочастотные колебания с периодами 0,1–0,2 с. Аналогичная картина наблюдалась и при колебаниях в продольном направлении здания. Наибольшие амплитуды колебаний здесь достигались при периодах 1,0 с.



**ОЦЕНКА УСИЛИЙ  
В КОНСТРУКЦИЯХ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ  
СОГЛАСНО МЕТОДИКЕ ДЕЙСТВУЮЩИХ НОРМ  
ПО СЕЙСМОСТОЙКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ**

Проведенный выше (гл. II.2) анализ повреждений крупнопанельных зданий носил качественный характер. Если бы удалось оценить действительные усилия, вызвавшие эти повреждения, и разработать расчетные модели зданий, приводящие к адекватным повреждениям, это значительно повысило бы ценность полученной в результате Газлийских землетрясений информации. К сожалению, такая задача вряд ли разрешима в полной мере, так как встречает два серьезных препятствия. Во-первых, как следует из вышесказанного, большинство связей между панелями, что значительно снижает возможность достоверного учета этого конструктивного фактора, имеющего решающее значение для работы всего здания. Во-вторых, недостаточна информация о самих сейсмических воздействиях. Инструментальные данные о первом землетрясении отсутствуют. Интенсивность зарегистрированных повторных толчков после первого землетрясения не превышала 5 баллов. При втором землетрясении и его афтершоках получены акселерограммы колебаний почвы в эпицентре (в 30 км от Газли) [1]. Очевидно, что колебания грунта в Газли отличались от зарегистрированных колебаний в эпицентре.

Поэтому расчеты носят главным образом оценочный характер.

Прежде всего представляет интерес сопоставление характера повреждений после первого землетрясения с результатами расчетов несущей способности зданий Газли по действующим нормам.

**Сбор вертикальных нагрузок.** Нагрузки на перекрытия, определенные с учетом положений СНиП II-A.12 – 69 и СНиП II-6 – 74, приведены ниже.

Нагрузка	Формула определения	Величина нагрузки, кг/м <sup>2</sup>
<b>Междуэтажное перекрытие</b>		
Железобетонная плита	$0,9 \cdot 1,1 \cdot 240$	240
Шлакобетонная подготовка	$0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,500 \cdot 0,06$	90
Линолеум	$0,9 \cdot 1,1 \cdot 10$	10
Полезная нагрузка	$0,5 \cdot 1,4 \cdot 150$	105
		<b>Итого 445</b>
<b>Чердачное перекрытие</b>		
Плита	$0,9 \cdot 1,1 \cdot 240$	240
Утеплитель $\gamma = 800$	$0,9 \cdot 1,2 \cdot 800 \cdot 0,2$	170
Асбоцементная кровля со стропилами	По чертежам	50
Карнизные блоки (вес блока 1900 кг)	$\frac{1900}{3,2 \cdot 5,76}$	100
		<b>Итого 560</b>

Нагрузка	Формула определения	Величина нагрузки, кг/м <sup>2</sup>
<b>Балконы *</b>		
Вес балкона 950 кг	$\frac{950}{0,9 \cdot 3,2}$	380
Цементная стяжка 3 см	$0,9 \cdot 2,1 \cdot 2400 \cdot 0,03$	72
Полезная нагрузка	$0,5 \cdot 1,4 \cdot 300$	210
		<b>Итого 612</b>
<b>Вес типового этажа</b>		
Перекрытие и лестницы	$11,52 \cdot 50,4 \cdot 0,445$	$260 \cdot 10^3$
Балконы	$6 \cdot 0,9 \cdot 3,2 \cdot 0,612$	$10,6 \cdot 10^3$
Внутренние стены (по спецификациям)		$165 \cdot 10^3$
Наружные стены (по спецификациям)		$61 \cdot 10^3$
Вентиляционные блоки (по спецификациям)		$14 \cdot 10^3$
Перегородки (по спецификациям)		$14,5 \cdot 10^3$
		<b>Итого <math>540 \cdot 10^3</math></b>
<b>Вес верхнего яруса</b>		
Перекрытие и кровля	$11,52 - 50,4 \cdot 56$	$325 \cdot 10^3$
Внутренние стены		$82,5 \cdot 10^3$
Наружные стены		$30,5 \cdot 10^3$
Вентиляционные блоки		$25 \cdot 10^3$
		<b>Итого <math>465 \cdot 10^3</math></b>

\* Лоджии не учитывались, так как во время землетрясений они работали самостоятельно.

Используя приведенные в СНиП табличные значения произведения коэффициентов  $\beta\eta$ , получаем расчетные сейсмические нагрузки для 8 баллов:

Для двухэтажного дома:

$$S_2 = 0,05 \cdot 3,6 \cdot 465 = 84 \text{ т,}$$

$$S_1 = 0,05 \cdot 1,8 \cdot 540 = 48 \text{ т.}$$

Для четырехэтажного дома:

$$S_4 = 0,05 \cdot 4 \cdot 465 = 93 \text{ т,}$$

$$S_3 = 0,05 \cdot 3 \cdot 540 = 81 \text{ т,}$$

$$S_2 = 0,05 \cdot 2 \cdot 540 = 54 \text{ т,}$$

$$S_1 = 0,05 \cdot 1 \cdot 540 = 27 \text{ т.}$$

Обычно распределение сейсмических нагрузок между элементами производится с учетом жесткости перекрытий по формуле 62 [29].

$$S_{ik} = 0,8 \mu_{ik} S_i + 0,2 (S_i/L) \bar{T}_k, \quad (1)$$

где

$$\mu_{ik} = F_{ik} / \sum_{k=1}^n F_{ik}; \quad \bar{l}_k = (l_k + l_{k+1}) / 2.$$

Однако малая жесткость перекрытий в крупнопанельных зданиях Газли, очевидно, приводила к большой степени самостоятельности работы каждой диафрагмы, чему больше соответствует распределение нагрузки по формуле

$$S_{ik} = (S_i / L) \bar{l}_k. \quad (2)$$

В поперечном направлении рассматриваемых зданий можно выделить пять основных типов диафрагмы (рис. II.9):

- 1 — по оси 1 (панели HC4 + HC3);
- 2 — по осям 2, 3, 6, 10 (панель BC9);
- 3 — по осям 2, 3, 6, 10 (панель BC7);
- 4 — по осям 4, 5, 11 (панель BC2);
- 5 — по осям 7, 8, 9 (панель BC1).

Приведенные в табл. III.11 коэффициенты распределения сейсмических нагрузок показывают, что наибольшие усилия приходятся на панели BC1, причем разница между двумя способами определения их невелика. Поэтому оценку прочности стен крупнопанельных зданий Газли проведем для диафрагмы, состоящей из панелей BC1 (схема диафрагмы и действующие усилия приведены на рис. III.13).

а) Внецентренное сжатие.

В связи с описанным выше характером армирования панелей расчет ведем как для бетонных элементов, причем в основном в плоскости стены, так как из-за малой этажности вертикальные нагрузки, определяющие работу из плоскости, невелики.

Условие (17) СНиП II-21-75

$$N \leq k R_{пр}^H F_{\delta},$$

где

$$F_{\delta} = bh \left( 1 - \frac{2l_0 \eta}{h} \right),$$

удовлетворяется для всех этажей двух- и четырехэтажных зданий (см. табл. III.12).

Однако указанное условие не будет выполняться при длинах сжатой зоны

$$X \leq \frac{43,5}{0,12 \cdot 850} = 0,426 \text{ м},$$

т.е. при  $l_0 \geq 2,88 - 0,213 = 2,67 \text{ м}$ ,  $M \geq 43,5 \cdot 2,67 = 116 \text{ тс} \cdot \text{м}$ , что в 1,75 раза больше момента от расчетной 8-балльной нагрузки. Так как трещин от изгиба (внецентренного сжатия) в простенках не обнаружено, то можно предположить, что сейсмические нагрузки не достигали расчетных 9-балльных (из-за меньшего уровня воздействия или нелинейности деформирования). В то же время появление трещин в горизонтальных стыках лестничных клеток четырехэтажного дома может быть вызвано моментом внешних сил (для четвертого этажа)  $M = l_0 N >$

Таблица III.11

Коэффициенты распределения сейсмических нагрузок

Тип	1	2	3	4	5
Коэффициент распределения по формуле (1)	0,0162	0,0209		0,0274	0,0325
по формуле (2)	0,0077	0,0243		0,031	0,00344
$\mu_k$	0,0214	0,0202	0,0069	0,0265	0,0322
$l_k/L$	0,0077	0,0243		0,031	0,0344

Таблица III.12

Значения величин, входящих в условие прочности

Этаж	$N$ , тс	$M$ , тс · м	$l_0$ , м	$F_{\delta}$ , м <sup>2</sup>	$R_{пр}^H F_{\delta}$ , тс
4	12	8,7	0,68	0,525	445
3	22,5	23,5	1,04	0,442	375
2	33	43,5	1,32	0,373	317
1	43,5	66	1,52	0,325	275
2	12	7,4	0,615	0,545	464
1	22,5	19	0,845	0,49	416

Примечание.  $R_{пр}^H$  850 тс/м<sup>2</sup> (для М150),  $\eta = 1$ .

$> (h/6) N = (4,65/6) \cdot 8,4 = 6,5 \text{ тс} \cdot \text{м}$ , т.е. практически равным моменту от расчетных 8-балльных нагрузок, что и объясняет возникновение трещин.

б) Главные растягивающие напряжения и срез.

Принимая для первого этажа четырехэтажного дома  $R_{ср} = [R_p^H (R_p^H + \sigma_0)]^{1/2} = (95/95 + 43/0,325)^{1/2} = 147 \text{ тс/м}^2$  и учитывая снижение расчетной площади сечения в связи с образованием трещин в растянутой зоне, имеем (62) [29]:  $Q = 8,31 \leq [Q] = 147 \cdot 0,325 = 48 \text{ тс}$ .

Для четвертого этажа  $R_{ср} = (95/95 + 12/0,525)^{1/2} = 106 \text{ тс/м}^2$ ,  $Q = 3,03 \leq [Q] = 106 \cdot 0,525 = 56 \text{ тс}$ . Эти соотношения объясняют отсутствие косых трещин в панелях стен.

в) Прочность стыков на сдвиг.

Приведенные данные свидетельствуют о том, что расстройство горизонтальных и вертикальных стыков было одной из решающих причин повреждения крупнопанельных зданий. Поэтому конструкция стыков в зданиях, строящихся в сейсмических районах, обязательно должна учитывать специфику сейсмических воздействий. Об этом, в частности, свидетельствует и расчет горизонтальных стыков.

По существующим представлениям, зафиксированным в ранее действовавших "Указаниях по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов, строящихся в сейсмических районах" СН 328-65 и во вводимой в действие "Инструкции по проектированию панельных зданий" ВСН 32-77, сопротивление срезу растворных швов горизонтальных

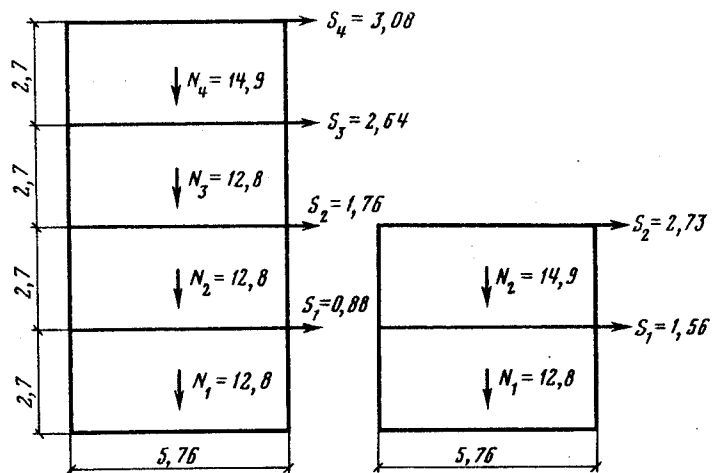


Рис. III. 13. Расчетные схемы и усилия в диафрагмах ВС1

стыков при знакопеременных и сейсмических нагрузках не должно учитываться. Результаты Газлийских землетрясений подтвердили это положение. Отмечено массовое повреждение горизонтальных стыков и значительные подвижки панелей, в то время как формально несущая способность растворного стыка на срез, определенная без учета знакопеременной нагрузки по формуле (78) ВСН 32-77, значительно превышает расчетные сейсмические усилия:  $Q = 1,25 \cdot 9,3 = 11,5 \text{ т} < [Q] = (R_{сд} + 0,5\sigma) P_{сд} = (16 + 0,5 \cdot 43,5/0,325) 0,325 = 27 \text{ тс}$ .

Проверка прочности вертикальных стыков практически невозможна из-за неопределенности расположения, конструкции и жесткостных характеристик металлических связей.

### ГЛАВА III.6

#### АНАЛИЗ ПОВРЕЖДЕНИЙ ДВУХЭТАЖНЫХ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ В ГАЗЛИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ИНСТРУМЕНТАЛЬНЫХ ЗАПИСЕЙ СЕЙСМИЧЕСКОГО ДВИЖЕНИЯ ГРУНТА

Для оценки работы двухэтажных крупнопанельных зданий при землетрясениях был произведен их поверочный расчет с целью определения динамических параметров и сейсмических нагрузок.

Расчетная схема здания с соответствующими величинами масс, принятых сосредоточенными в уровнях покрытия и перекрытий, показана на рис. III.14.

При определении расчетных масс учитывались собственные веса элементов здания и нормативные нагрузки на перекрытия с соответствующими коэффициентами сочетания. Снеговая нагрузка на покрытие не учитывалась. Принимая при определении сейсмических нагрузок норма-

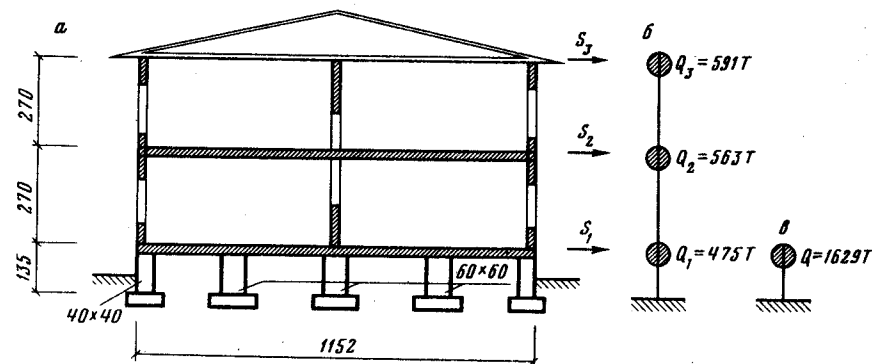


Рис. III. 14. Расчетные схемы здания  
а — поперечный разрез; расчетные схемы: б — при нормативной методике определения сейсмических нагрузок; в — при расчете с учетом неупругих деформаций

тивную спектральную кривую и соответствующие коэффициенты сейсмичности, получим следующие значения сейсмических нагрузок при 8- и 9-балльном землетрясении:

8 баллов — 23,8 тс; 50,5 тс; 106,0 тс;

9 баллов — 47,6 т; 101,0 тс; 212,0 тс.

Вертикальные связи между первым и вторым этажами отсутствовали. Поэтому при действии горизонтальных сейсмических нагрузок взаимному сдвигу этажей по горизонтальным стыкам препятствовали только силы трения. Если принять коэффициент трения бетона по бетону равным 0,7, то величина силы трения в уровне перекрытия над первым этажом будет равна 414 тс, т.е. почти в 4 раза больше, чем перерезывающая сила, соответствующая 8-балльному землетрясению. Еще большая разница наблюдается в уровне пола первого этажа, где силы трения более чем в 5 раз превышают перерезывающую силу. По общей оценке специалистов, интенсивность землетрясения в Газли 8 апреля не превышала 8 баллов. Следовательно, поскольку подвижки в горизонтальных стыках крупнопанельных домов при этом землетрясении наблюдались, величина действовавших сейсмических нагрузок должна была превышать полученную по СНиП II-A.12-69. Оценить эти нагрузки в рамках нормативной методики расчета не представляется возможным. Поэтому была рассмотрена работа двухэтажных крупнопанельных зданий при воздействии реальных записей Газлийского землетрясения 17 мая с учетом неупругого характера деформирования их стыков.

При использовании записей Газлийского землетрясения 17 мая для оценки работы зданий в Газли необходимо учитывать, что эти записи получены не в поселке, а в непосредственной близости от эпицентра. Поэтому их спектральный состав, а также соотношение вертикальных и горизонтальных ускорений, по-видимому, не соответствуют параметрам колебаний грунта, имевшим место в поселке. Кроме того, повторным действиям подверглись дома, уже перенесшие 8-балльное землетрясение и получившие существенные повреждения. В то же время использование этих записей дает возможность оценить порядок величин деформаций, которые можно ожидать при такой интенсивности землетрясения, и сопоставить их с фактически наблюдаемыми перемещениями. Это

особенно важно, так как по существу в отечественной практике впервые появилась возможность для таких оценок.

Для расчета на воздействие реальной акселерограммы определены расчетным путем динамические параметры двухэтажного крупнопанельного здания с учетом фактических размеров и конструкции фундаментов, а также с учетом податливости основания на сдвиг и поворот. Полученный при этом период собственных колебаний по первой форме оказался равным 0,145 с. Эта величина хорошо согласуется с результатами натурных испытаний, проведенных экспедицией ИМиСС (см. гл. III.4), которой получен период колебаний в поперечном направлении для недеформированного здания 0,15 с. Такое значение и принято для дальнейших расчетов.

Анализ жесткостных характеристик крупнопанельного этажа и конструкции нулевого цикла показал, что в первом приближении крупнопанельное здание можно рассматривать как дом с первым гибким этажом, поскольку жесткость типового этажа почти в 4 раза больше жесткости цокольного этажа. Это дает возможность рассчитывать здание как систему с одной степенью свободы, принимая, что ускорения по высоте надземной части практически не меняются. В то же время перерезывающие силы возрастают к основанию пропорционально увеличению массы. Соответственно возрастают и силы трения.

Пока силы трения больше перерезывающей горизонтальной силы в уровне соответствующего этажа, система работает как упругая. При достижении перерезывающей силой величины, равной силе трения, происходит неупругое смещение этажа при постоянной величине реакции, т.е. можно принять, что деформация системы описывается диаграммой Прандтля. В процессе неупругого циклического деформирования параметры диаграммы меняются. Это изменение может быть принято на основе имеющихся экспериментальных данных [30].

Колебания упругопластической системы с принятой диаграммой деформирования описываются неоднородным линейным дифференциальным уравнением второго порядка с переменными коэффициентами [31]. В качестве внешнего воздействия была принята компонента С-Ю Газлийского землетрясения 17 мая [2]. Решение уравнения производилось численными методами на ЭВМ. Вначале определились реакции и перемещения системы при ее упругой работе, а затем при предельной упругой реакции, равной силам трения, действующим в основании первого и второго этажей.

Поскольку принята предпосылка о равенстве ускорений по высоте надземной части, то естественно, что отношение величины сил трения к инерционной силе также будет постоянным.

При рассмотрении колебаний упругой системы максимальная реакция  $R_{\max} = 1457,5$  тс была получена в момент времени  $t = 8,156$  с с начала землетрясения. Такому значению реакции в рассматриваемой упругой системе соответствует максимальное перемещение 0,528 см.

Если коэффициент трения в горизонтальном стыке принять равным 0,7, то предельное усилие, воспринимаемое силами трения в уровне пола первого этажа, составит 1071,7 тс, что равно 73,5% от максимальной реакции упругой системы. Расчет упругопластической системы при таких исходных данных показал, что максимальные остаточные деформации в горизонтальных стыках достигают 1,383 см или в 3,5 раза превышают упругие соответствующие моменту преодоления сил трения. Как уже от-

мечалось, расчетная предпосылка о постоянстве ускорения по высоте надземной части здания привела к тому, что расчетные остаточные деформации в первом и втором этажах получились одинаковыми. Фактически при обследовании поврежденных зданий было зафиксировано, что вторые этажи имели большие подвижки в стыках, чем первые, что связано с не учитываемыми в данном случае деформациями изгиба. Что касается первых этажей, то полученная величина остаточных смещений достаточно близка к фактической, наблюдавшейся во многих зданиях.

Полученное значение относительных остаточных деформаций (3, 5) достаточно велико. По имеющимся данным, оно близко к предельно допустимым значениям для жестких зданий [32]. Однако, как показали обследования, повреждения тела панелей в крупнопанельных домах Газли были незначительны. Относительно большая податливость горизонтальных стыков привела к снижению усилий в панелях. Таким образом, вопрос о предельном состоянии крупнопанельных зданий должен быть, очевидно, увязан с предельно допустимыми деформациями стыковых соединений.

Проведенные в ТашЗНИИЭП экспериментальные исследования показали, что относительная остаточная деформация в стыках может достигать весьма больших величин (20–30 и более). Очевидно, предельное состояние стыка будет определяться не моментом начала снижения воспринимаемой им сдвигающей нагрузки, а теми деформациями, которые обеспечивают неизменность конструктивной системы крупнопанельного дома. В частности, этот критерий может быть связан с величиной опирания перекрытий на стены. По действующим нормам по сейсмостойкому строительству, проектная величина опирания перекрытия на стены должна быть не менее 50 мм. По ГОСТ 11309–65 "Дома жилые крупнопанельные. Основные технические требования", допускается уменьшение проектной глубины опирания не более чем на 20 мм. Таким образом, минимально допускаемое опирание составляет 30 мм. Для того чтобы обеспечить возможность ремонта здания после землетрясения, очевидно, нельзя допускать соскальзывания перекрытия даже с одной из четырех опорных стен, так как это может привести к недопустимо большим деформациям перекрытия в вертикальной плоскости, что в отдельных случаях наблюдалось в Газли. Исходя из этого, абсолютный предел остаточных деформаций в горизонтальном стыке не должен превышать 30 мм. Учитывая необходимость принятия какого-то коэффициента запаса, допускаемая величина остаточных деформаций в стыке должна быть еще меньше, например 20 мм. Исходя из этого, можно констатировать, что двухэтажные крупнопанельные дома в Газли были достаточно близки к предельному состоянию. Разумеется, речь идет о средних оценках. В отдельных зданиях имели место как меньшие, так и большие величины деформаций, приводившие к обрушению частей зданий.

Полученные величины остаточных деформаций не учитывают многокомпонентности сейсмического воздействия. Что касается составляющей В-3, то, как показали исследования ЦНИИСК [3], превышение суммарных приведенных составляющих ускорений над ускорениями отдельных составляющих сравнительно невелико (до 20%). Совместное действие вертикальной и горизонтальной составляющих менее изучено, особенно применительно к колебаниям упругопластических систем. Поскольку вертикальная составляющая сейсмического воздействия изменяет нормальные усилия в стыке и, как следствие, действующие силы трения, то этот вопрос нуждается в специальных исследованиях. Однако, по некото-

рым оценкам [33], влияние вертикальной составляющей также сравнительно невелико.

Анализ поведения крупнопанельных домов в Газли при интенсивных сейсмических воздействиях позволяет сделать следующие выводы.

1. Крупнопанельные дома, построенные без специальных антисейсмических мероприятий, в основном перенесли землетрясение интенсивностью 8–9 баллов без массовых обрушений.

2. Наблюдавшиеся остаточные деформации в стыках и их сопоставление с полученными расчетными оценками показывают, что состояние крупнопанельных домов близко к предельному.

3. Выполненные исследования свидетельствуют о том, что при неупругом деформировании стыковых соединений здания могут воспринимать сейсмические нагрузки, существенно превышающие нормативные. При этом развиваются остаточные деформации, в несколько раз превышающие расчетные упругие.

4. Для расчетной оценки резервов несущей способности крупнопанельных домов при сейсмических нагрузках необходимы специальные исследования по определению физических критериев предельных состояний стыковых соединений, величины и характера изменения сил трения при динамических многокомпонентных воздействиях.

### ГЛАВА III.7

## ПОВЕДЕНИЕ НЕУПРУГИХ СИСТЕМ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИЯХ В ВИДЕ ИНСТРУМЕНТАЛЬНЫХ ЗАПИСЕЙ ГАЗЛИЙСКОГО ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ 17 МАЯ

Для того чтобы получить представление о характере неупругого поведения сооружений при землетрясении 17 мая, были проведены специальные расчеты с применением ЭВМ. Исследовались колебания неупругих систем, характеризуемых диаграммой Прандтля, при воздействии акселерограмм, зарегистрированных в эпицентральной зоне [2]. Варьировались предельные упругие смещения системы, а также ее начальные периоды. Вычислено количество выбросов системы в неупругую область  $n_+$  и  $n_-$ , соответственно в положительном и отрицательном направлениях, а также их общее число  $n$ , т.е.  $n = n_+ + n_-$  (рис. III.15, III.16).

Анализировались следующие характеристики поврежденности системы:

$Y'_m$  — наибольшая деформация системы за один полуцикл в долях от максимального смещения упругой системы  $Y_m$  при заданном начальном периоде системы  $T$  (рис. III.17, III.18);

$\Sigma'_{II}$  — накопленная неупругая энергия системы в долях от удвоенной упругой энергии системы  $2W_u$ , при заданном начальном периоде системы (рис. III.19, III.20);

$\Sigma'_+$  и  $\Sigma'_-$  — то же при движении системы соответственно в положительном и отрицательном направлениях;

$\Sigma'$  — остаточная деформация системы после окончания землетрясения,  $\Sigma' = \Sigma'_+ + \Sigma'_-$ .

Кроме того, исследовался средний неупругий выброс системы в долях от  $Y_m$ , равный  $1/n \Sigma'_{II}$  (см. рис. III.23, III.24), а также отношение накоп-

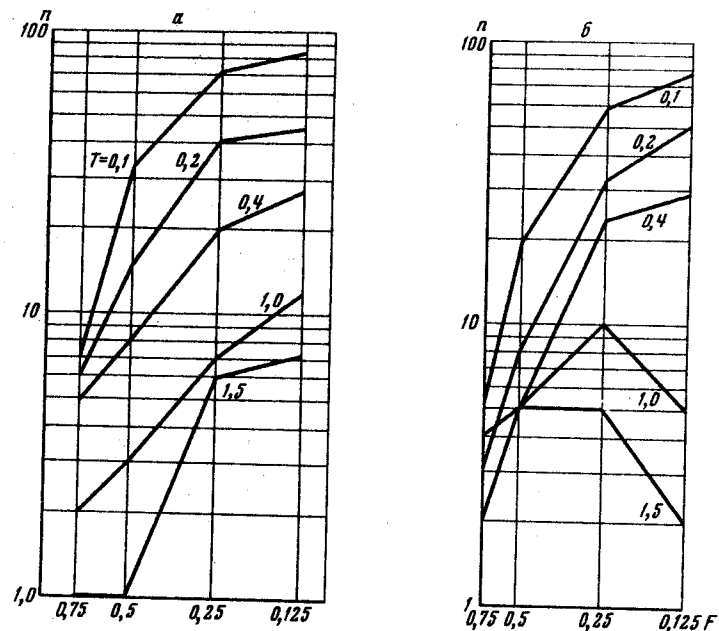


Рис. III. 15. Зависимость числа неупругих выбросов  $n$  системы от величины коэффициента сейсмостойкости системы  $F$   
Для рис. III. 15. — III. 25 составляющие: а — С-10; б — В-3

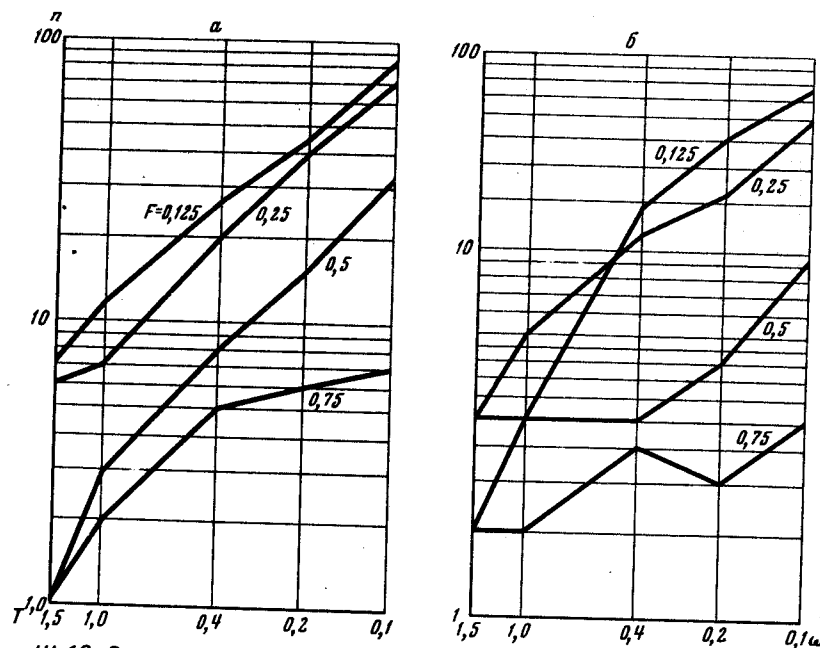


Рис. III. 16. Зависимость числа неупругих выбросов  $n$  системы от начального периода системы



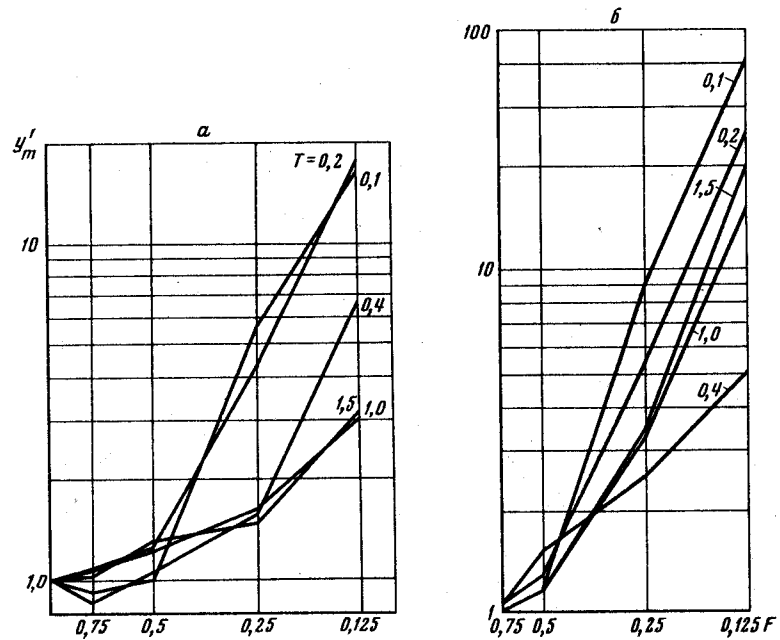


Рис. III. 17. Зависимость наибольшей деформации системы за один цикл  $y'_m$  от величины коэффициента сейсмовооруженности системы  $F$

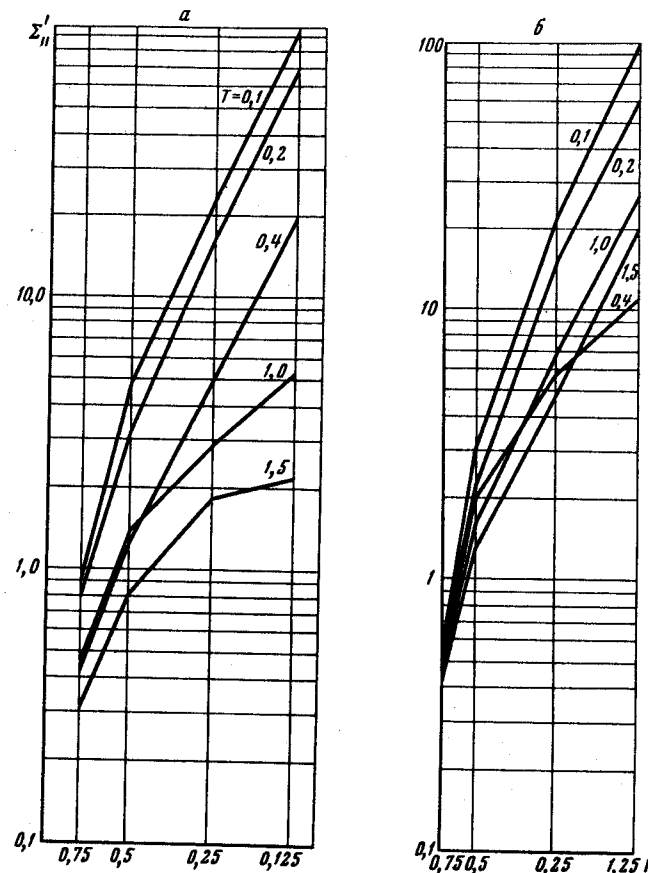


Рис. III. 19. Зависимость накопленной неупругой энергии системы  $\Sigma''$  от коэффициента сейсмовооруженности системы  $F$

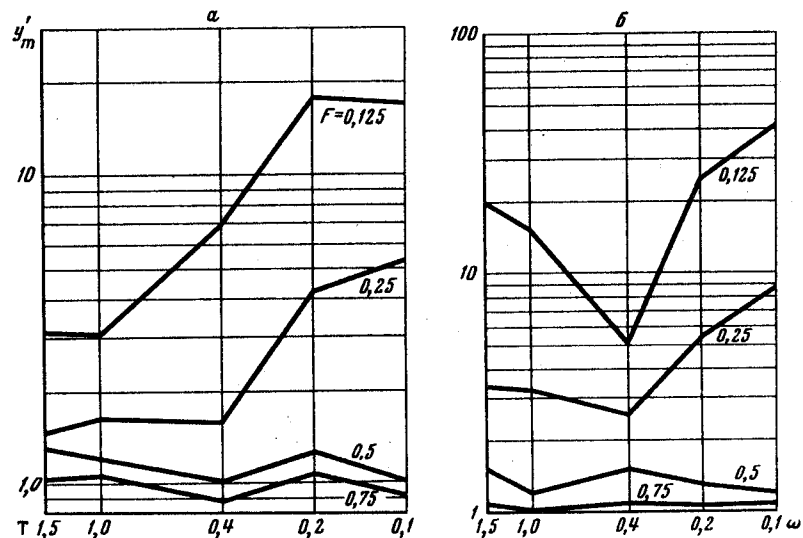


Рис. III. 18. Зависимость наибольшей деформации системы за один цикл  $y'_m$  от начального периода системы

ленной к концу землетрясения неупругой энергии системы к наибольшей неупругой деформации системы в одном полуцикле (см. рис. III.27).

В качестве параметра, характеризующего сейсмовооруженность системы, выбиралась величина  $F$ , равная отношению предельного упругого смещения системы  $Y_T$  к максимальному смещению  $Y_m$  упругой системы с частотой, равной начальной частоте неупругой системы:  $F = Y_T/Y_m$ . Было рассмотрено четыре значения  $F$ : 0,75; 0,5; 0,25; 0,125 и пять значений начальных периодов  $T$ : 0,1; 0,2; 0,4; 1,0 и 1,5 с.

Как видно из рис. III.15, число неупругих выбросов системы растет приблизительно по линейному закону от коэффициента сейсмовооруженности  $F$ , исключение составляют системы с периодами 1 и 1,5 с для составляющей В-3. В последних случаях число выбросов почти не изменяется для всего рассмотренного диапазона изменения  $F$ . Для малых коэффициентов сейсмовооруженности системы ( $F = 0,125-0,25$ ) число выбросов  $n$  растет приблизительно по линейному закону в зависимости от частоты системы (см. рис. III.16). С увеличением же коэффициента  $F$  число выбросов более

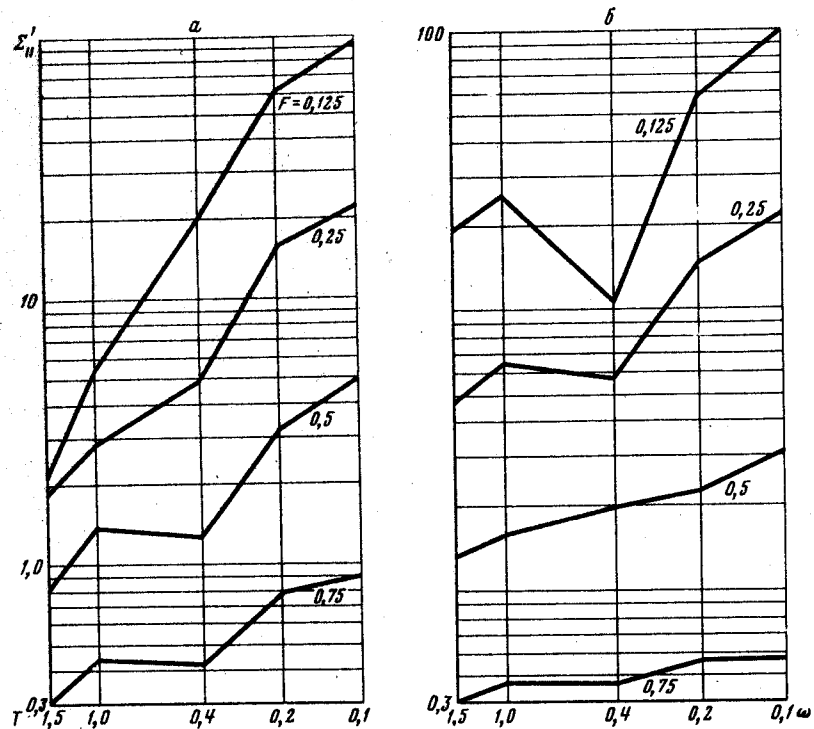


Рис. III. 20. Зависимость накопленной неупругой энергии  $\Sigma'_{II}$  от начального периода системы

медленно растет от частоты и при  $F = 0,75$  для составляющей В-3 уже практически не зависит от частоты.

Зависимости  $Y'_m$  от  $F$  и  $\omega$  оказались близкими для обеих составляющих колебаний грунта (см. рис. III.17, III.18), за исключением систем с большими периодами (1,0 и 1,5 с). Для составляющей С-Ю величина  $Y'_m$  слабо зависит от коэффициента сейсмовооруженности системы  $F$ , достигая значения  $\sim 1,5$  для значений  $F = 0,25$ , т.е. в случае, когда предельное упругое смещение в четыре раза меньше максимального смещения упругой системы. При этом наблюдаются значения  $Y'_m$  и менее единицы, т.е. когда общая деформация неупругой системы (упругая + пластическая) оказывается меньше максимального смещения чисто упругой системы.

Для систем с меньшими начальными периодами величина  $Y'_m$  возрастает в зависимости от  $F$  во все большей степени по мере уменьшения начального периода системы  $T$ . Однако крутизна этих кривых оказалась все же меньшей, чем у аналогичных кривых, построенных для Карпатского землетрясения 4 марта 1977 г., что объясняется большей низкочастотностью колебаний последнего землетрясения [34].

При низких уровнях сейсмовооруженности системы  $Y'_m$  практически не зависит от начального периода системы, а при уменьшении  $F$  графики  $Y'_m$  имеют все больший наклон и при значениях  $F = 0,125$  зависимость  $Y'_m$  от  $\omega$  оказывается приблизительно линейной. (при Карпатском землетрясении эта зависимость оказалась приблизительно квадратичной).

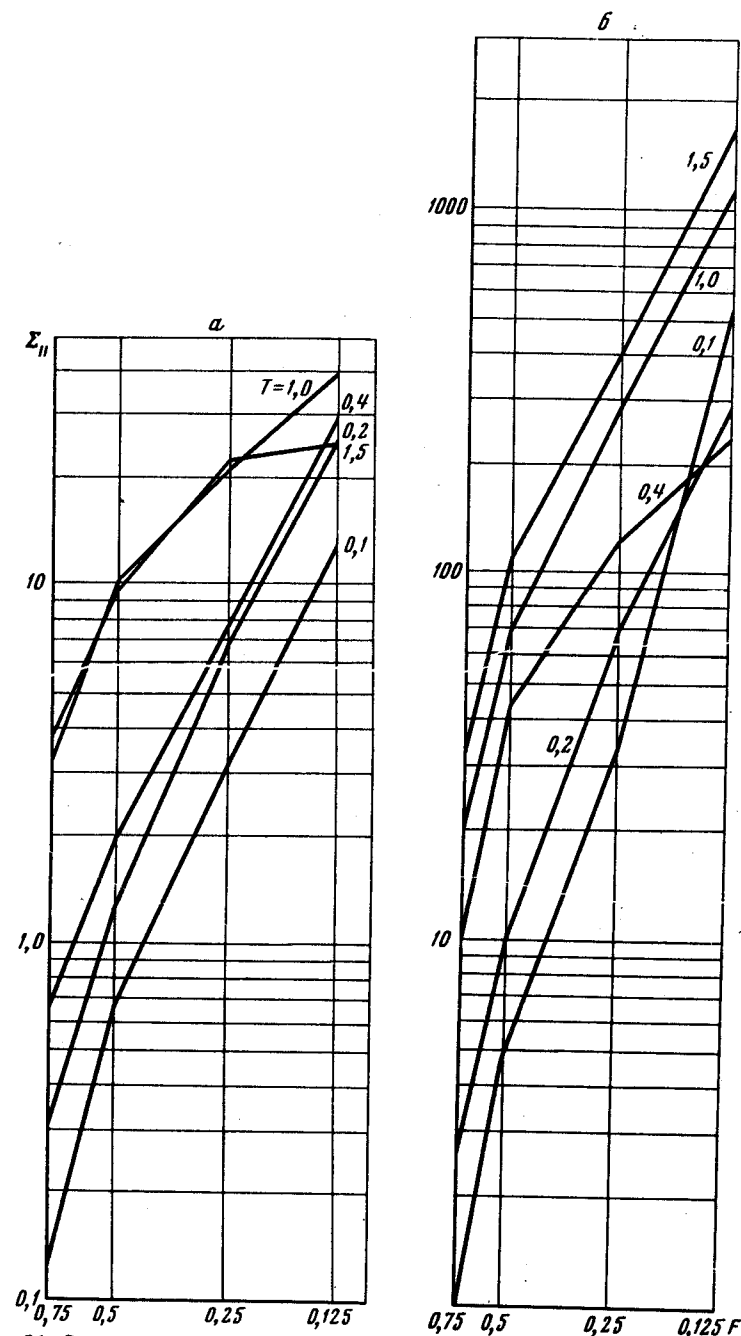


Рис. III. 21. Зависимость характеристики повреждения системы  $\Sigma_{II}$  от коэффициента сейсмовооруженности системы  $F$

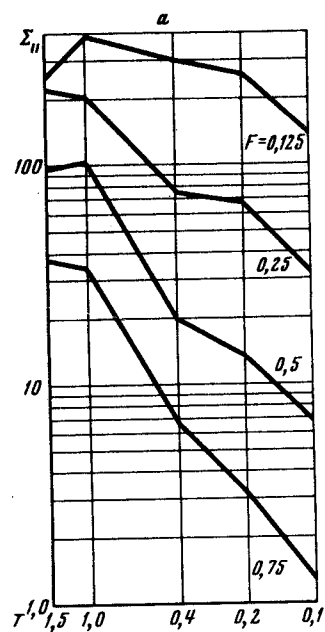


Рис. III. 22. Зависимости характеристики поврежденности системы  $\Sigma_{II}$  от начального периода системы

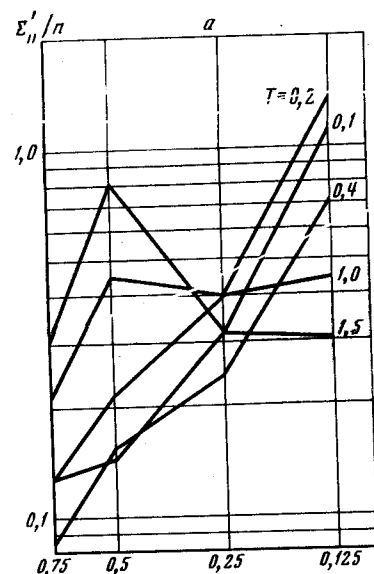
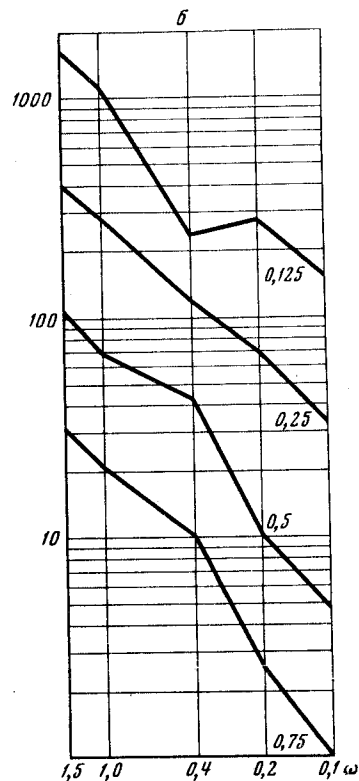


Рис. III. 23. Зависимости среднего неупругого выброса системы от коэффициента сейсмостойкости системы  $F$

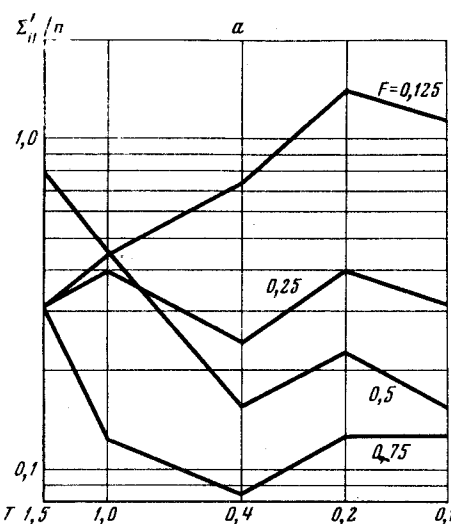
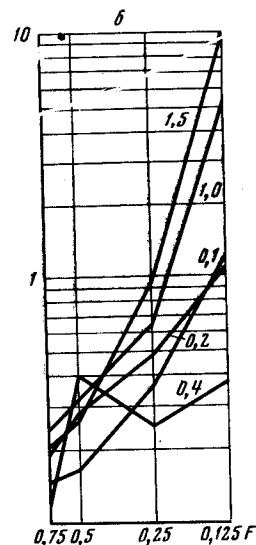
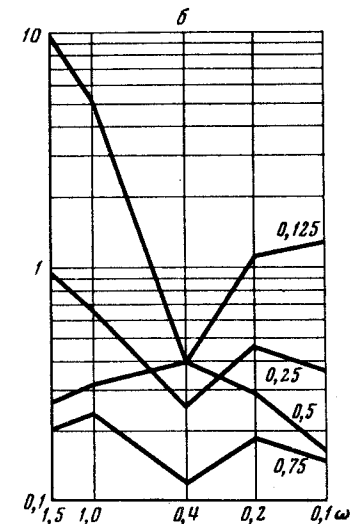


Рис. III. 24. Зависимости среднего неупругого выброса системы от начального периода системы



Отношение накопленной неупругой энергии системы к ее удвоенной упругой энергии  $\Sigma'_{II}$  возрастает по мере уменьшения коэффициента сейсмостойкости системы  $F$  (см. рис. III.19). При этом угол наклона указанных кривых возрастает по мере уменьшения начального периода системы, а сами кривые располагаются выше.

Характер углов наклона для различных периодов систем сохраняется и для кривых  $\Sigma'_{II}$  — суммарных неупругих деформаций системы (рис. III.21). Однако расположение их меняется на обратное — выше располагаются кривые с большими начальными значениями  $T$ .

Для больших значений коэффициента сейсмостойкости системы относительная накопленная неупругая энергия системы  $\Sigma'_{II}$  почти не зависит от начальной частоты системы (см. рис. III.20). По мере же уменьшения коэффициента  $F$  она возрастает вместе с  $\omega$  все более круто, и при  $F = 0.125$  указанная зависимость может быть принята пропорциональной  $\omega^{1.5}$ .

Величины  $\Sigma_{II}$  слабо зависят от начального периода при малых значениях  $F$  (рис. III.22) и уменьшаются вместе с  $T$  все более круто по мере увеличения коэффициента  $F$ .

Средний выброс системы в неупругую область возрастает приблизительно по первой степени в зависимости от  $F$  (рис. III.23) и практически не зависит от начального периода (рис. III.24). Исключение составляют лишь системы с периодами 1,0 и 1,5 с (составляющая С-Ю).

При больших значениях коэффициента сейсмостойкости  $F$  системы с разными периодами имеют не только весьма различные доли остаточных деформаций в общей накопленной неупругой деформации, но остаточные деформации отличаются даже и знаком (рис. III.25, III.26). Однако по мере уменьшения коэффициента  $F$  остаточные деформации для всех периодов приобретают один знак и величины  $\Sigma'_{II}/\Sigma_{II}$  постепенно выравниваются для всех начальных периодов системы (см. рис. III.26).

Интересно рассмотреть, в какой мере сильнее импульсы землетря-  
10. Зак. 1359

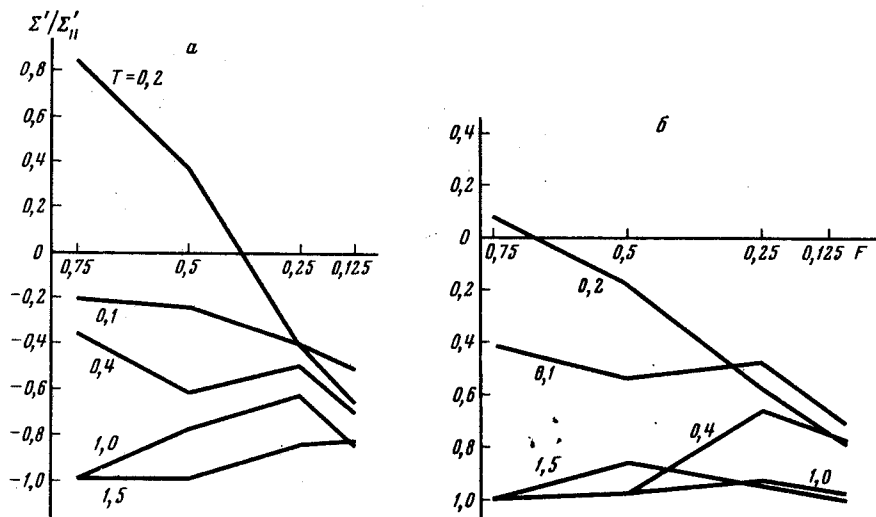


Рис. 11.25. Изменение доли остаточной деформации системы в общей неупругой деформации системы в зависимости от коэффициента сейсмовооруженности системы  $F$

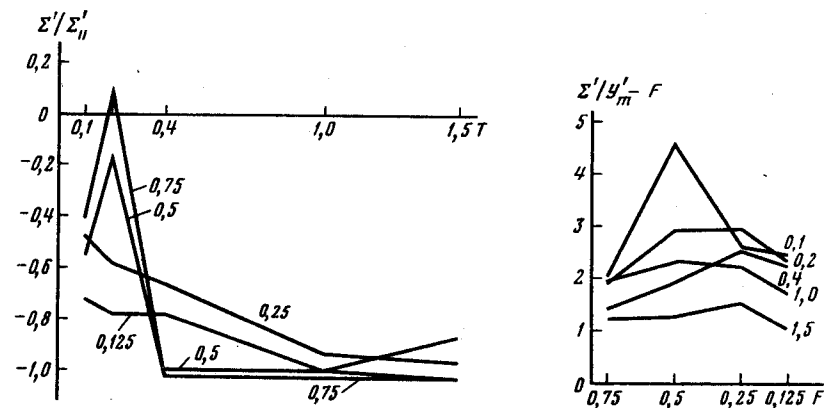


Рис. 11.26. Изменение доли остаточной деформации системы в общей неупругой деформации системы в зависимости от начального периода системы  $T$ , с (составляющая В-3)

Рис. 11.27. Изменение приведенного числа максимальных неупругих выбросов системы в зависимости от коэффициента сейсмовооруженности системы  $F$  (составляющая В-3)

сения повлияли на общую накопленную неупругую энергию системы. Оказалось, что отношение общей накопленной энергии  $\Sigma'$  к максимальному остаточному смещению системы в одном полуцикле  $Y'_m - F$  практически не зависит от коэффициента сейсмовооруженности системы  $F$  и колеблется в пределах от 2 до 4,5 для всех рассмотренных начальных периодов системы (рис. 11.27).

В связи с отсутствием инструментальных записей сильнейших Газлий-

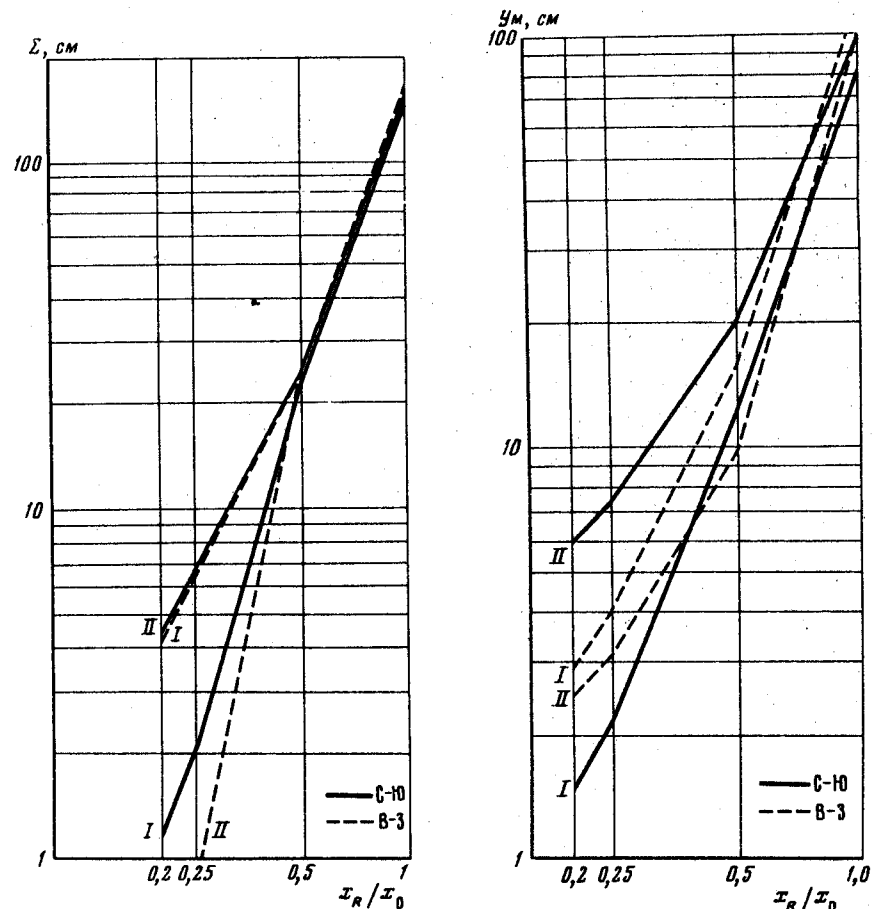


Рис. 11.28. Зависимость остаточного смещения навеса в Газли от коэффициента ослабления колебаний  $x_R/x_0$

I —  $T=0,55$  с;  $Y_T=0,6$  см; II —  $T=1,1$  с;  $Y_T=2,4$  см

Рис. 11.29. Зависимость максимального смещения навеса в одном полуцикле от коэффициента ослабления колебаний  $x_R/x_0$

I —  $T=0,55$  с;  $Y_T=0,6$  см; II —  $T=1,1$  с;  $Y_T=2,4$  см

ских землетрясений, полученных непосредственно в Газли, при анализе неупругого поведения зданий и сооружений часто используют записи, полученные в эпицентре. Оставляя в стороне вопрос об условности применения указанного приема анализа, остановимся на вопросе выбора коэффициента ослабления колебаний в Газли, на который должны быть умножены записи зарегистрированные в эпицентре, чтобы получить приемлемые результаты.

С этой целью было исследовано неупругое поведение навеса 1 в промышленной зоне Газли, имевшего четкую конструктивную и простую динамическую схему (подробнее см. гл. III.3). Предполагалось, что характер горизонтальных колебаний грунта в Газли по сравнению с эпицентром

сохранился, хотя составляющие колебаний могли и изменить направление. Учитывая изменение жесткости навеса при воздействии землетрясения, рассмотрим два начальных значения периода: 0,55 с и 1,1 с при сохранении предельной горизонтальной нагрузки на навес.

Зависимости остаточного смещения навеса от коэффициента ослабления колебаний представлены на рис. III.28. Из этого рисунка видно, что зависимости остаточного смещения от коэффициента ослабления оказались близкими при  $T = 1,1$  (составляющая С-Ю) и при  $T = 0,55$  (составляющая В-З), а также при  $T = 0,55$  (составляющая С-Ю) и при  $T = 1,1$  (составляющая В-З), а также все зависимости при коэффициенте ослабления более 0,5.

При остаточных смещениях навеса 15–20 см коэффициенты ослабления колеблются в пределах 0,38–0,49 для составляющей С-Ю и 0,39–0,48 для составляющей В-З. Таким образом, коэффициент ослабления может быть с достаточной уверенностью принят равным 0,45. Максимальные ускорения при указанных остаточных смещениях навеса составляют (0,27–0,34)  $g$  для составляющей С-Ю и (0,23–0,29)  $g$  для составляющей В-З.

Если полагать, что остаточные смещения возникли в результате воздействия лишь одного сильнейшего импульса (рис. III.29), то коэффициенты ослабления находятся в пределах 0,41–0,6 – для составляющей С-Ю и 0,48–0,62 – для составляющей В-З, т.е. в этом случае, как и следовало ожидать, коэффициенты ослабления оказались несколько выше. При этом максимальные ускорения колеблются в пределах (0,24–0,36)  $g$  для составляющей С-Ю, в пределах (0,34–0,43)  $g$  для составляющей В-З.

### ГЛАВА III.8

#### ЗАПИСИ ГАЗЛИЙСКИХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ 8 АПРЕЛЯ И 17 МАЯ, ПОЛУЧЕННЫЕ ИНЖЕНЕРНО-СЕЙСМОМЕТРИЧЕСКИМИ СТАНЦИЯМИ НА ТЕРРИТОРИИ ТАДЖИКИСТАНА

Землетрясения были повсеместно зарегистрированы Службой сильных движений Таджикистана, создание которой было начато в 1967 г., а первая очередь завершена в 1975 г. Приводится экспериментальный материал, полученный сетью инженерно-сейсмометрических станций на грунте, на зданиях города Душанбе, экспериментального полигона института и в районах строительства высотных плотин.

**Записи землетрясений на грунте.** В различных точках Таджикской ССР сейсмические станции (их расположение приведено на рис. III.30) ведут записи колебаний грунта. Сейсмостанции "Душанбе" и "Куляб" установлены на лессовых грунтах, подстилаемых галечниками мощностью около 150 м, ниже которых залегают песчаники. Станция "Лангар" расположена на песчаниках. Землетрясения силой 3–7 баллов на сейсмических станциях "Душанбе", "Лангар" и "Куляб" регистрируются механическими сейсмографами (СМР-2) с электромагнитным затуханием. Запись прибора на интервале периодов от 0,2 до 3–4 с соответствует смещениям грунта. Постоянные прибора СМР-2 имеют следующие значения: период свободных колебаний маятника  $T_s = 5$  с; постоянная затухания  $D_s = 0,46$ ; приведенная длина маятника  $l_s$  – около 10 см; коэффициент увеличения  $V_0 = 7–7,5$ .

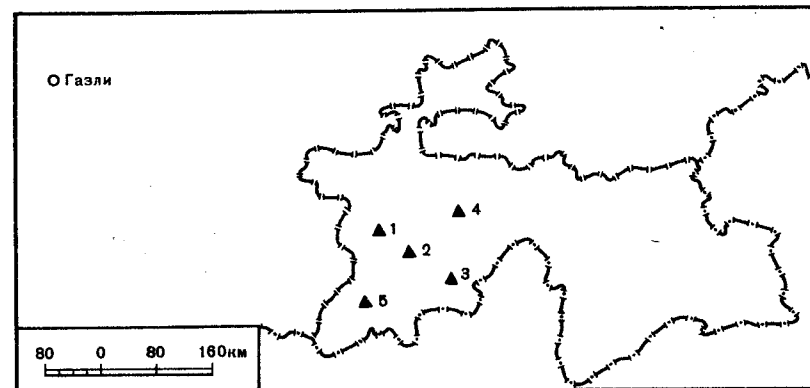


Рис. III. 30. Схема расположения пунктов регистрации землетрясений  
1 – Душанбе; 2 – Нурек, Лангар; 3 – Куляб; 4 – Рогун; 5 – Головная

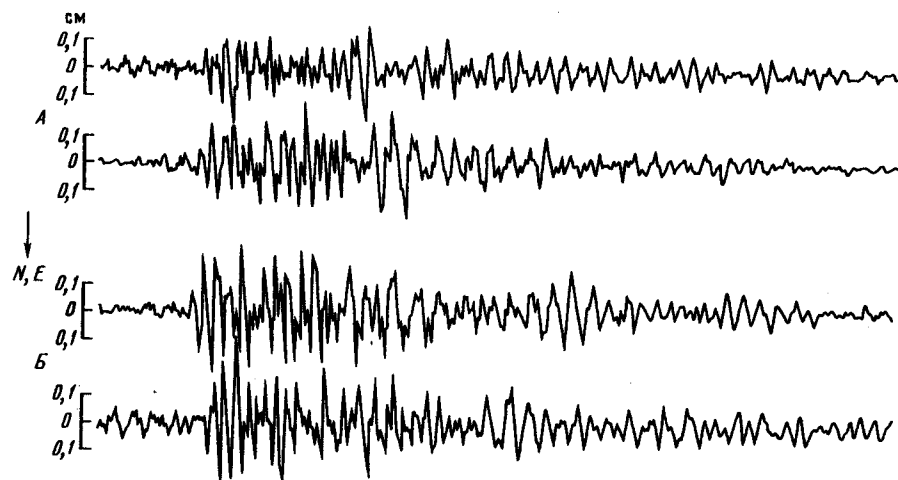


Рис. III. 31. Запись землетрясения на сейсмической станции "Куляб"  
А – 8 апреля; Б – 17 мая

Сейсмограммы Газлийских землетрясений приведены на рис. III.31–III.34 и расположены следующим образом: верхняя – С-Ю, нижняя – В-З. Масштаб записи указан на вертикальной шкале против каждой трассы, а стрелкой отмечено направление на север (N) и восток (E). На записях землетрясений сейсмической станцией "Куляб" (рис. III.31) отсутствует марка времени. Скорость протяжки носителя составляет 60 мм/с на всех станциях. На территории Душанбе и в его окрестностях в радиусе 50 км установлена сеть сейсмометров АИС-2 в 20 пунктах. В каждом пункте в грунте установлено по два прибора. Дублирование приборов повышает точность и надежность показаний. Записи показывают спектры реакций простейших осцилляторов, соответствующие спектрам сейсмических воздействий на сооружения с различным периодами собственных колеба-



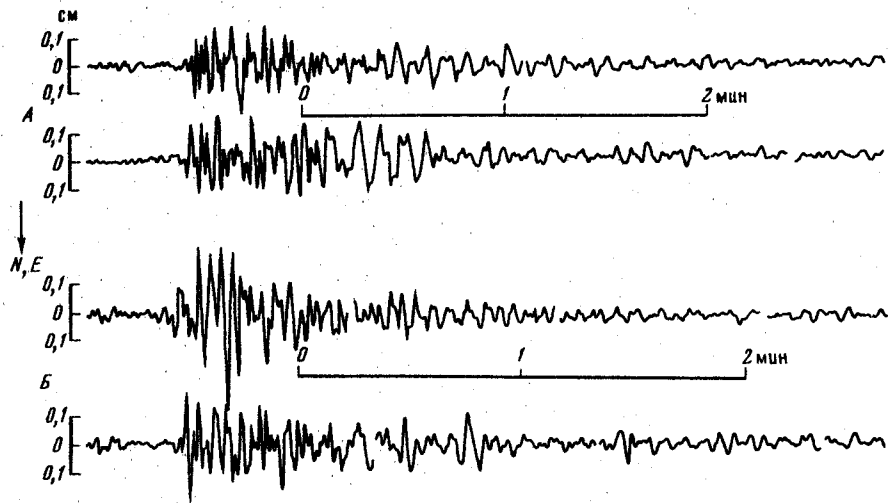


Рис. 111. 32. Запись землетрясения на сейсмической станции "Лангар"  
А — 8 апреля; Б — 17 мая

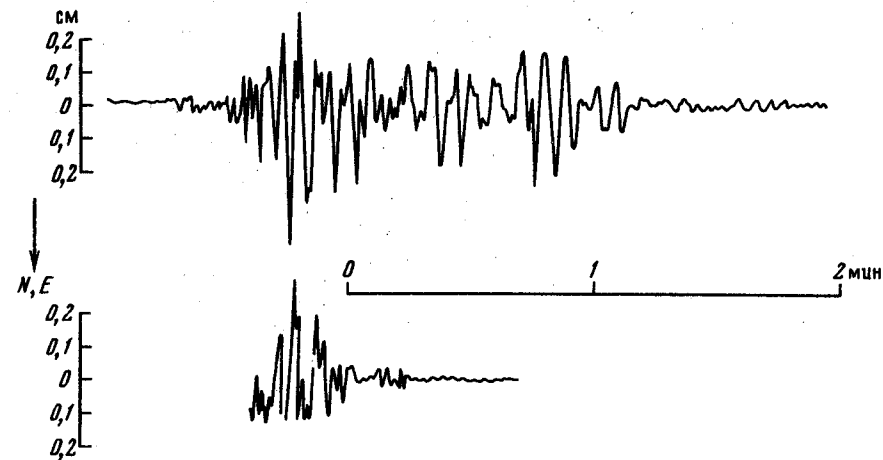


Рис. 111. 33. Запись землетрясения 8 апреля на сейсмической станции "Душанбе"

ний и логарифмическими декрементами колебаний в пределах 0,1—0,3. Сейсмометры АИС-2 записывают колебания маятников с уменьшением в 3—5 раз. Поэтому они дают четкие записи для всех маятников только в диапазоне сотрясений 4—5 баллов. При меньшей силе воздействия смещения на записях некоторых маятников мало различаются от толщины линии. Так как сила сотрясения в городе и его окрестностях была в пределах 3—4 балла, то четкие записи получены не на всех станциях. Ниже приводим величины приведенных ускорений по пунктам, где получены наиболее четкие записи (табл. 111.13).

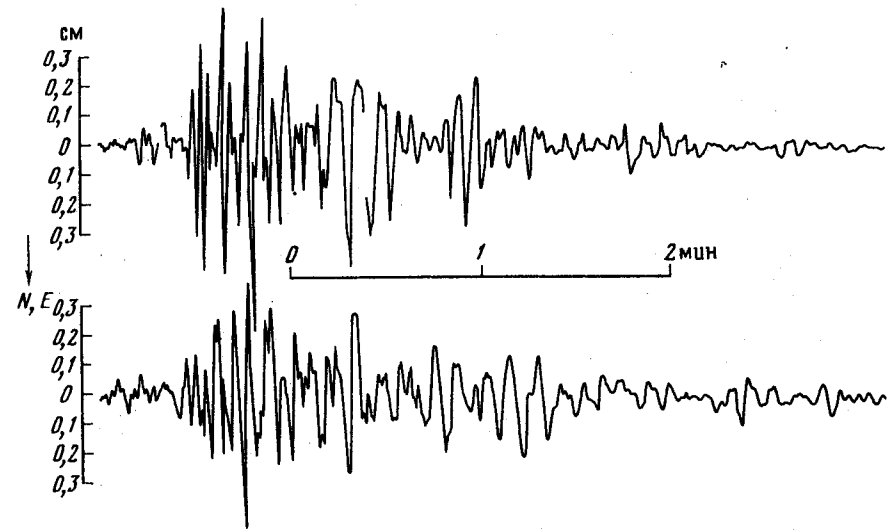


Рис. 111. 34. Запись землетрясения 17 мая на сейсмической станции "Душанбе"

**Записи колебаний зданий на экспериментальном полигоне института.** На экспериментальном полигоне института Ляур построены образцы зданий различных конструктивных схем; каркасно-панельное, крупнопанельное на ленточном фундаменте, крупнопанельное на свайном фундаменте и здание комплексной конструкции с гибким первым этажом. Территория экспериментального полигона сложена лессовыми грунтами большой мощности (более 100 м). В данном разделе приводятся конструктивные характеристики перечисленных зданий (рис. 111.35—111.38) и записи колебаний их при землетрясении 17 мая (рис. 111.39—111.50).

Таблица 111. 13

Величины приведенных ускорений

N	Приведенные ускорения, см/с <sup>2</sup> маятников с периодом, с					
	0,05	0,1	0,2	0,4	0,8	1,1
8 апреля						
1	150	30	10	25	12	4
2	—	10	12	15	28	20
3	80	60	13	18	35	15
4	200	250	30	45	15	8
5	80	30	35	10	30	12
6	60	30	10	15	28	40
17 мая						
2	60	10	12	27	30	15
3	70	—	9	30	37	12
4	65	30	12	35	32	9
5	15	8	9	20	9	3
7	50	30	10	12	10	6

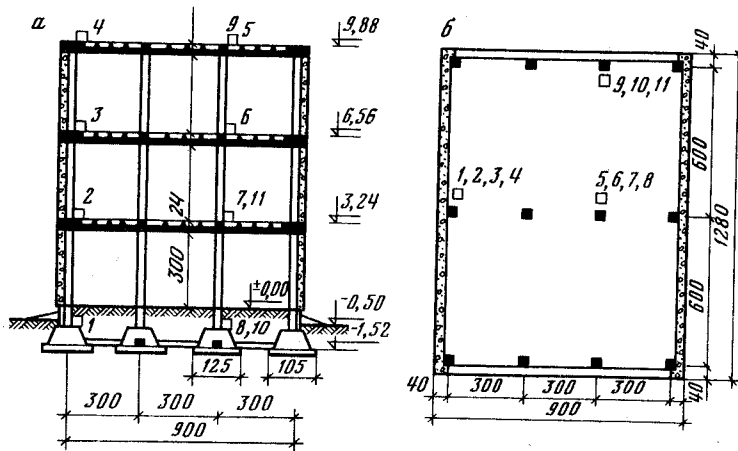


Рис. III. 35

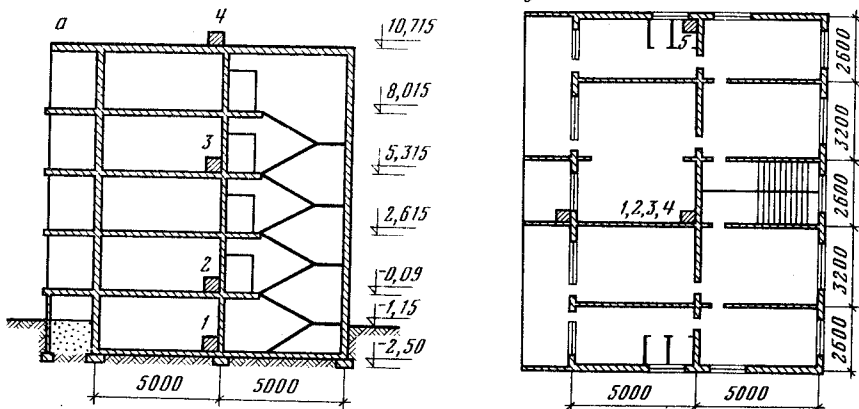


Рис. III. 36

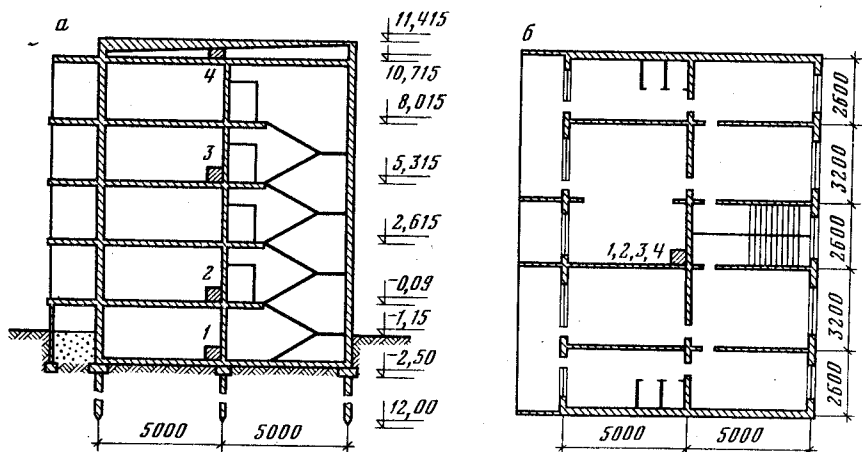


Рис. III. 37

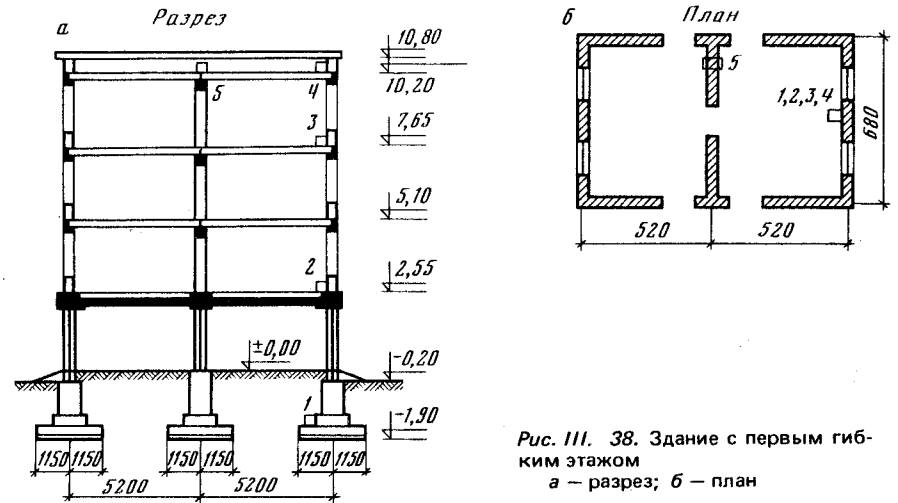


Рис. III. 38. Здание с первым гибким этажом  
а — разрез; б — план

### 1. Каркасно-панельное здание.

Здание имеет прямоугольную форму в плане с размерами в осях  $12 \times 9$  м, трехэтажное. Сетка колонн принята  $3 \times 6$  м (рис. III.35). Фундаменты под колонны выполнены сборными железобетонными, стаканного типа, из бетона марки 200. По периметру здания фундаменты связаны по верху железобетонными фундаментными балками, выполненными из бетона марки 200; по внутренним осям здания фундаменты связаны монолитными балками-связями из бетона марки 150. Колонны — сборные железобетонные, сечением  $35 \times 35$  см из бетона марки 200. Ригели выполнены монолитными железобетонными из бетона марки 200 сечением  $40 \times 24$  см. Перекрытия из сборных железобетонных ребристых (ребрами вверх) плит размером  $3 \times 6$  м. Боковые и торцовые ребра плит перекрытия служат боковыми стенами опалубки монолитных ригелей. Стены из керамзитобетонных панелей толщиной 25 см по периметру здания. В направлении больших пролетов стеновые панели глухие, в направлении трехметровых пролетов стеновые панели выполнены высотой 1 м (подоконные стеновые панели). Полезную нагрузку на перекрытие и вес пола в здании заменяет пригруз из щебня. В каркасно-панельном здании регистрируются смещение и ускорение по двум взаимно перпендикулярным плоскостям и повороты вокруг вертикальной оси. Регистрация колебаний перекрытия 3-го этажа и грунта производится по трем взаимно перпендикулярным направлениям. Колебания грунта регистрируются в блиндаже, расположенном на расстоянии 25 м от здания. Схема расположения сейсмометрической аппаратуры в здании показана на рис. III.35.

Рис. III. 35. Каркасно-панельное здание  
а — разрез; б — план

Рис. III. 36. Крупнопанельное здание на ленточном фундаменте  
а — разрез; б — план

Рис. III. 37. Крупнопанельное здание на свайном фундаменте  
а — разрез; б — план

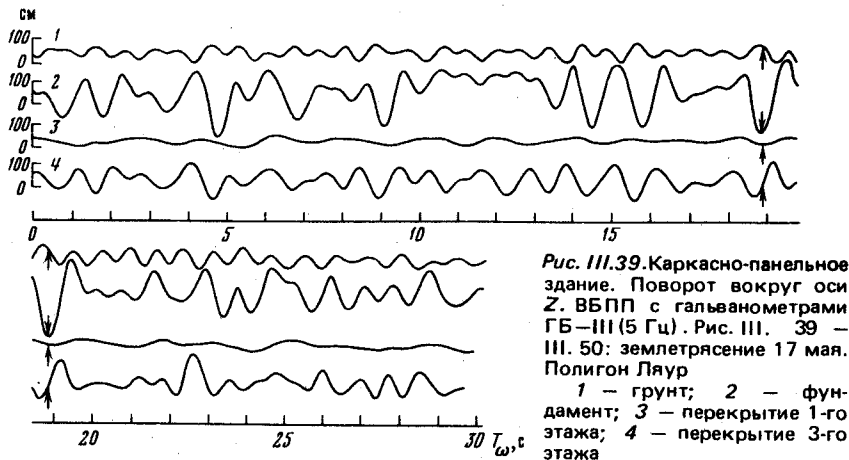


Рис. III.39. Каркасно-панельное здание. Поворот вокруг оси Z. ВБПП с гальванометрами ГБ-III (5 Гц). Рис. III. 39 - III. 50: землетрясение 17 мая. Полигон Ляур  
1 - грунт; 2 - фундамент; 3 - перекрытие 1-го этажа; 4 - перекрытие 3-го этажа

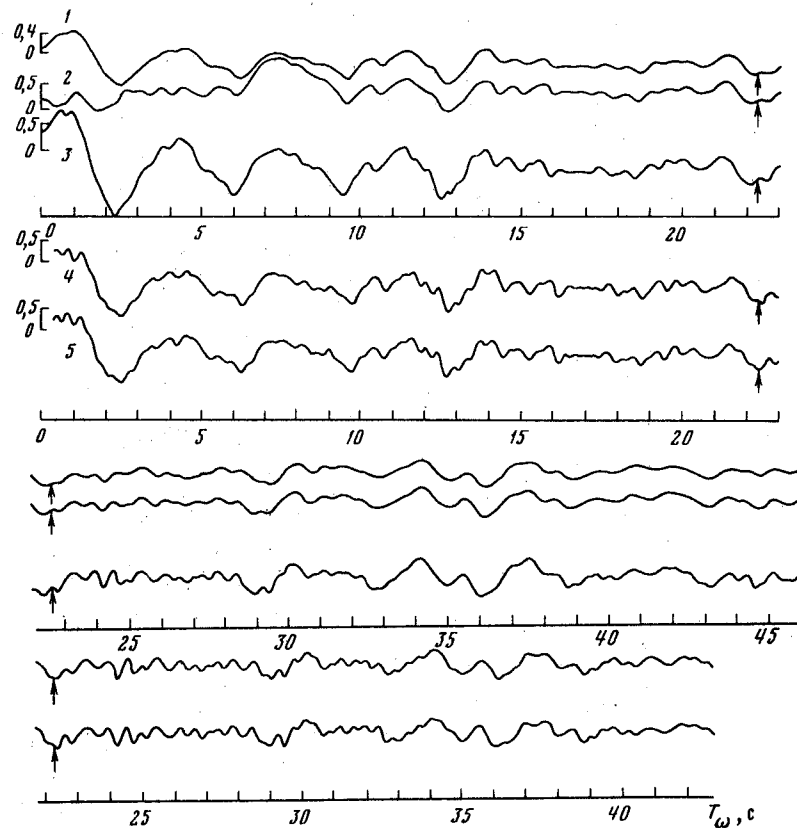


Рис. III. 40. Каркасно-панельное здание. Смещение (в см), С5С с гальванометрами ГБ-III  
1 - грунт; 2 - фундамент; 3 - перекрытие 1-го этажа; 4 - перекрытие 3-го этажа; 5 - перекрытие 4-го этажа

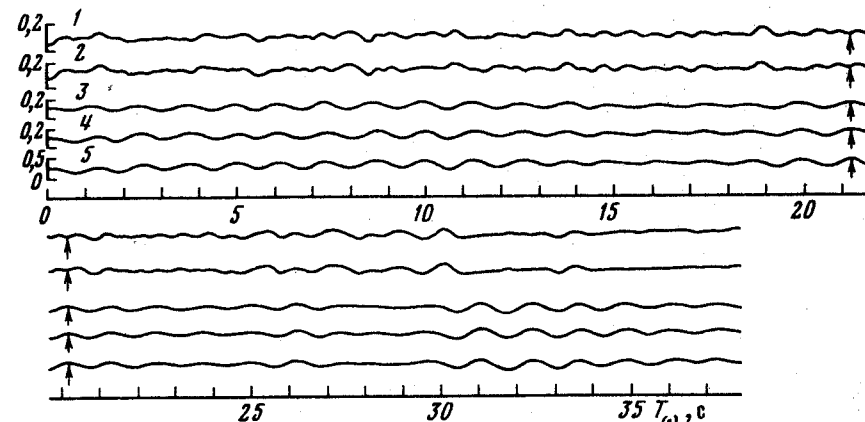


Рис. III. 41. Здание с гибким первым этажом. Смещение. ВБП - III с гальванометрами ГБ-III  
1 - грунт; 2 - фундамент; 3 - перекрытие 1-го этажа; 4 - перекрытие 3-го этажа; 5 - перекрытие 4-го этажа

## 2. Крупнопанельное здание на ленточном фундаменте.

Здание имеет прямоугольную форму в плане с размерами в осях 10 x 14,2 м (см. рис. III.36). Продольные и поперечные стены несущие, с опиранием перекрытий по контуру. Здание четырехэтажное с подвалом. Для обеспечения сейсмостойкости все элементы здания соединяются между собой при помощи сварки арматурных выпусков с последующей заливкой бетоном марки 200. Фундамент: ленточные из бетона марки 150. Цокольные панели - однослойные железобетонные из бетона марки 200, толщиной 28 см. Наружные стены из керамзитобетонных панелей размером на комнату. Панели толщиной 30 см из керамзитобетона марки 150 и объемным весом 1400 кг/м<sup>3</sup>. Внутренние стены и стены веранд также выполнены из железобетонных панелей (бетон марки 200). Панели надземной части имеют толщину 12 см, подземной - 14 см. Перекрытия в виде сплошных железобетонных плит толщиной 10 см, опирающихся по контуру на поперечные и продольные стены. Укладка панелей перекрытия на стены производилась на цементном растворе марки 200. Кровля - плоская, совмещенная, из рулонных материалов (четырёхслойный ковер из рубероида на мастике). Утеплитель из керамзита объемным весом 400 кг/м<sup>3</sup>. Лестница - из сборных железобетонных маршей и площадок. Марши и площадки выполнены из бетона марки 200. Перегородки в санузлах - сборные железобетонные, толщиной 6 см, из бетона марки 200. Полезная нагрузка и полы в здании отсутствуют.

Регистрация колебаний здания производится по двум взаимно перпендикулярным плоскостям в горизонтальном направлении (регистрируются ускорение и смещение.). На перекрытии четвертого этажа и на грунте регистрация колебаний производится по трем взаимно перпендикулярным направлениям. Сейсмометрическая аппаратура для регистрации колебаний грунта расположена в 2 м от здания на уровне подошвы фундамента. Схема расположения сейсмометрической аппаратуры в здании показана на рис. III.36.

## 3. Крупнопанельное здание на свайном фундаменте.

Здание имеет прямоугольную форму в плане с размерами в осях 10 x 14,2 м (см. рис. III.37). Продольные и поперечные стены несущие, с

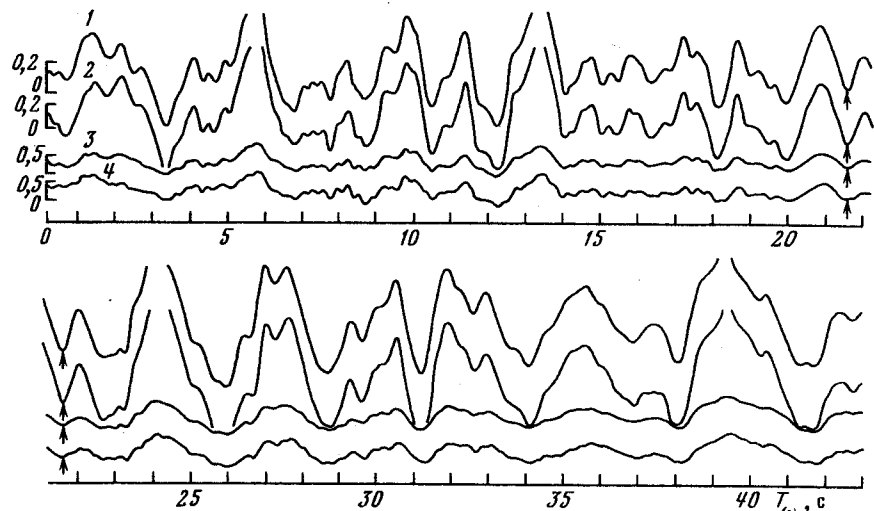


Рис. 133. 42. Крупнопанельное здание на свайном фундаменте. Смещение. С5С с гальванометрами ГБ-III  
1 — фундамент; 2 — перекрытие подвала; 3 — перекрытие 2-го этажа; 4 — перекрытие 4-го этажа

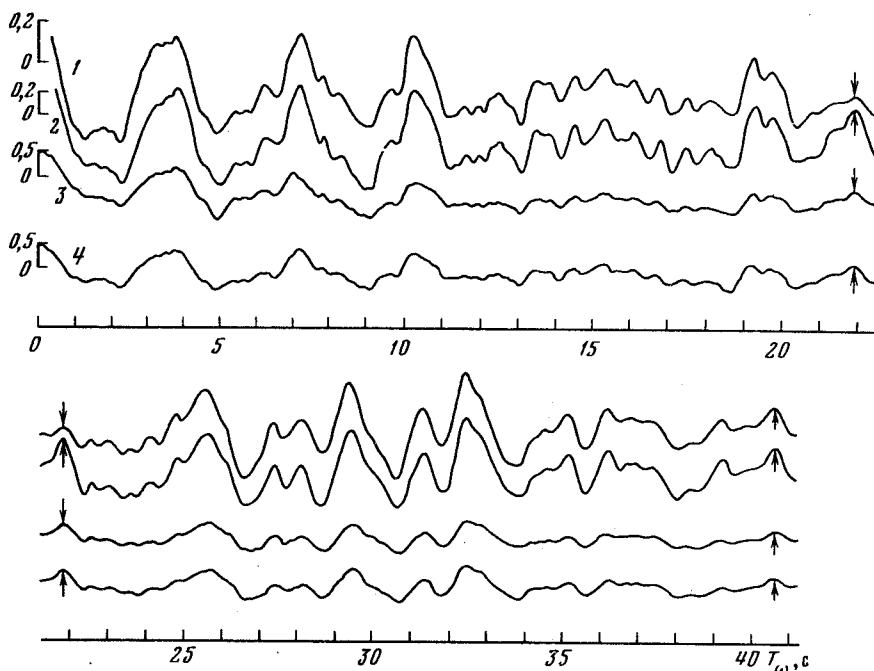


Рис. 133. 43. Крупнопанельное здание на свайном фундаменте. Смещение. С5С с гальванометрами ГБ-III  
1 — фундамент; 2 — перекрытие подвала; 3 — перекрытие 2-го этажа; 4 — перекрытие 4-го этажа

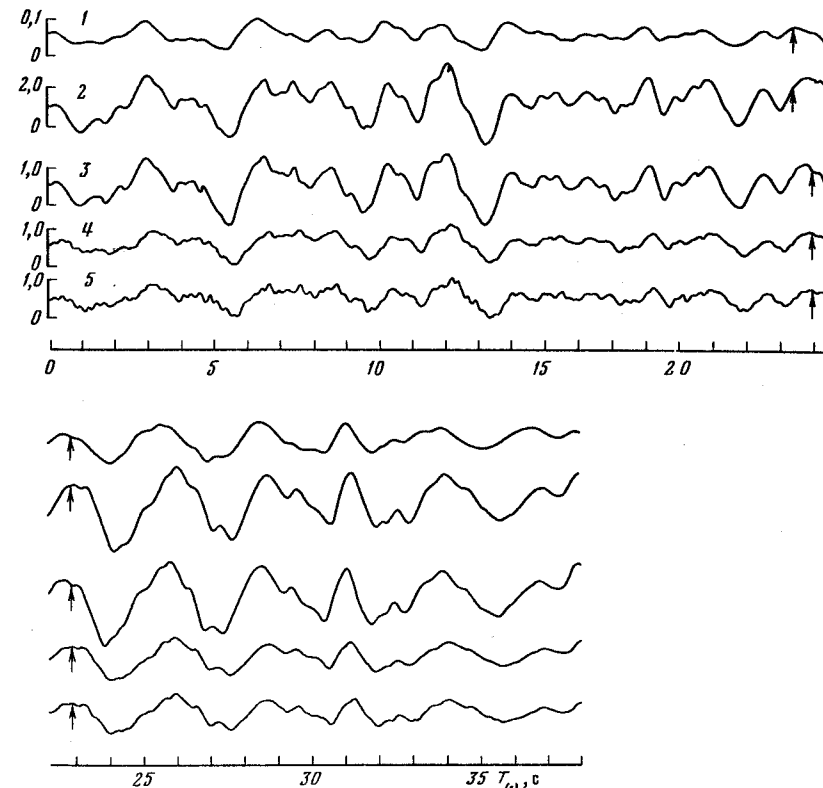


Рис. 133. 44. Крупнопанельное здание на ленточном фундаменте. Смещение. С5С с гальванометрами ГБ-III  
1 — грунт; 2 — фундамент; 3 — перекрытие 1-го этажа; 4 — перекрытие 2-го этажа; 5 — перекрытие 3-го этажа

опиранием перекрытий по контуру. Здание четырехэтажное с подвалом. Для обеспечения сейсмостойкости все элементы здания соединяются между собой при помощи сварки арматурных выпусков с последующей заливкой бетона марки 200. Сваи выполнены из железобетона сечением  $30 \times 30$  см, длиной 10 м, марка бетона 200. Оголовки свай входят в монолитный ростверк, который изготовлен из бетона марки 200. Цокольные панели однослойные железобетонные из бетона марки 200, толщиной 28 см. Наружные стены из керамзитобетонных панелей размером на комнату. Панели выполнены из керамзитобетона марки 150, объемным весом  $1400 \text{ кг/м}^3$ , толщиной 30 см. Внутренние стены и стены веранд выполнены из железобетонных панелей (бетон марки 200). Панели надземной части имеют толщину 12 см, подземной — 14 см. Перекрытия запроектированы в виде сплошных плит толщиной 10 см, опирающихся по контуру на поперечные и продольные стены. Укладка панелей перекрытия на стены производилась на цементном растворе марки 200. Кровля плоская, совмещенная, из рулонных материалов (четырёхслойный рулонный ковер из рубероида на мастике). Утеплителем служит керамзит объемным весом

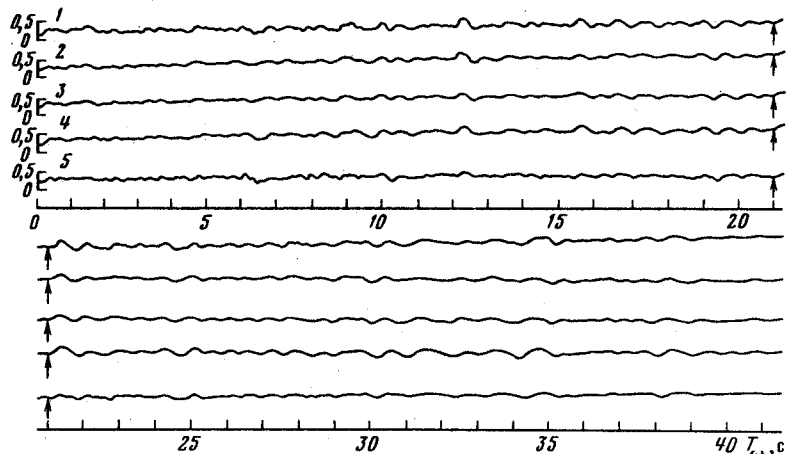


Рис. 111. 45. Крупнопанельное здание на ленточном фундаменте. Смещение ВБП—III с гальванометрами ГБ—III

1 — перекрытие 2-го этажа; 2 — грунт; 3 — фундамент; 4 — перекрытие подвала; 5 — перекрытие 4-го этажа

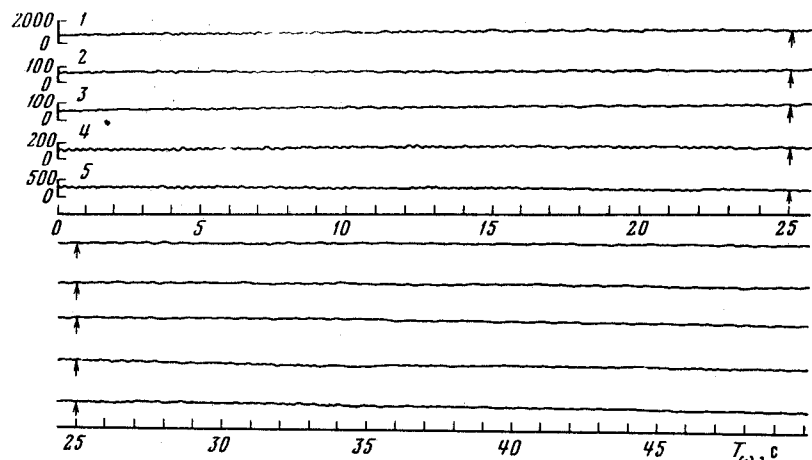


Рис. 111. 46. Крупнопанельное здание на ленточном фундаменте. Ускорение (в  $\text{cm/s}^2$ ). ОСП с гальванометрами ГБ—IV

1 — грунт; 2 — фундамент; 3 — перекрытие подвала; 4 — перекрытие 2-го этажа; 5 — перекрытие 4-го этажа

400  $\text{kg/m}^3$ . Лестница из сборных железобетонных маршей и площадок. Марши и площадки выполнены из бетона марки 200.

#### 4. Здание с гибким первым этажом.

Здание имеет прямоугольную форму в плане с размерами в осях 6,8 × 10,4 м, четырехэтажное (см. рис. 111.38). Несущими конструкциями первого этажа являются железобетонные колонны. Последующие этажи выполнены в комплексных конструкциях. Фундаменты под колонны выполнены монолитными железобетонными, столбчатыми из

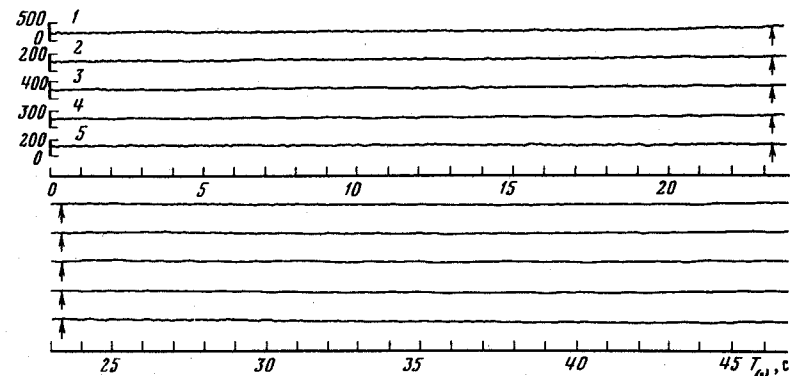


Рис. 111. 47. Крупнопанельное здание на свайном фундаменте. Ускорение (в  $\text{cm/s}^2$ ). ОСП с гальванометрами ГБ—IV (120 Гц)

1 — грунт; 2 — фундамент; 3 — перекрытие подвала; 4 — перекрытие 2-го этажа; 5 — перекрытие 4-го этажа

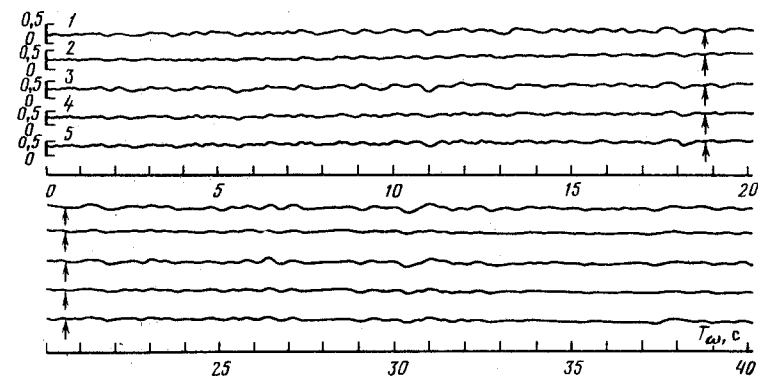


Рис. 111. 48. Крупнопанельное здание на ленточном фундаменте. Смещение (в см). ВБП с гальванометрами ГБ—III

1 — грунт; 2 — фундамент; 3 — перекрытие подвала; 4 — перекрытие 2-го этажа; 5 — перекрытие 4-го этажа

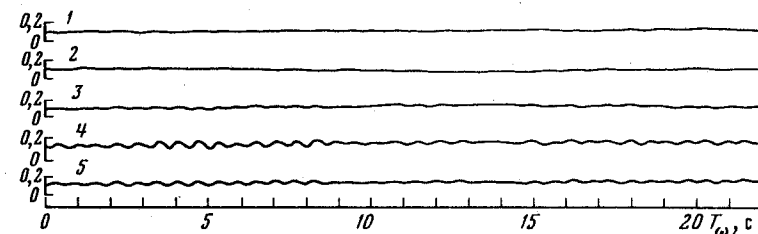


Рис. 111. 49. Каркасно-панельное здание. Смещение. ВБП с гальванометрами ГБ—III

1 — грунт; 2 — фундамент; 3 — перекрытие 1-го этажа; 4 — перекрытие 2-го этажа; 5 — перекрытие 3-го этажа

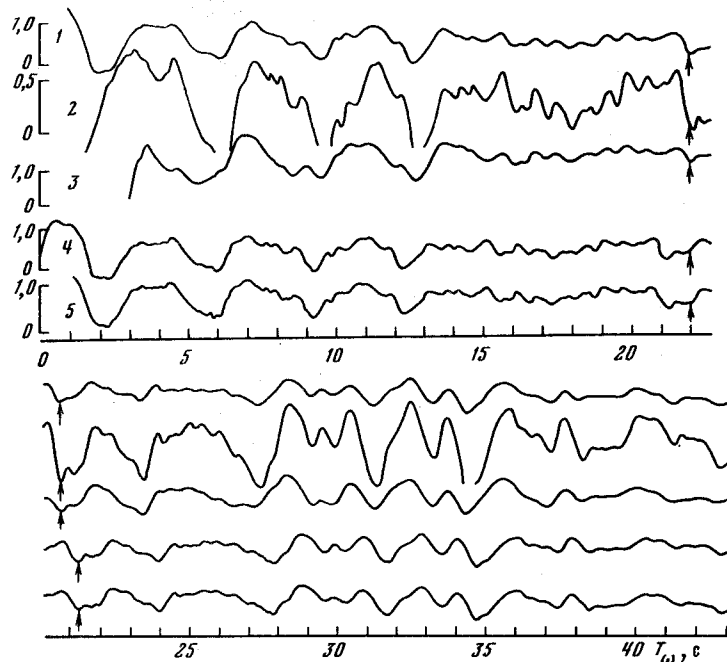


Рис. 111. 50. Крупнопанельное здание на ленточном фундаменте. Смещение (в см). С5С с гальванометрами ГБ-III  
1 — грунт; 2 — фундамент; 3 — перекрытие подвала; 4 — перекрытие 2-го этажа; 5 — перекрытие 4-го этажа

бетона марки 150. Колонны сборные железобетонные из бетона марки 200, диаметром 20 см. На всех пересечениях осей здания установлено по 4 колонны. Колонны в продольном и поперечном направлениях связаны ригелями. Ригели перекрытия первого этажа выполнены монолитными железобетонными из бетона марки 200. Стены второго, третьего и четвертого этажей решены в комплексных конструкциях. Кладка стен первой категории (из кирпича М-75 на растворе М-50). Все простенки имеют железобетонные обрамления из бетона марки 150. В местах пересечения и примыкания стен в швах кладки через четыре ряда по высоте стены проложены горизонтальные арматурные сетки. Перекрытие над первым этажом монолитное из бетона марки 200. Над вторым, третьим и четвертым этажами перекрытия выполнены из многолустьотных сборных железобетонных панелей, обвязанных по наружным и внутренним осям здания железобетонными монолитными антисейсмическими поясами. Антисейсмические пояса выполнены из бетона марки 150. Кровля — односкатная из асбоцементных листов по деревянным стропилам. Полезную нагрузку на перекрытиях и вес пола в здании заменяет пригруз из лесса объемным весом  $1600 \text{ кг/м}^3$ .

Регистрация колебаний здания производится по двум взаимно перпендикулярным плоскостям в горизонтальном направлении (регистрируются ускорение и смещение). На перекрытии четвертого этажа и на фундаменте регистрация колебаний производится по трем взаимно перпендикулярным направлениям. Сейсмическая аппаратура для регистрации колебаний грунта расположена в 15 м от здания на уровне подошвы фундамента. Схе-

ма расположения сейсмической аппаратуры на здании показана на рис. 111.38.

**Записи Газлийских землетрясений инженерно-сейсмометрической службой (ИСС) Душанбе.** По инженерно-геологическим условиям ИСС Душанбе распределены следующим образом: три станции оборудованы в зданиях на лессовом основании мощностью до 20 м, еще три — на лессах мощностью от 20 до 100 м и остальные четыре — на галечниках мощностью от 200 до 300 м. По конструктивным характеристикам представлены основные типы зданий, принятые в массовой застройке города. Приборы установлены на четырех зданиях с несущими кирпичными стенами высотой от трех до четырех этажей; на четырех крупнопанельных зданиях высотой четыре—пять этажей; на двух восьмиэтажных зданиях с несущими монолитными керамзитобетонными стенами и на одном каркасно-панельном трехэтажном здании. В зависимости от назначения представлены пять жилых, четыре административных здания и одна поликлиника. Перед Газлийскими землетрясениями общее число каналов ИСС Душанбе достигло 190 без учета приборов для записи поворотов. Сейсмоприемники установлены на перекрытиях, фундаменте и грунте на расстоянии 30—40 м от зданий. Регистрируются, в основном, два кинематических параметра — смещение и ускорение. Запись ведется на двух—трех уровнях заглубления. Подробные сведения относительно инженерно-геологических условий, конструкций зданий, размещения аппаратуры приведены в работах [35—38].

Эпицентр первого Газлийского землетрясения 8 апреля находился на расстоянии 480 км от сейсмической станции "Душанбе". В зависимости от района города, в котором находится ИСС, интенсивность землетрясения оценивается в пределах от 3 до 4 баллов. Землетрясение зарегистрировано восемью станциями: ИСС № 1, 2, 3, 4, 5, 8, 9, 10. Две станции ИСС № 6 и 7, включающиеся от одного пускового устройства, землетрясение не зарегистрировали. Во время землетрясения работало 139 регистрационных каналов. По 52 каналам записи не были получены. Из них 34 канала составляют ИСС № 6 и 7, которые расположены в районе с более плотными грунтами, и интенсивность землетрясения здесь не превышала 3 балла. Пусковое устройство находилось в исправном состоянии, но воздействие не достигло порога срабатывания. С учетом этих двух станций общий процент отказов от 191 канала составляет 27,2. Нужно отметить, что часть записей по заглубленным каналам не имеет практической ценности.

Второе Газлийское землетрясение, происшедшее 17 мая, несмотря на несколько большую удаленность (520 км), на территории Душанбе ощущалось несколько интенсивнее первого. Однако если сравнить данные по ускорениям грунтов на различных станциях, приведенные в табл. 111.14 и 111.15, то видно, что разница эта очень незначительна. Это землетрясение зарегистрировано всеми станциями ИСС Душанбе. К моменту землетрясения работало 185 каналов. Из этого числа записи не получены по 19 каналам. Процент отказов составляет 10,2. При обоих землетрясениях основными причинами отказов были: отсутствие связи в канале, залегание маятников или их заклинивание и несрабатывание пускового устройства. В табл. 111.16 приведены данные по размещению каналов, типу сейсмоприемников, чувствительности или увеличению каналов. На рисунках 111.51—111.61 даны планы и разрезы зданий и указаны номера каналов для приборов, установленных в различных измерительных точках.

В данной работе приводятся записи Газлийских землетрясений 8 апреля и 17 мая 1976 г., полученные на ИСС № 1, 3, 4, 7, 8, 9. На рис. 111.62—111.70



Таблица III.14  
Максимальные значения колебаний. Землетрясение 8 апреля

№ станции	А-Б*	Грунт				Фундамент	
		х-х	T, с	у-у	T, с	х-х	
1	А	—	—	—	—	3,0	
	Б	—	—	—	—	—	
2	А	11,0	0,22	9,0	0,22	15,0	
	Б	—	—	—	—	—	
3	А	8,0	0,3	11,0	0,5	8,0	
	Б	—	—	—	—	—	
4	А	11,0	0,27	—	—	6,0	
	Б	—	—	—	—	—	
5	А	4,0	0,22	—	—	—	
	Б	—	—	—	—	—	
8	А	11,0	0,25	—	—	8,0	
	Б	—	—	—	—	0,105	
9	А	4,1	0,22	4,0	0,22	3,0	
	Б	—	—	—	—	—	
10	А	—	—	—	—	4,0	
	Б	—	—	—	—	—	

\* А — ускорение, см/с<sup>2</sup>; Б — смещение, см.

Таблица III.15  
Максимальные значения колебаний. Землетрясение 17 мая

№ ИСС	А-Б*	Грунт				Фундамент	
		х-х	T, с	у-у	T, с	х-х	
1	А	—	—	—	—	9,0	
	Б	—	—	—	—	—	
2	А	17,0	0,3	11,0	0,3	13,0	
	Б	—	—	—	—	—	
3	А	9,0	0,3	12,0	0,29	9,0	
	Б	—	—	—	—	—	
4	А	10,0	0,3	14,0	0,27	11,0	
	Б	—	—	—	—	—	
5	А	5,0	0,26	5,0	0,18	5,0	
	Б	—	—	—	—	—	
6	А	—	—	8,0	0,24	—	
	Б	—	—	—	—	—	
7	А	6,0	0,35	5,0	0,58	7,0	
	Б	0,112	1,65	0,079	1,18	0,098	
8	А	9,0	0,23	4,0	0,15	7,0	
	Б	—	—	—	—	0,102	
9	А	5,0	0,3	5,0	0,2	7,0	
	Б	—	—	—	—	—	
10	А	—	—	—	—	5,0	
	Б	—	—	—	—	—	

\* А — ускорение, см/с<sup>2</sup>; Б — смещение, см.

Фундамент			Чердак			
T, с	у-у	T, с	х-х	T, с	у-у	T, с
0,3	1,0	0,25	4,0	0,25	3,0	0,2
—	0,028	1,35	0,065	1,3	0,055	1,35
0,2	7,0	0,26	60,0	0,25	19,0	0,2
—	—	—	—	—	—	—
0,15	9,0	0,25	23,0	0,27	19,0	0,26
—	—	—	—	—	—	—
0,27	11,0	0,27	23,0	0,24	14,0	0,25
—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	20,0	0,26	25,0	0,25
—	—	—	—	—	—	—
0,3	—	—	—	—	25,0	0,3
0,22	—	—	—	—	0,22	0,2
0,35	4,11	0,29	—	—	20,0	0,26
—	—	—	—	—	—	—
0,35	2,0	0,23	14,0	0,23	15,0	0,23
—	—	—	—	—	—	—

Фундамент			Чердак			
T, с	у-у	T, с	х-х	T, с	у-у	T, с
0,45	9,0	0,45	23,0	0,22	15,0	0,22
—	—	—	—	—	—	—
0,32	7,0	0,3	50,0	0,28	26,0	0,22
—	—	—	—	—	—	—
3,0	9,0	3,0	63,0	0,27	18,0	0,24
—	—	—	—	—	—	—
0,3	14,0	0,27	22,0	0,27	18,0	0,2
—	—	—	—	—	—	—
0,25	6,0	0,20	25,0	0,21	60,0	0,26
—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	34,0	0,24	24,0	0,24
—	—	—	—	—	—	—
0,4	11,0	0,38	44,0	0,35	51,0	0,42
0,96	0,105	1,66	0,15	0,34	0,175	0,42
0,15	6,0	0,30	40,0	0,4	34,0	0,4
0,4	0,106	0,45	0,2	0,35	0,5	0,45
0,3	7,0	0,2	23,0	0,32	—	—
—	—	—	—	—	—	—
0,47	4,0	0,3	17,0	0,22	10,0	0,22
—	—	—	—	—	—	—

Таблица III.16

Технические характеристики ИСС Душанба

№ ИСС	№ каналов	Тип сейсмоприемника	Тип гальванометра	Чувствительность	Кинематическая величина*	Составляющая
1	5	СПМ-16	ГБ-III	2,2	А	x y
	6			2,4		
	7			2,5		
	8			3,0		
	9			2,5		
	10			2,0		
3	1	СПМ-16	ГБ-III	3,0	А	x y
	2			3,0		
	3			5,0		
	4			5,0		
	5			3,0		
	6			3,0		
4	1	СПМ-16	ГБ-III	2,4	А	x y
	2			2,7		
	3			2,8		
	4			3,7		
	5			1,95		
	6			2,5		
7	7	СПМ-16	ГБ-III	2,5	А	x y
	8			2,5		
	9			2,8		
	10			1,0		
	11			1,0		
	12			1,0		
8	13	СПМ-2	ГБ-III	10**	А	x y
	14			10**		
	15			10**		
	16			10**		
	17			10**		
	18			10**		
9	1	ОСПГ	ГБ-IV	6,0	А	x y
	2			5,0		
	3			3,9		
	4			3,1		
	5			4,7		
	6			4		
10	1	ОСП	М-01-А	2,4	А	x y
	2			2,4		
	3			2,4		
	4			2,4		
	5			1,8		
	6			1,75		

\*А — ускорение, Б — смещение.

\*\* Увеличение.

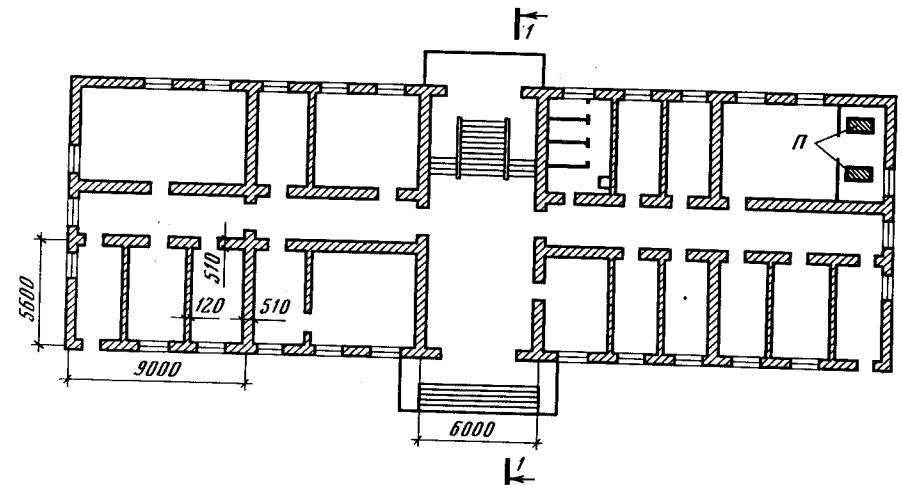


Рис. III. 51. ИСС № 1. План подвала и схема расположения приборов

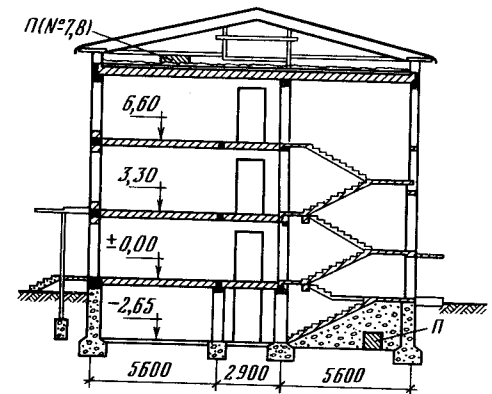


Рис. III. 52. ИСС № 1. Разрез по 1-1 и схема расположения приборов

показаны сейсмограммы ускорений и смещений для грунта, фундаментов и чердачных перекрытий по перечисленным станциям.

Записи землетрясений на плотинах и в районах их строительства. В 1968 г. начала функционировать инженерно-сейсмометрическая служба (ИСС) на плотине Головной ГЭС, в 1970 г. установлена сейсмометрическая аппаратура в бетонной пробке под ядром плотины Нурекской ГЭС, с 1974 г. ведется запись колебаний при ощутимых и сильных землетрясениях в районе строительства Рогунской ГЭС.

В состав инженерно-сейсмометрической службы на плотине Головной ГЭС входят 11 измерительных точек, в числе которых: 2 опорные (№ 1 и 3), 3 рядовые (№ 5, 6 и 7) и 6 вспомогательных (№ 2, 4, 8, 9, 10 и 11). В опорных измерительных точках регистрируются вертикальная и горизонтальная (поперек гребня плотины) составляющие смещения (С5С + ГБ-III-3) и ускорения (СПМ-16 + ГБ-III-Б-2,5). В рядовых точках установлено на один сейсмометр меньше: не записывается вертикальная составляющая ускорения, а во вспомогательных измерительных точках регистрируется только одна горизонтальная составляющая смещения

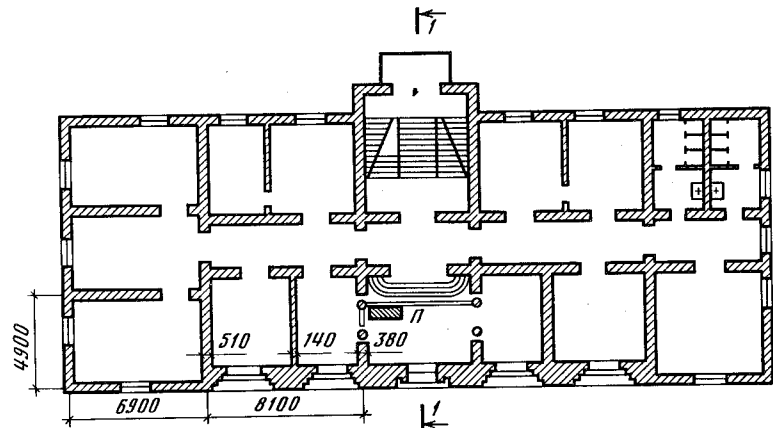


Рис. III. 53. ИСС № 3. План первого этажа и схема расположения приборов

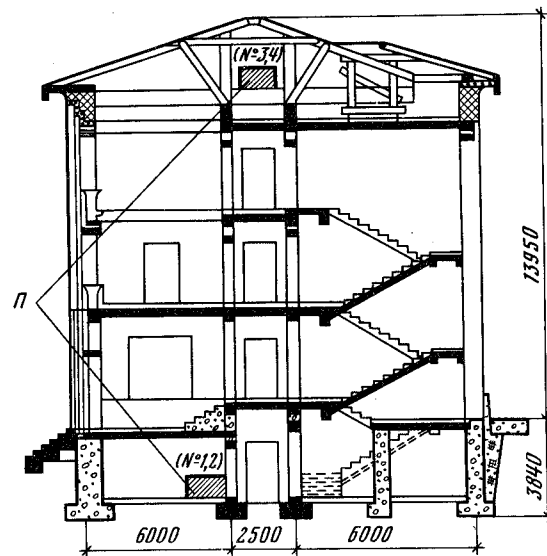


Рис. III. 54. ИСС № 3. Разрез по 1—1 и схема расположения приборов

(табл. III.17). Кроме этого, для оценки количественных спектрально-временных характеристик землетрясений в опорных измерительных точках № 1 и 3 установлены частотно-избирательные сейсмические станции (ЧИСС). В комплекс ЧИСС входят: сейсмометр С5С, усилитель, 8 полосовых фильтров в диапазоне частот 0,3–45,0 Гц, калибровочное устройство и светолучевой осциллограф НО10. Конструктивно пункты наблюдения выполнены в виде бетонных постаментов с металлическим ограждением, предохраняющим сейсмометры от ветра и атмосферных осадков. С помощью кабельных линий сейсмометры связаны с регистраторами

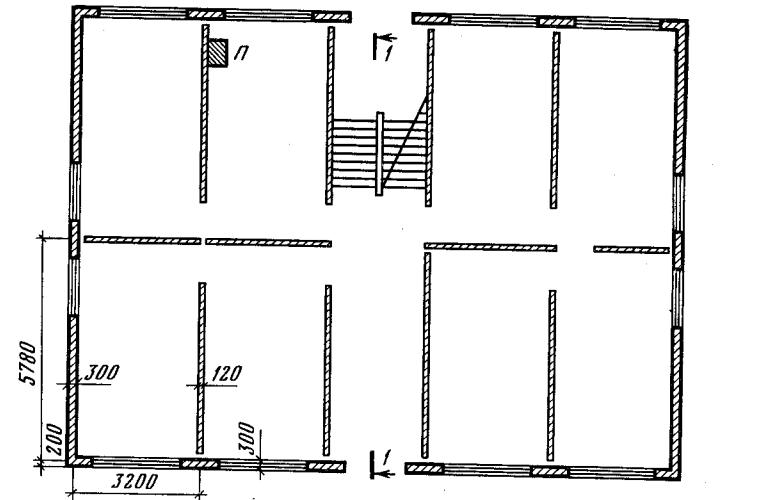


Рис. III. 55. ИСС № 4. План подвала и схема расположения приборов

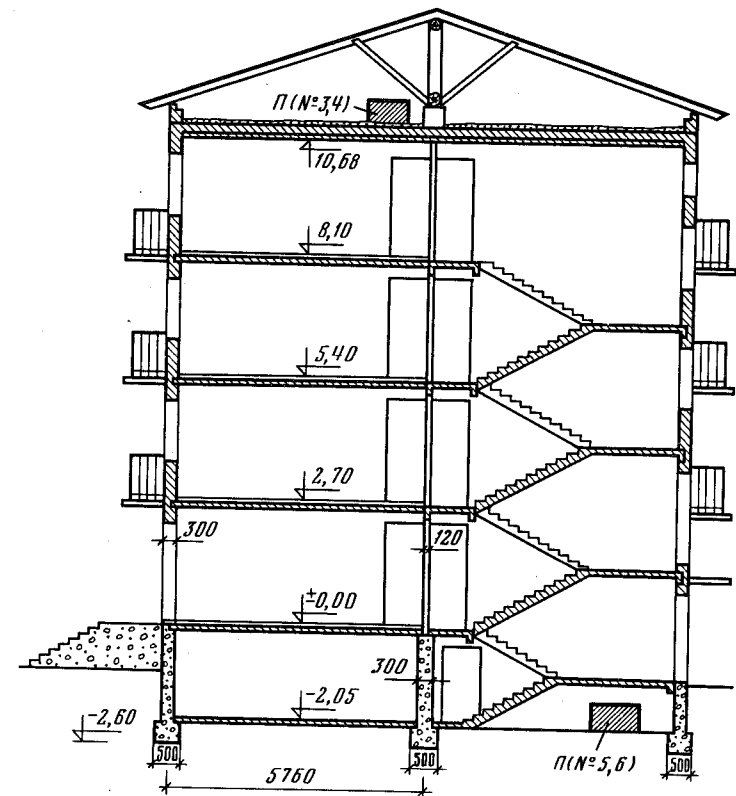


Рис. III. 56. ИСС № 4. Разрез по 1—1 и схема расположения приборов

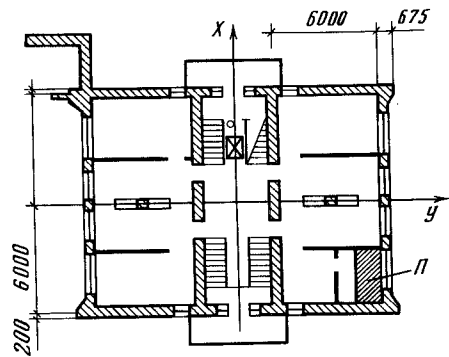


Рис. III. 57. ИСС № 7. План подвала и схема расположения приборов

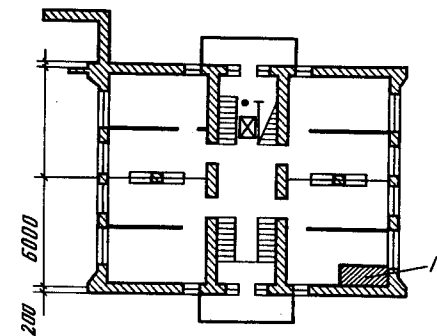


Рис. III. 59. ИСС № 8. План первого этажа и схема расположения приборов

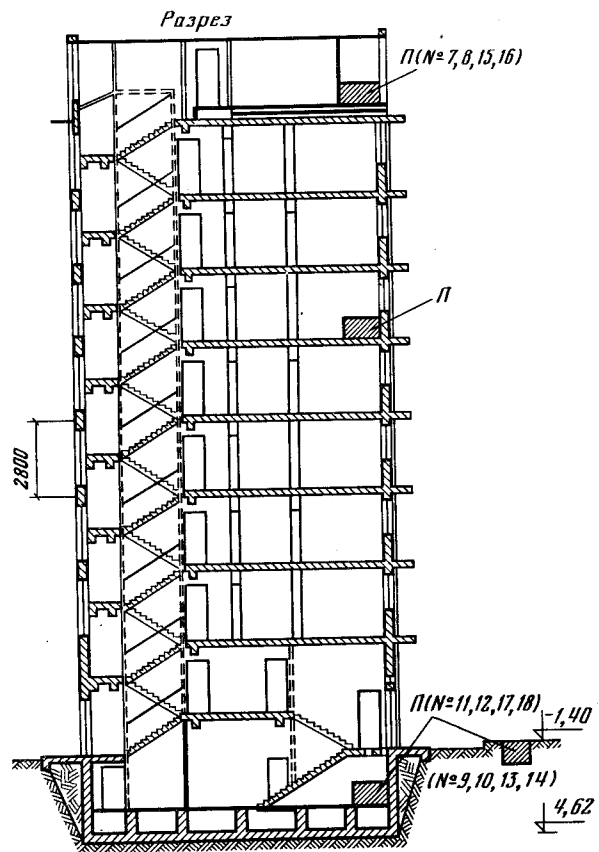


Рис. III. 58. ИСС № 7. Разрез и схема расположения приборов

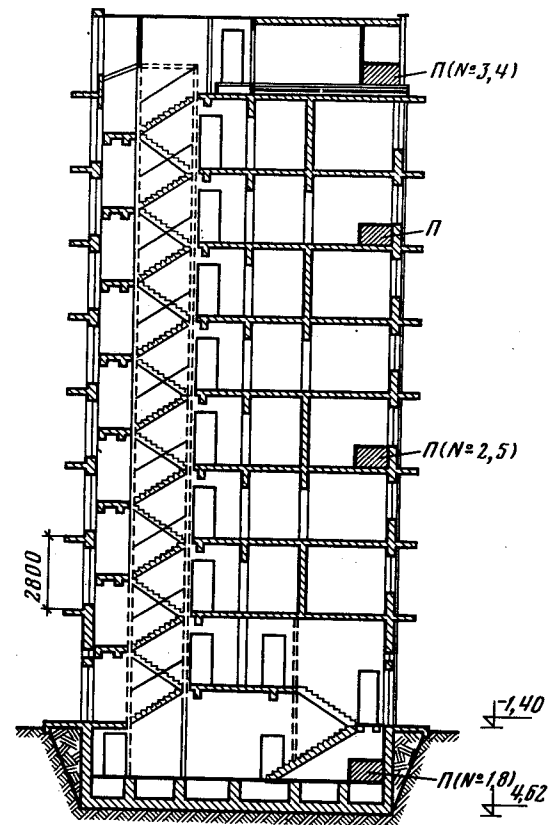


Рис. III. 60. ИСС № 8. Разрез и схема расположения приборов

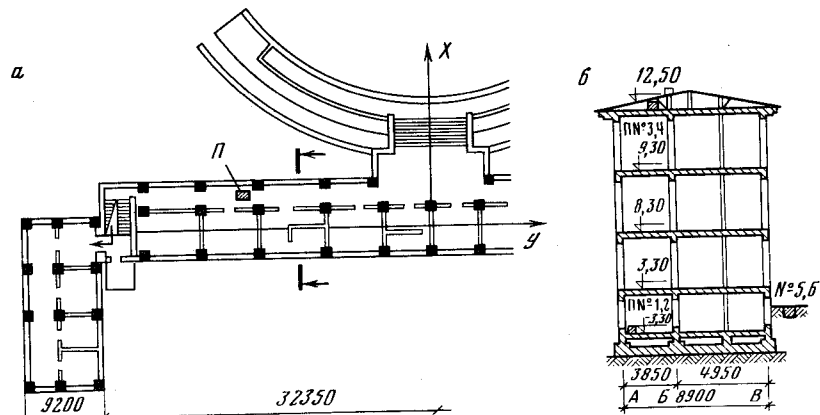


Рис. III. 61. ИСС № 9. Схема расположения приборов  
а — план; б — разрез

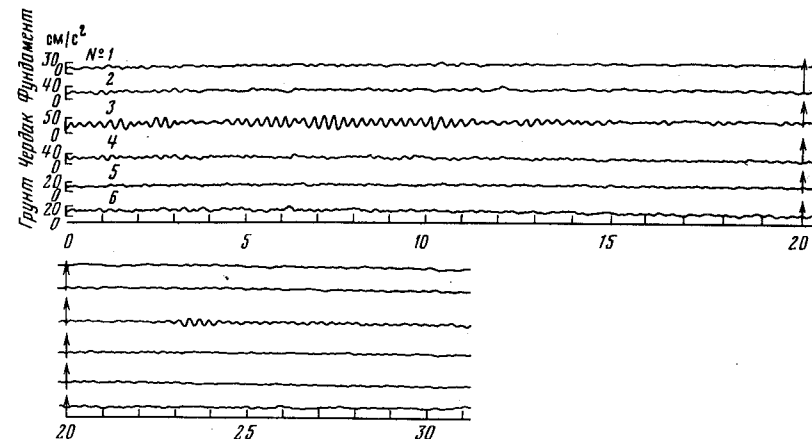


Рис. III. 63. 8 апреля. ИСС № 3

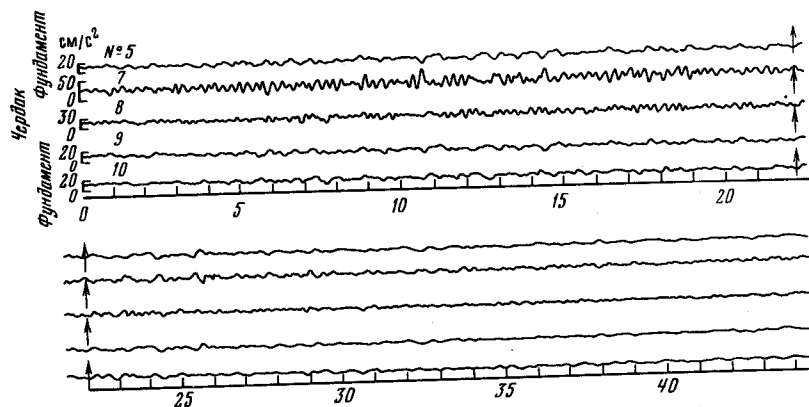


Рис. III. 62 — III. 70. Сейсмограммы ускорений Газлийских землетрясений  
17 мая. ИСС № 1

(светолучевые осциллографы Н700), установленными в специальном помещении, расположенном в непосредственной близости от плотины.

Проект ИСС плотины Нурекской ГЭС предполагает установку 29 пунктов наблюдения. Основная цель ИСС — определение динамических характеристик подобных сооружений, изучение закономерностей колебаний скальных массивов, образующих каньон плотины, а также выявление изменения спектрального и амплитудного уровня сейсмического сигнала вблизи плотины. Предлагаемая схема состоит из 5 опорных, 8 рядовых и 16 вспомогательных измерительных точек. Большое число вспомогательных точек определяется следующими обстоятельствами: уникальностью самого объекта, отсутствием в мировой практике опыта организации сейсмометрических наблюдений на таких сооружениях и использования их результатов, тенденцией к увеличению объема сейсмометрической информации, необходимой для обоснования наиболее экономичного сейсмостойкого варианта сооружения.

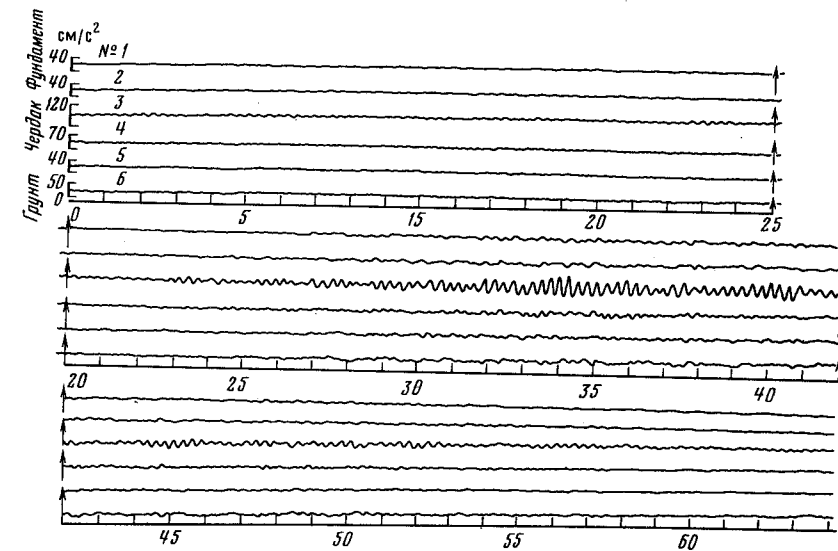


Рис. III. 64. 17 мая. ИСС № 3

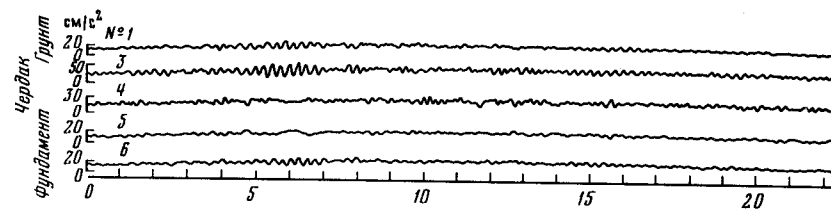


Рис. III. 65. 8 апреля. ИСС № 4

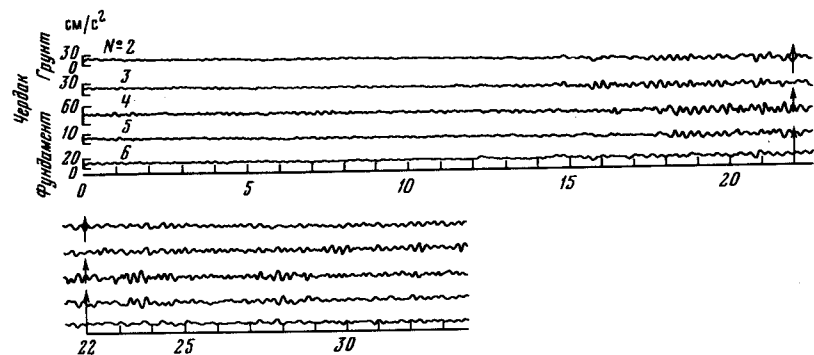


Рис. III. 66. 17 мая. ИСС № 4

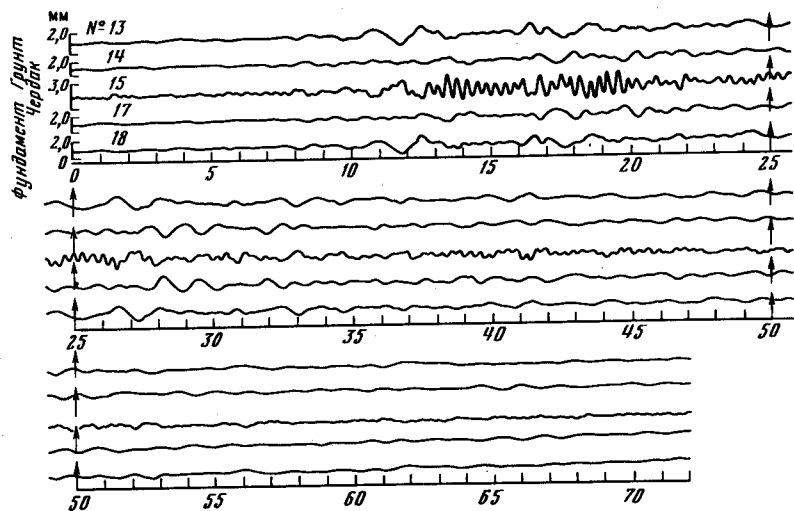


Рис. III. 67. 17 мая. ИСС № 7

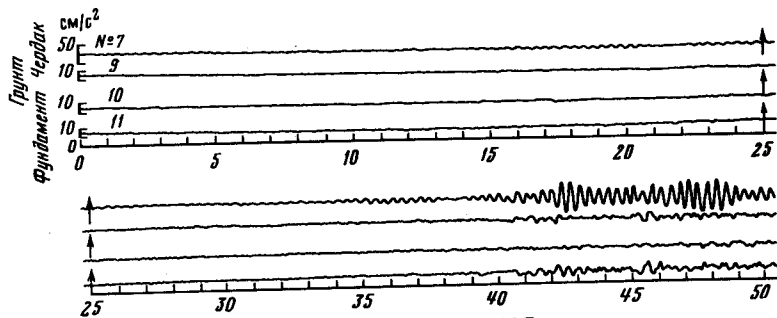


Рис. III. 68. 17 мая. ИСС № 7

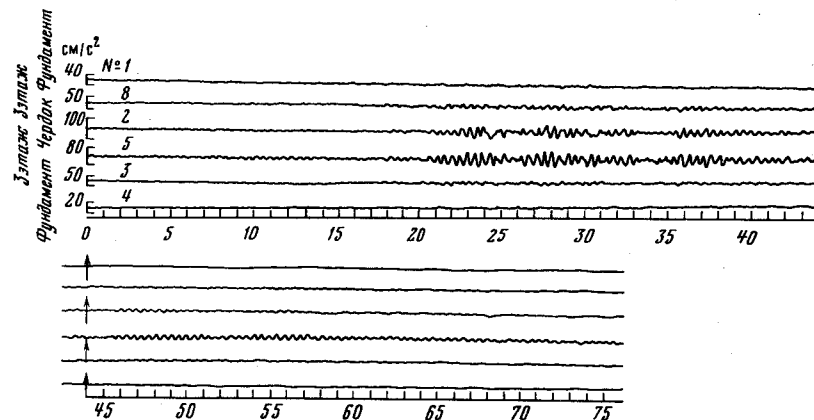


Рис. III. 69. 17 мая. ИСС № 8

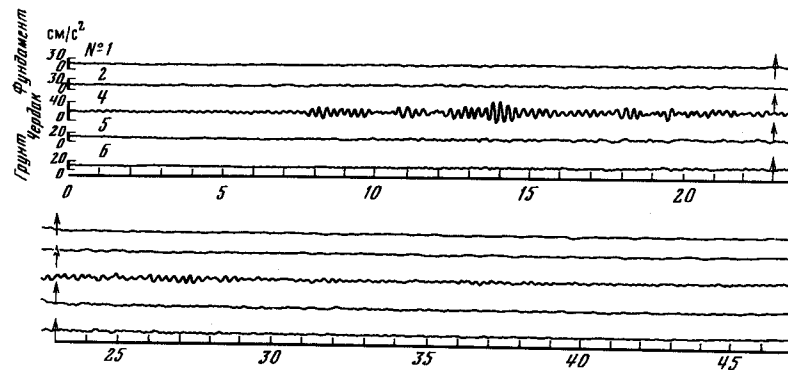


Рис. III. 70. 8 апреля. ИСС № 9

В настоящее время функционируют 4 измерительные точки: в бетонной пробке под ядром плотины (№ 1), на выходе скальных пород в сале Лагерном (№ 2), на низовом откосе (№ 7) и на сейсмической станции "Лангар" (№ 14). В каждой из них, кроме сейсмометров, установлены 2 магнитоэлектрических светолучевых осциллографа Н700 и вспомогательная аппаратура: аккумуляторы для питания осциллографов, зарядное устройство, специальный пульт, который включает в себя устройство запуска осциллографов при землетрясении, блок визуального контроля работоспособности каналов регистрации, элементы заглубления (шунты), секундный отметчик времени и счетчик количества включений. Аналогичное оснащение имеет пункт наблюдения, оборудованный на сейсмостанции "Рогун", в непосредственной близости от створа плотины Рогунской ГЭС. Состав наблюдений приведен в табл. III.18.

Регистрирующая аппаратура работает в ждущем режиме и включается при интенсивности землетрясений 2–3 балла. Исключения составляют ЧИСС, установленные в пунктах наблюдения "Рогун" и "Лангар", на которых осуществляется непрерывная запись колебаний.



Таблица III.17

Технические характеристики ИСС на плотине Головной ГЭС

№ точки	№ канала	Тип сейсмоприемника	Тип гальванометра	Увеличение	Кинематическая величина*	Составляющая**
1	1	С5С	ГБ-III-3	100	Б	ПГ
	2		ГБ-III-3	10	Б	В
	3		ГБ-III-3	200		
	4	СПМ-16	ГБ-III-3	50	А	ПГ
	5		ГБ-III-Б-2,5	0,03		
8	СПМ-16	ГБ-III-Б-2,5	0,06	А	В	
3	9	С5С	ГБ-III-3	25	Б	ПГ
	10		ГБ-III-3	2,5		
	11		ГБ-III-3	70		
	12	С5С	ГБ-III-3	20	А	ПГ
	7	ГБ-III-Б-2,5	0,02			
	13	ГБ-III-Б-2,5	0,04	В		
5	25	С5С	ГБ-III-3	30	Б	ПГ
	26		ГБ-III-3	3		
	27	С5С	ГБ-III-3	70	Б	В
	28	СПМ-16	ГБ-III-3	20	А	ПГ
	24		ГБ-III-Б-2,5	0,04		
6	17	С5С	ГБ-III-3	35	Б	ПГ
	18		ГБ-III-3	3,5		
	19		ГБ-III-3	140		
	20	СПМ-16	ГБ-III-3	30	А	ПГ
	16		ГБ-III-Б-2,5	0,03		
7	33	С5С	ГБ-III-3	75	Б	ПГ
	34		ГБ-III-3	7,5		
	38	С5С	ГБ-III-3	200	Б	В
	39	СПМ-16	ГБ-III-3	50	А	ПГ
	35		ГБ-III-Б-2,5	0,03		
4	23	С5С	ГБ-III-3	57	Б	ПГ
8	37	С5С	ГБ-III-3	60	Б	ПГ
9	29	С5С	ГБ-III-3	58	Б	ПГ
10	32	С5С	ГБ-III-3	56	Б	ПГ
2	Сейсмометры сняты					
11	Сейсмометры сняты					

\* А — ускорение, Б — смещение.

\*\* ПГ — поперек гребня; В — вертикальная.

Копии сейсмограмм Газлийских землетрясений, зарегистрированных описанной системой наблюдений, приводятся на рис. III. 71 — III. 76. Сейсмометрическая станция на плотине Головной ГЭС зарегистрировала их на гребне (ИТ № 3, канал 10), по откосу (ИТ № 5, 6, 7, каналы 26, 18, 37) и на скальном основании (ИТ № 1, канал 2).

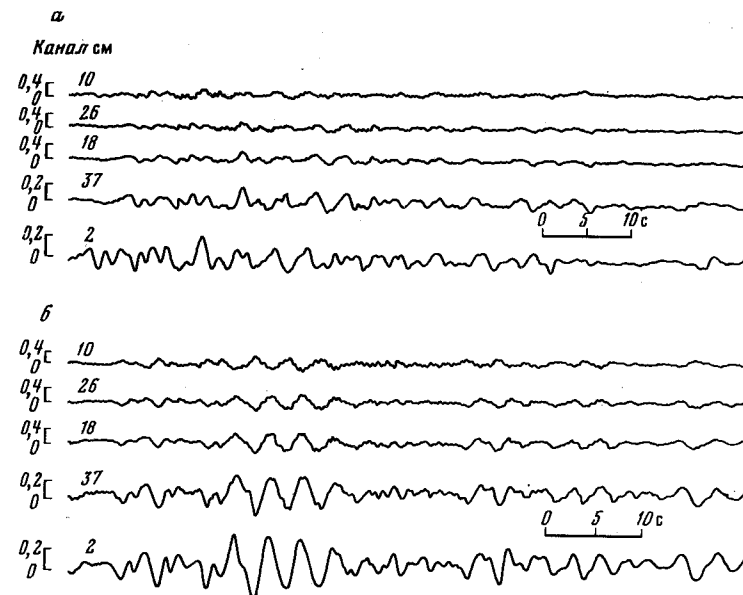


Рис. III. 71—III. 76. Записи землетрясений  
На плотине Головная ГЭС  
а — 8 апреля; б — 17 мая

Таблица III. 18

Технические характеристики ИСС на плотине Нурекской ГЭС

Тип сейсмоприемника	Тип гальванометра	Увеличение				Кинематическая величина*	Составляющая**
		Бетонная пробыка под ядром плотины	Сай Лагерный	Сейсмостанция "Лангар"	Сейсмостанция "Рогун"		
С5С	ГБ-III-3	270	100	200	100	Б	ПГ
	ГБ-II	50	20	40	20		
С5С	ГБ-III-3	270	100	200	100	Б	ВГ
	ГБ-III-3	50	20	40	16		
С5С	ГБ-III-3	270	100	280	100	Б	В
	ГБ-III-3	50	20	80	22		
ОСП	ГБ-IV-В-3	0,04	0,03	0,02	0,01	А	ПГ
ОСП	ГБ-IV-В-3	0,03	0,03	0,03	0,01	А	ВГ
ОСП	ГБ-IV-В-3	0,03	0,03	0,03	0,01	А	В

\* А — ускорение; Б — смещение.

\*\* ПГ — поперек гребня; ВГ — вдоль гребня; В — вертикальная.

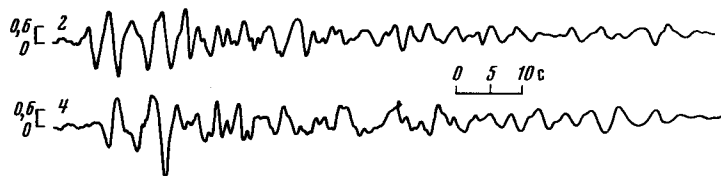


Рис. III. 72. Вблизи створа Рогунской ГЭС 17 мая

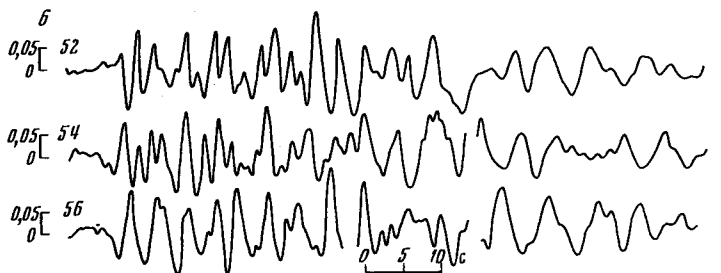
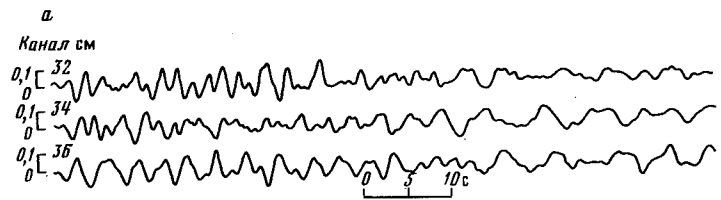


Рис. III. 73. 8 апреля  
а — ИТ "Лагерная"; б — ИТ "Пробка"

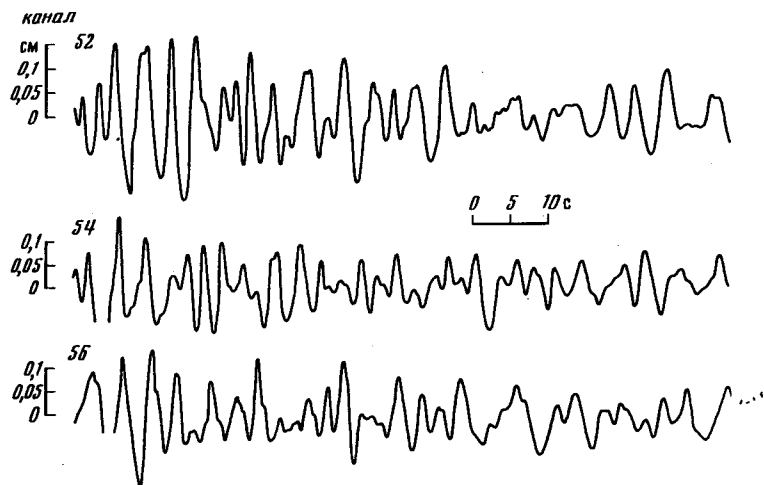


Рис. III. 74. 17 мая, ИТ "Пробка"

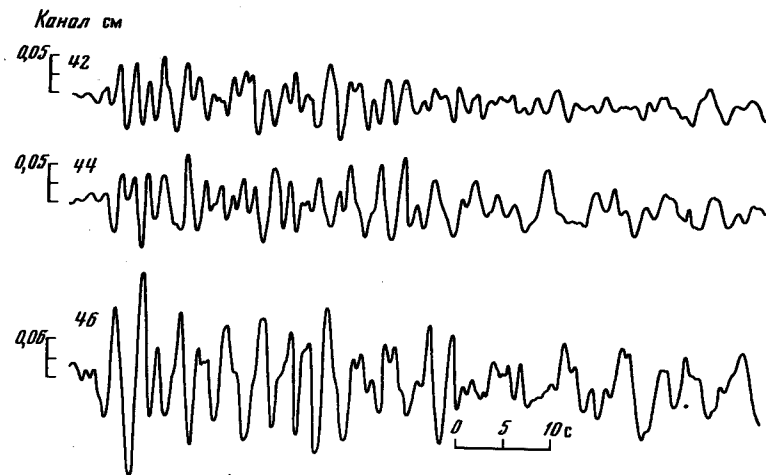


Рис. III. 75. 8 апреля, ИТ "Лангар"

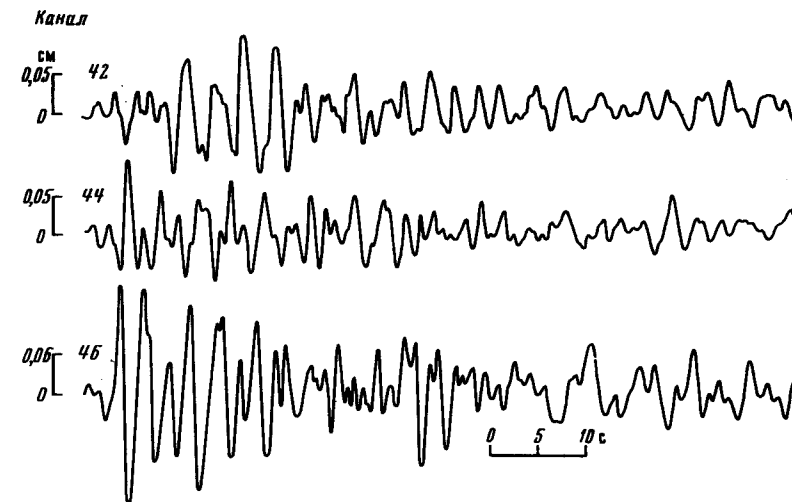


Рис. III. 76. 17 мая, ИТ "Лангар"

В Нуреке землетрясение 8 апреля было зарегистрировано во всех измерительных точках, а 17 мая — в пробке плотины и в Лангаре. Сейсмограммы землетрясений, полученные сейсмостанцией "Рогун" и ИСС на плотине Нурекской ГЭС (рис. III.71—III.76), имеют следующее расположение: верхняя поперек гребня, средняя вдоль гребня, нижняя — вертикальная составляющая.

**ОПЫТ ВОССТАНОВЛЕНИЯ И УСИЛЕНИЯ ЗДАНИЙ,  
ПОСТРАДАВШИХ В РЕЗУЛЬТАТЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ**

Основной объем строительно-монтажных работ был направлен на развертывание нового строительства. Тем не менее многие здания предстояло восстановить и усилить для временной эксплуатации или принять меры к значительному повышению сопротивляемости сейсмическим воздействиям одновременно с восстановлением прежней несущей способности основных конструкций. Отсутствие мер антисейсмической защиты сделало восстановительные работы более сложными, чем те, которые проводятся в подобных случаях в сейсмических районах страны.

Практически для ликвидации последствий землетрясений оказалось необходимым решать следующие задачи:

1. Восстановление и усиление несейсмостойких зданий традиционной (местной) конструкции для временного использования (с последующим сносом и заменой сейсмостойкими современными зданиями).

2. Восстановление и усиление гражданских несейсмостойких зданий современной конструкции в районах с расчетной сейсмичностью 7–8 баллов с целью дальнейшей их эксплуатации в течение оставшегося срока службы.

3. Усиление конструкций строящихся крупнопанельных несейсмостойких зданий на базе изделий Бухарского домостроительного комбината для временного использования, пока завод не перейдет на производство изделий для сейсмостойких крупнопанельных домов серии 146.

Для решения этих вопросов были проведены следующие мероприятия: организовано обследование технического состояния зданий и сооружений, определены основные технические решения по восстановлению и усилению; создан штаб и оперативные группы инженеров-проектировщиков для разработки проектов восстановления и усиления непосредственно на местах.

Обследование зданий и сооружений проводилось путем нанесения на планы и развертки стен объектов деформаций, полученных в результате анализа землетрясений, в виде условных цифровых обозначений "Унифицированной классификации деформаций", разработанной в период ликвидации последствий землетрясения в Ташкенте в 1966 г.

Анализ характера и степени повреждения зданий сырцовых и кирпичных показал, что для их восстановления могут быть в большинстве случаев рекомендованы "Типовые решения по восстановлению конструкций жилых и гражданских зданий из сырцового и жженого кирпича, получивших повреждения в результате землетрясения в Ташкенте". Эти конструктивные решения подробно описаны в публикациях, посвященных вопросам ликвидации последствий Ташкентского землетрясения 26 апреля 1966 г. [39, 40].

В развитие этих проектных предложений специалистами института "Узгипротяжпром" и Госстроя УзССР дополнительно разработаны гибкие металлические антисейсмические пояса, осуществляющие связь между междуэтажными перекрытиями и стенами зданий.

Конструкция пояса приведена на рис. III.77 и III.78 и предполагает крепление его к стенам с помощью натяжных болтов. Связь с конструкциями перекрытия осуществляется с помощью металлических деталей в виде уголков и болтов, отверстия для которых без особых

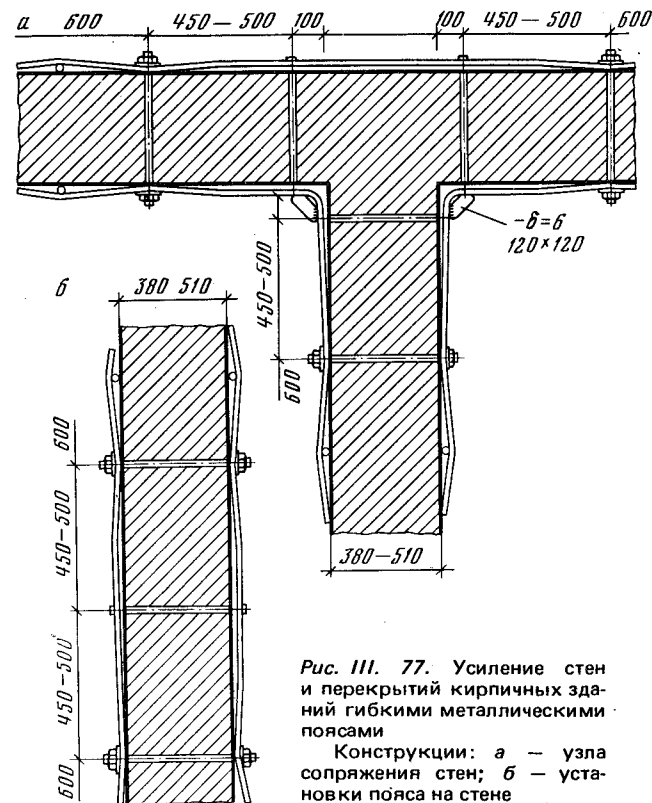


Рис. III. 77. Усиление стен и перекрытий кирпичных зданий гибкими металлическими поясами

Конструкции: а — узла сопряжения стен; б — установки пояса на стене

трудозатрат могут быть пробиты в панелях покрытий и перекрытий с круглыми пустотами. Конструкция достаточно экономична по сравнению с предложенными ранее металлическими поясами, изготавливаемыми из прокатного металла, и отвечает поставленным задачам восстановления для определенного типа зданий.

Кроме описанных выше рекомендаций, в ряде случаев для восстановления современных объектов проводились специальные расчеты и осуществлялись проектные проработки индивидуального назначения.

Проводились мероприятия по восстановлению и усилению несейсмостойких крупнопанельных зданий. Застройка этими зданиями территории поселка осуществлялась в 1961–1968 гг. по проектам, разработанным в институтах Узгоспроект и ТашЗНИИЭП и представляющим собой различные модификации серии 1–464. Все здания были построены без антисейсмических мероприятий. Подробное описание их конструктивно-планировочного решения приведено выше (гл. II.2).

Плиты перекрытия в зависимости от модификации проекта свободно опирались на вертикальные панели или соединялись между собой и вертикальными конструкциями с помощью сварки выпусков арматуры или бетонных шпонок.

Закладные детали (в основном это были монтажные петли, соединенные между собой арматурными стержнями в процессе монтажа)

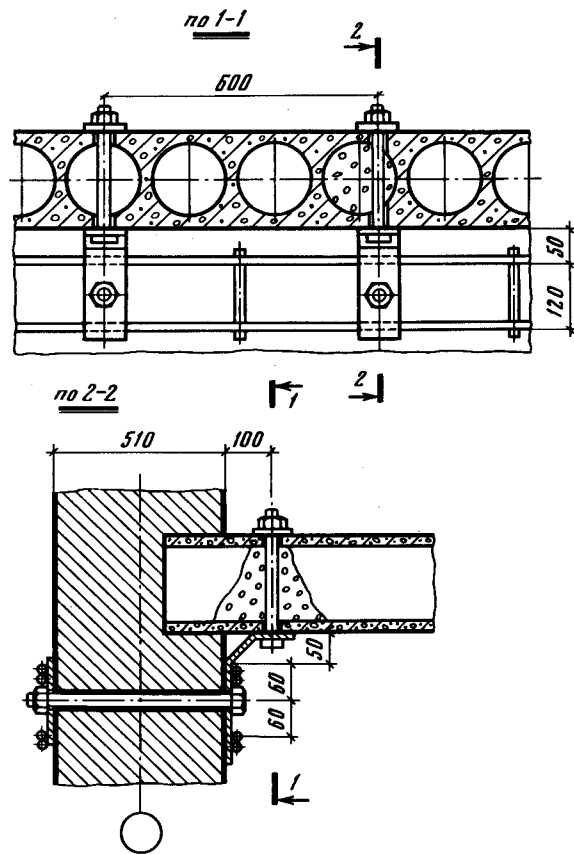


Рис. III. 78. Конструкция крепления гибкого металлического пояса к перекрытию и стенам здания

были слабо закреплены и, конечно, не были рассчитаны на восприятие сейсмических нагрузок.

Наиболее характерное повреждение крупнопанельных домов — раскрытие горизонтальных и вертикальных швов панелей из-за слабых и ненадежных соединений их между собой.

В панелях стен наблюдались наклонные трещины в углах оконных и дверных проемов. В некоторых зданиях отмечались наклонные трещины в сплошных панелях внутренних стен. Во многих домах оголились монтажные связи в углах панелей. Наблюдалась подвижка плит перекрытий и появление в них горизонтальных трещин.

После первого землетрясения представлялось целесообразным и технически возможным восстановить 30 двухэтажных крупнопанельных домов. При этом ставилась цель — восстановление зданий до первоначальной несущей способности и повышение их сопротивляемости сейсмическим воздействиям до технически целесообразных пределов. Однако это усиление не проектировалось на восприятие расчетных сейсмических нагрузок.

При разработке проектов усиления ставилась задача достичь повышения пространственной жесткости объектов и повышения сопротивля-

емости сейсмическим воздействиям как отдельных элементов (панелей и узлов), так и всего здания в целом.

За основу первого варианта было принято усиление домов с помощью металлических напрягаемых поясов и затяжек, устанавливаемых в уровне перекрытия и покрытия, разработанное институтом "Мосжилпроект" для усиления зданий, пострадавших от просадок.

На рис. III.79, III.80 приведены план типового этажа и фасад двухэтажного крупнопанельного дома с расположением затяжек по поперечным и продольным стенам.

Усиление зданий производится в следующем порядке. Сначала по вертикали на всю высоту здания и по углам стен устанавливаются уголки сечением 160 x 160 x 10 мм с соответствующей жесткой заделкой их в уровне фундаментов. Затем к ним прикрепляются металлические горизонтальные тяжи из арматуры класса А-1 диаметром 25 мм, на одном конце которых устраивается резьба (рис. III.81, узел А).

В узлах пересечения наружных продольных стен с поперечными, в местах, где по поперечным внутренним стенам устанавливаются тяжи, на продольных стенах устанавливаются так называемые "мертвяки". Они представляют собой металлические пластины сечением 300 x 150 x 10 мм с двумя отверстиями при установке их в уровне перекрытия над первым этажом и с одним — при установке в уровне покрытия над вторым этажом. К ним вдоль наружных стен привариваются стержни  $\phi 25$  мм с резьбой по концам. Через отверстия в наружных стенах  $\phi 32$  мм пропускаются стержни  $\phi 25$  мм, прикрепляемые одним концом с помощью гаек к "мертвяку", а другим с помощью сварки к металлической полосе 50 x 10 мм и длиной 11 220 мм, охватывающей перекрытие. Над первым этажом крепление производится сверху и снизу, а над вторым этажом только снизу. Для пропуска металлических элементов в необходимых местах пробиваются отверстия (рис. III.81, узел Б). После установки описанных выше элементов на арматурные горизонтальные стержни с резьбой по концам устанавливают стяжные муфты (рис. III.81, узел В) и производят замыкание всех элементов в один пояс (рис. III.80, б). Затем с помощью натяжения муфт и гаек, установленных на "мертвяках", осуществляют обжатие элементов конструкций дома, которое придает ему определенную пространственную жесткость.

Для усиления стеновых панелей было принято решение произвести обрамление всех проемов металлическими уголками 75 x 75 x 8 мм по наружным стенам и швеллером № 14 по поперечным стенам (рис. III.82, узлы 1, 2, 3). Кроме того, было предусмотрено усиление узлов пересечений стен с помощью нанесения слоя торкрет-штукатурки толщиной 40 мм по сетке 100/100/5/5 на всю высоту этажа шириной 50 см по поперечным стенам и 35 см по продольным (рис. III.82, узел 4). В целях защиты от коррозии все металлические элементы при проведении отделочных работ обтягиваются сеткой и оштукатуриваются.

Расход металла по этому варианту проекта усиления составил 11,5 кг на 1 м<sup>2</sup> общей площади, а распределение его по элементам усиления следующее: металлические горизонтальные пояса — 2,56 кг/м<sup>2</sup>; обрамление проемов — 8,15 кг/м<sup>2</sup>; усиление углов пересечения стен — 0,83 кг/м<sup>2</sup>, что составляет соответственно 22,2; 70,6; 7,2% от общего расхода металла. При этом общая металлоемкость по проекту усиления составила около 30% от расхода металла, принятого при проектировании одно- и двухэтажных крупнопанельных домов для несейсмических районов.

Описанный вариант усиления был разработан после землетрясения

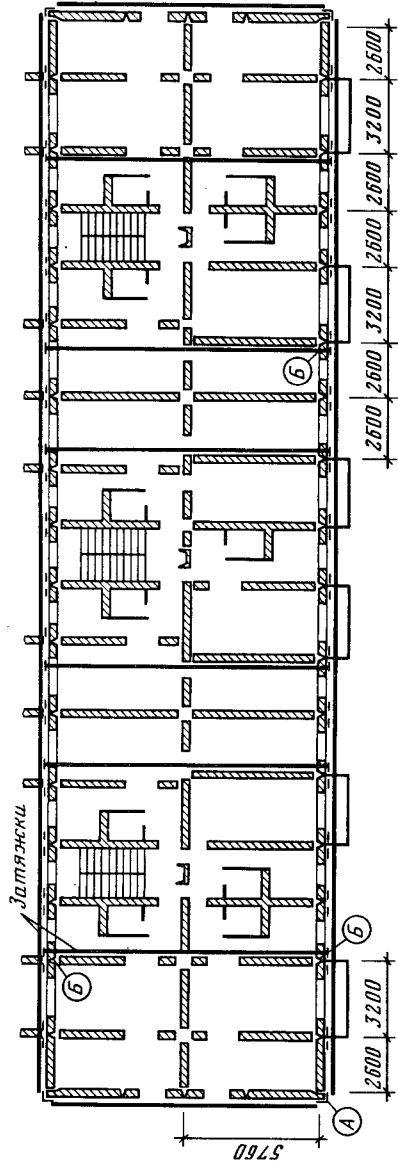


Рис. III. 79. План типового этажа крупнопанельного здания в Гази

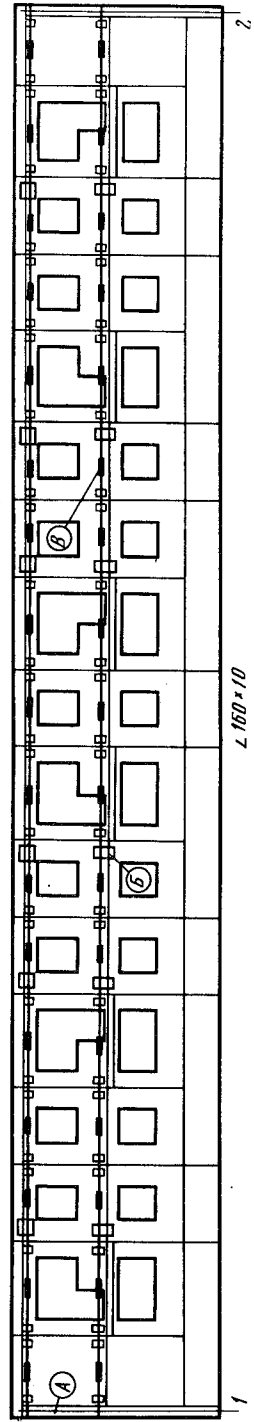


Рис. III. 80. Фасад здания (а) и схема усиления металлическим поясом в уровне перекрытия (б)

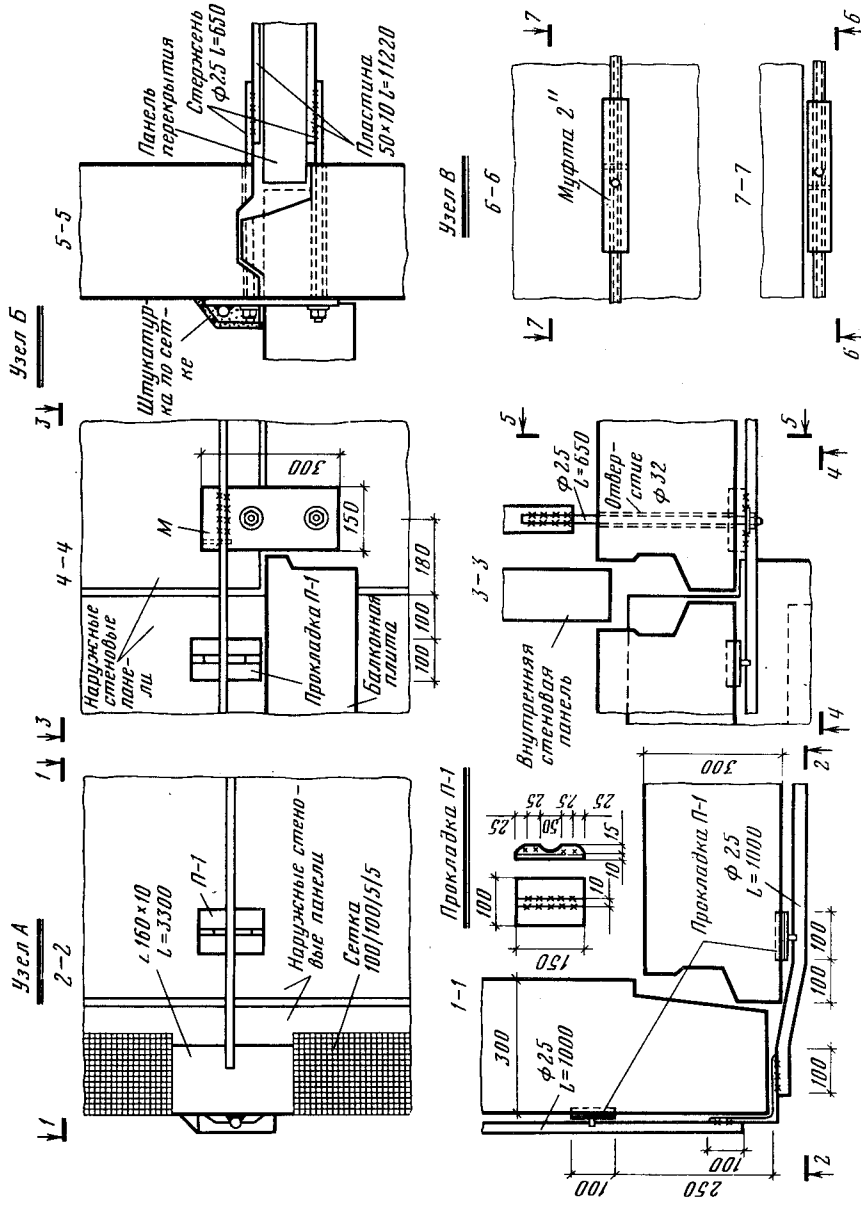
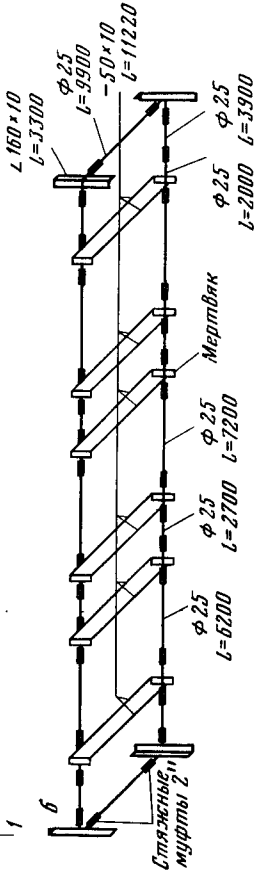


Рис. III. 81. Узлы соединения металлических элементов напрягаемого пояса

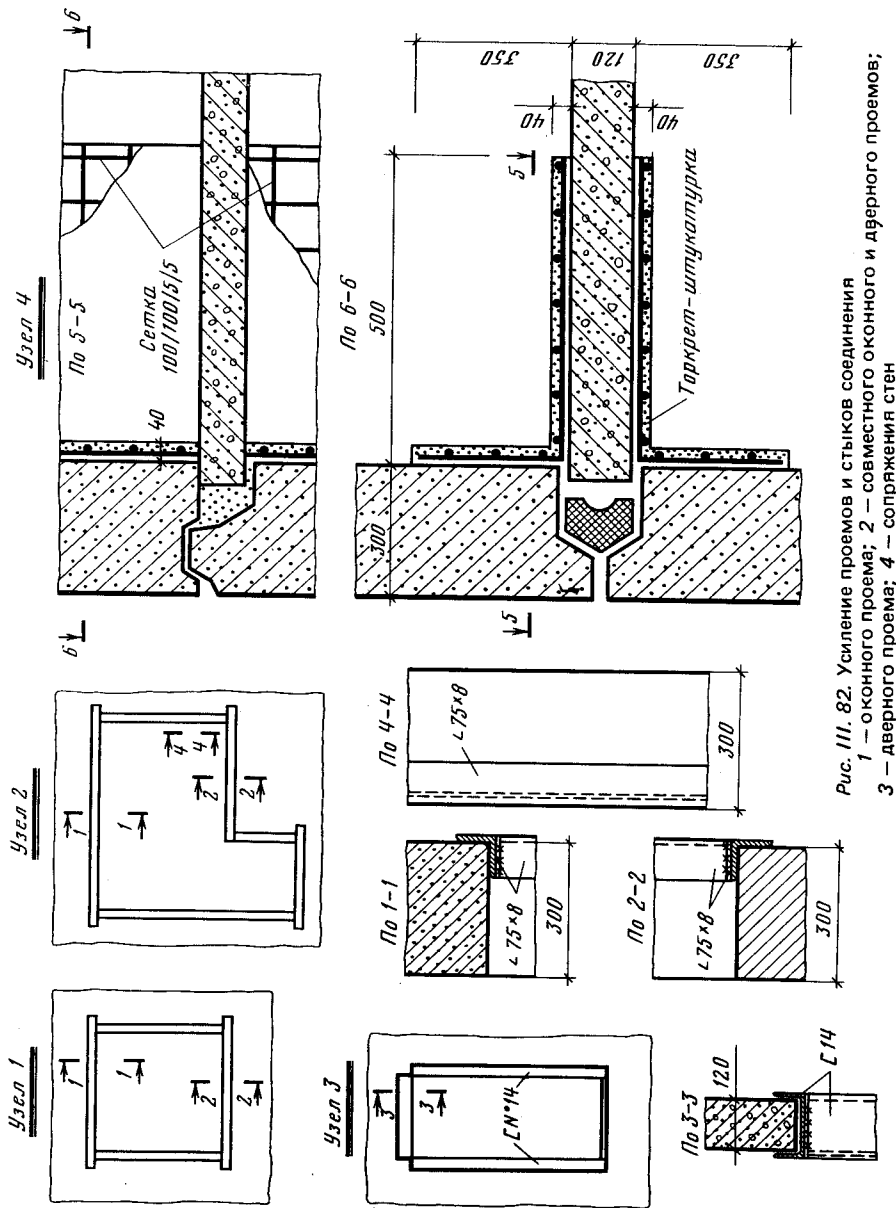


Рис. III. 82. Усиление проемов и стыков соединения  
 1 — оконного проема; 2 — совместного оконного и дверного проемов;  
 3 — дверного проема; 4 — сопряжения стен

3 апреля. Однако инженерный анализ землетрясения 17 мая в Газли, которое по силе превосходило землетрясение 8 апреля, показал, что даже при частичном обрушении крупнопанельных домов потеря их геометрической неизменяемости происходит в основном за счет разрушения связей между панелями.

Степень и характер повреждения самих панелей при этом не вызывают необходимости их усиления путем обрамления проемов, как это предложено выше.

Исключение затрат металла на усиления проемов приводит к резкому сокращению металлоемкости (примерно на 70%) и составляет всего лишь 3,4 кг на 1 м<sup>2</sup> общей площади, что в 3,4 раза меньше, чем в рассмотренном основном варианте.

В процессе проектирования был рассмотрен еще один вариант усиления крупнопанельных домов, который заключался в следующем (рис. III.83). По всем торцам внутренних стен в трех местах по высоте панели пробивали отверстия, в которые устанавливали металлические коробки (ИМ-1) с последующей заливкой бетоном М-300. Элементы ИМ-1 по всей высоте дома у наружных стен соединяют полосой ИМ-2 сечением 75 x 12 мм, а в местах пересечения внутренних панелей с помощью детали ИМ-3 (уголок 100 x 100 x 10 мм). На уровне металлических шпонок, установленных по поперечным стенам, в наружных стенах пробивали отверстия, сквозь которые пропускали металлические полосы (ИМ-4) сечением 100 x 10 мм и длиной 400 мм. Полосы ИМ-4 одним концом приваривали к ИМ-2, а другим — к уголкам сечением 50 x 50 мм, устанавливаемым по наружной стороне продольных стен (ИМ-6) и соединяемых между собой по высоте тремя пластинами сечением 100 x 110 x 5 мм. Элементы ИМ-3 и ИМ-6 закреплялись с помощью анкеров в фундаменте. Предлагаемые узлы соединений должны выполнять роль шпонок, повышающих сопротивление вертикальных швов сдвигающим усилиям.

По всем внутренним стенам с обеих сторон под перекрытием устанавливали металлические тяжи ИМ-7 из арматуры  $\phi 20$  мм на стяжных муфтах, которые крепили своими концами к деталям ИМ-4 и ИМ-3. По наружным продольным стенам также устанавливали элементы ИМ-7, прикрепляемые к элементам ИМ-6. Торцы здания усиливали металлическими рамами из швеллера № 20, обрамляющими каждую панель.

Таким образом, была создана система из сравнительно жестких рам по юсям стен (см. рис. III.79) и гибких напрягаемых горизонтальных связей ИМ-7 вдоль продольных и поперечных стен в уровне перекрытий первого и второго этажей.

Устройство напрягаемых металлических поясов должно было способствовать повышению пространственной жесткости здания.

Все металлические элементы с наружной стороны дома, так же как и в первом варианте, предполагалось оштукатурить по металлической сетке (ИМ-5).

Расход металла на один дом при таком способе усиления составил порядка 38 т или 34,5 кг на 1 м<sup>2</sup> общей площади. Этот вариант усиления был разработан в срочном порядке по истечении нескольких дней после землетрясения 8 апреля. После детального обследования крупнопанельных домов и обмена мнениями между специалистами этот вариант был отклонен как весьма трудо- и металлоемкий. Применять на практике было решено первый вариант.

Несмотря на принятое решение, нам представляется целесообразным ознакомиться широкий круг специалистов с предпринятыми попытками





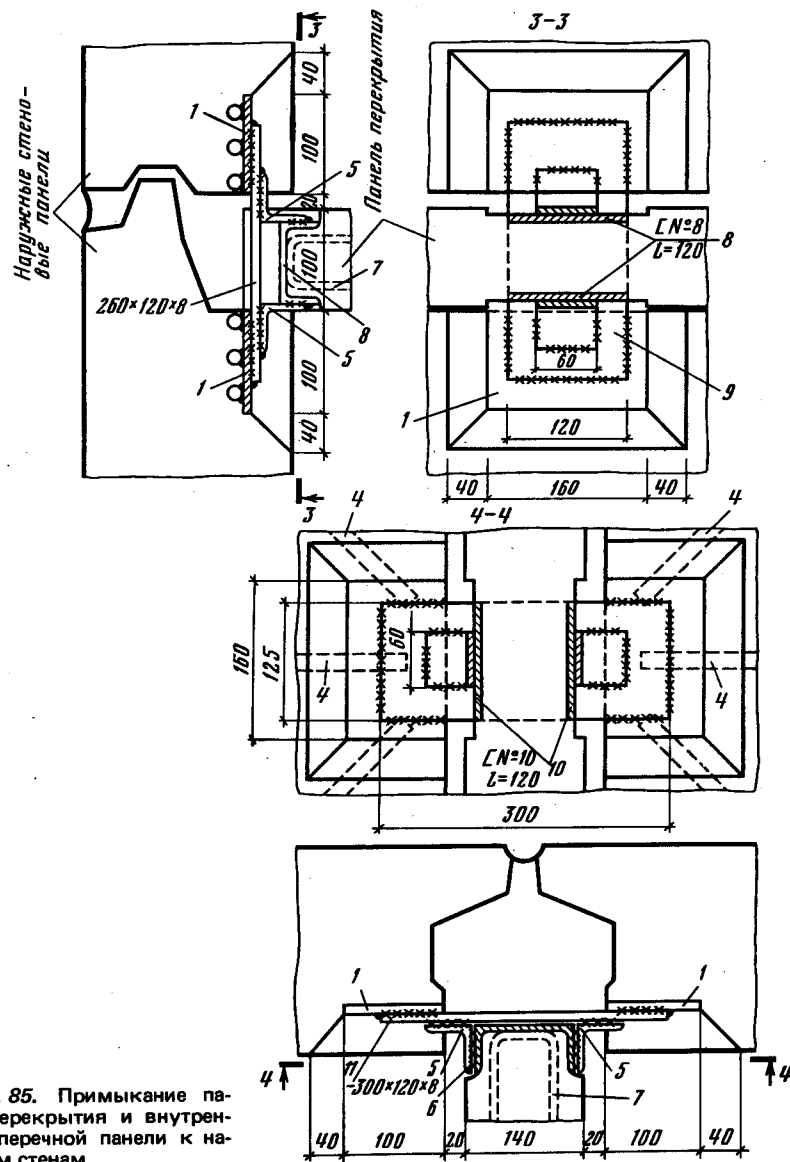


Рис. III. 85. Примыкание панели перекрытия и внутренней поперечной панели к наружным стенам

вым панелям осуществлялось на сварке с помощью уголков 5. Остальные обозначения: 7 — анкер; 8, 10 — закладная деталь.

Такое конструктивное усиление приводит к дополнительному расходу металла в количестве 10,7 кг на 1 м<sup>2</sup> полезной площади.

В заключение следует отметить, что предложенные выше конструктивные способы усиления и восстановления несейсмостойких крупнопанельных зданий являются первым опытом работ подобного рода.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проведен инженерный анализ последствий Газлийских землетрясений 1976 г. Изучен характер повреждений зданий и инженерных сооружений для городов и других населенных пунктов по территориальному признаку, а также по типу конструктивных схем. Указанный анализ позволил оценить интенсивность сотрясений 8 апреля и 17 мая в различных населенных пунктах.

Результаты обследования повреждений и разрушений конструкций зданий свидетельствуют об эффективности основных нормативных требований по антисейсмической защите.

Вместе с тем характер и степень повреждения зданий еще раз подтвердили низкий уровень сейсмостойкости зданий традиционных конструктивных схем, выполненных без антисейсмических мероприятий, в частности с несущими стенами из самана и кирпичной кладки.

Следует отметить, что во время Газлийских землетрясений сотрясения различной интенсивности испытало значительное число крупнопанельных зданий, выполненных без антисейсмических мероприятий, что позволило изучить их сравнительную сейсмостойкость.

Многие общественные здания (детские сады, школы, больницы) получили более серьезные повреждения, чем жилые здания. Это обстоятельство отмечалось и при других землетрясениях последних лет, что свидетельствует о необходимости повышения требований к нормам по проектированию и строительству указанных зданий в сейсмических районах.

Значительное количество тяжелых повреждений зданий объясняется их некачественным выполнением. Уроки землетрясений свидетельствуют о необходимости дальнейшего повышения требований и усиления контроля за качеством строительства в сейсмических районах.

На основании проведенного анализа были уточнены значения относительной сейсмостойкости для зданий различных конструктивных схем. Было установлено, что крупнопанельные здания по классификации, принятой в сейсмической шкале MSK-64, следует отнести к типу В, а не к типу Б, как это принято в действующей редакции шкалы.

После второго разрушительного землетрясения (17 мая 1976 г.) относительная сейсмостойкость зданий различных конструктивных схем сохранилась, а средняя поврежденность увеличилась на 1,13–1,62 степени.

На основании анализа повреждений несущих конструкций, результатов натурных динамических и прочностных испытаний выполнена количественная оценка параметров колебаний грунта в Газли, а также величины изменения жесткости сооружений. Полученные во время землетрясения 17 мая 1976 г. инструментальные записи и результаты их обработки широко используются при проведении исследований по анализу сейсмической реакции упругих и неупругих систем. Это позволяет получить исходные данные для разработки новых методов расчета сооружений на сейсмические воздействия.

Газлийские землетрясения позволили получить дополнительный материал для проверки и корректировки описательной части сейсмических шкал, количественных оценок коэффициентов сейсмичности в нормативных документах, разработки методики оценки ущерба при землетрясениях, а также методов восстановления и усиления зданий.

Накопленный во время экспедиционных обследований опыт организации и координации работ с участием большого числа специалистов, интерпретации наблюдаемых разрушений и повреждений зданий отражен в "Методических рекомендациях по инженерному анализу последствий землетрясений", разработанных ЦНИИСК им. Кучеренко с участием ИФЗ им. О.Ю. Шмидта, ИМиСС, ТашЗНИИЭП, Казпромстройинипроекта. Материалы по анализу последствий Газлийских землетрясений 1976 г. нашли отражение в ряде инструктивных документов и в проекте новой редакции глав СНиП II-7-81 "Строительство в сейсмических районах".

## ЛИТЕРАТУРА

1. *Алексин П.А., Грайзер В.М., Плетнев К.Г.* и др. Колебания грунта при сильных Газлийских землетрясениях 1976 г. — Реферативная информация ЦИНИС, 1976, сер. XIV, вып. 11, с. 5—11.
2. *Штейнберг В.В., Плетнев К.Г., Грайзер В.М.* Акселлерограмма колебаний грунта при разрушительном Газлийском землетрясении 17 мая 1976 г. — Реферативная информация ЦИНИС, 1977, сер. XIV, вып. 1, с. 45—61.
3. *Дорофеев В.М., Чумичева О.В., Наклонова Е.И.* Спектры реакций сейсмических ускорений Газлийского землетрясения 17 мая 1976 г. — Реферативная информация ЦИНИС, 1977, сер. XIV, вып. 10, с. 12—16.
4. Сейсмостойкое строительство. — Реферативная информация ЦИНИС, 1976, сер. XIV, вып. 11. 56 с.
5. *Корчинский И.Л., Поляков С.В., Быховский В.А.* и др. Основы проектирования зданий в сейсмических районах. М.: Стройиздат, 1961. 488 с.
6. *Поляков С.В.* Сцепление в кирпичной кладке. М.: Госстройиздат, 1959. 84 с.
7. Указания по определению прочности сцепления в каменной кладке СН 434—71. М.: Стройиздат, 1972. 17 с.
8. *Махатадзе Л.Н.* Комплексное исследование сопротивляемости каменной кладки сейсмическому воздействию. — Техническая информация Госстроя СССР, 1973, № 28. 11 с.
9. *Чураян А.Л., Джабуа Ш.А.* Сейсмостойкость кирпичных и крупноблочных зданий. — Тбилиси: Мецниереба, 1970. 183 с.
10. *Мартемьянов А.И., Ширин В.В.* Точность макросейсмической оценки при определении интенсивности землетрясения (на примере Газлийского 8 апреля 1976 г.). — Реферативная информация ЦИНИС, 1976, сер. XIV, вып. 11, с. 30—34.
11. *Мартемьянов А.И., Ширин В.В.* Оценка степени повреждения зданий, пострадавших в результате сильных землетрясений в западных Кызылкумах. — Реферативная информация ЦИНИС, 1976, сер. XIV, вып. 11, с. 27—30.
12. *Жунусов Т.Ж., Аубакиров А.Т., Ашимбаев М.У.* и др. Повреждения зданий и сооружений в Джамбуле при землетрясении 10 мая 1971 г. Алма-Ата: Казахстан, 1971. 139 с.
13. *Бучацкий Е.Г., Ашимбаев М.У., Амиржанова Р.К.* и др. Повреждения жилых и промышленных зданий в г. Чирчике при землетрясении. — В кн.: Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций. Алма-Ата: Казахстан, 1978, с. 23—30. (Тр. Казпромстройинипроект; Вып. 10).
14. *Медведев С.В.* Международная шкала сейсмической интенсивности. — В кн.: Сейсмическое районирование СССР. М.: Наука, 1968, с. 151—162.
15. *Напетваридзе Ш.Г.* О варианте ИСМиС АН СССР новой редакции шкалы ГОСТ 6249—52 для определения интенсивности землетрясения в пределах от VI до IX баллов включительно. — В кн.: Сейсмостойкость сооружений. Тбилиси: Мецниереба, 1974, с. 5—15.
16. *Гехман А.С., Спиридонов В.В.* Оценка сейсмостойкости газопромысловых сооружений, трубопроводов и зданий в районе Газли. — Строительство трубопроводов, 1976, № 11, с. 19—21.
17. *Рашидов Т.* Динамическая теория сейсмостойкости сложных систем подземных сооружений. — Ташкент: Фан, 1973. 182 с.
18. *Рашидов Т., Хожметов Г.Х., Мардонов Б.* Колебания сооружений, взаимодействующих с грунтом. Ташкент: Фан, 1975. 174 с.
19. Сейсмическая шкала и методы измерения сейсмической интенсивности. М.: Наука, 1975. 280 с.
20. *Шебалин Н.В.* Распределение степеней повреждения зданий и использование его для оценки балльности. — В кн.: Сейсмическая шкала и методы измерений сейсмической интенсивности. М.: Наука, 1975, с. 253—266.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

21. *Кулиев Ф.Т., Шебалин Н.В.* К статистическому определению балльности. — В кн.: Сильные землетрясения Средней Азии и Казахстана. Душанбе: Дониш, 1968, вып. 1, с. 94—118.
22. *Баранников Л.Б., Борисова Н.С., Ершов И.А.* и др. Макросейсмическое обследование землетрясения 24 (25) ноября 1971 г. на территории г. Петропавловска-Камчатского. — В кн.: Сильные камчатские землетрясения. Владивосток: Наука, 1975, с. 15—62.
23. *Борисова Н.С., Ершов И.А., Константинова Т.Г.* и др. Макросейсмическое обследование землетрясения 24 (25) ноября 1971 г. в Петропавловске-Камчатском и сопоставление результатов с сейсмическим микрорайонированием. — В кн.: Колебание грунтов и зданий при землетрясениях. Вопросы инженерной сейсмологии. Вып. 17. М.: Наука, 1975, с. 71—86.
24. *Быстрицкая Ю.В., Ершов И.А., Кулиев Ф.Т.* и др. Использование макросейсмических данных для сейсмического микрорайонирования. — В кн.: Сейсмическое микрорайонирование. М.: Наука, 1977, с. 41—51.
25. *Медведев С.В.* Инженерная сейсмология. М.: Госстройиздат, 1962. 284 с.
26. *Шебалин Н.В.* К статистическому определению интенсивности землетрясений. — В кн.: Тр. X Генеральной ассамблеи ЕСК. М.: Междувед. Геофиз. комитет АН СССР, 1970, с. 71—81.
27. *Медведев С.В., Ершов И.А., Попова Е.В.* Проект шкалы для определения интенсивности землетрясений. — В кн.: Сейсмическая шкала и методы измерения сейсмической интенсивности. М.: Наука, 1975, с. 11—39.
28. Рекомендации по сейсмическому микрорайонированию. РСМ-73. — В кн.: Вопросы инженерной сейсмологии. М.: Наука, 1973, вып. 15, с. 6—34.
29. Примеры расчета многоэтажного крупнопанельного жилого здания на сейсмические воздействия и указания к примерам расчета. М.: Стройиздат, 1962. 75 с.
30. *Ципенюк И.Ф., Ржевский В.А.* Уругопластическое деформирование изгибаемых элементов при циклических нагрузках. — Бетон и железобетон, 1972, № 1, с. 33—35.
31. *Ципенюк И.Ф., Ржевский В.А.* О сейсмостойкости конструкций. — Строительная механика и расчет сооружений, 1973, № 6, с. 70—71.
32. *Килимник Л.Ш.* О связи деформационных и энергетических параметров предельных состояний рамных систем при сейсмических воздействиях. — В кн.: Сейсмостойкость зданий и сооружений. М., 1972, с. 54—66. (Тр. ЦНИИСК им. Кучеренко; Вып. 26).
33. *Бохонский А.И.* Деформации упруго-пластической системы при учете горизонтальной и вертикальной составляющих сейсмического воздействия. — Сейсмостойкое строительство, 1974, № 5, с. 46—49.
34. *Поляков С.В., Айзенберг Я.М., Жаров А.М.* и др. Последствия Карпатского землетрясения 4 марта 1977 г. на территории СРР. — Строительство и архитектура. Сер. Промышленное строительство. Обзорная информация, 1979, вып. 1, с. 1—52.
35. *Бегиев Б.Б., Золотарев А.И., Кудусов А.К.* и др. Инженерно-сейсмометрические службы крупных городов и строек. Душанбе: Дониш, 1968. 46 с.
36. *Бегиев Б.Б., Нечаев В.А.* Инженерно-сейсмометрическая служба г. Душанбе за 1967—1970 гг. Душанбе: Дониш, 1971. 74 с.
37. *Бегиев Б.Б., Захаров Д.Г., Нечаев В.А.* Инженерно-сейсмометрическая служба г. Душанбе за 1971 г. Душанбе: Дониш, 1972. 99 с.
38. Инженерно-сейсмометрическая служба г. Душанбе за 1972 г. Душанбе: Дониш, 1974. 92 с.
39. Ликвидация последствий Ташкентского землетрясения. Ташкент: Узбекистан, 1972. 246 с.
40. *Ашрабов А.Б., Рассказовский В.Т., Мартеньянов А.И.* Проектирование, возведение и восстановление зданий в сейсмических районах. Ташкент: Узбекистан, 1968. 484 с.
41. *Поляков С.В.* Последствия сильных землетрясений. М.: Стройиздат, 1979. 311 с.

Предисловие .....	3
Введение (А.М. Жаров, Л.Ш. Килимник, С.А. Федоров) .....	4
<b>ЧАСТЬ I</b>	
<b>ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПОВРЕЖДЕНИЙ .....</b>	
<b>Глава I.1</b>	
Поселок Газли .....	10
<b>Глава I.2</b>	
Бухара (Т.Ж. Жунусов, М.У. Ашимбаев, Е.Г. Бучацкий, А.И. Мартеньянов) ..	24
<b>Глава I.3</b>	
Каган, Шафиркан, Гиждуван, Самарканд (Х.К. Касимов, Ж.С. Кульмухамедов, А.М. Жаров, Л.Ш. Килимник) .....	27
<b>Глава I.4</b>	
Навои (Х.К. Касимов, Ж.С. Кульмухамедов) .....	29
<b>Глава I.5</b>	
Поселок Каракуль (А.Х. Коридзе, Т.И. Мухадзе) .....	31
<b>Глава I.6</b>	
Города и поселки Туркменской ССР (В.Ф. Шепелев, В.М. Чепчак, Ч. Кудратуллаев) .....	33
<b>ЧАСТЬ II</b>	
<b>ПОВЕДЕНИЕ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ С РАЗЛИЧНЫМИ КОНСТРУКТИВНЫМИ СХЕМАМИ .....</b>	
<b>Глава II.1</b>	
Здания из кирпича и местных строительных материалов в Газли и Бухаре (С.В. Поляков, Д.А. Алексеев, Л.Н. Махатадзе, А.И. Мартеньянов, Т.Ж. Жунусов, Е.Г. Бучацкий, А.Т. Гудин, И.Е. Ицков, А.М. Парамзин, Б.А. Ротгауз, Ю.Г. Шахнович, А.Х. Коридзе, Т.И. Мухадзе, А.М. Жаров, Л.Ш. Килимник, В.Т. Рассказовский, К.С. Абдурашидов, Ш.М. Якушев, З.Абдукаримов) ..	36
<b>Глава II.2</b>	
Крупнопанельные здания (С.В. Поляков, Л.Ш. Килимник, А.М. Жаров, Л.Б. Гендельман, Г.Н. Ашкинадзе, Ш.А. Джабуа, Т.Н. Чачава, Г.Г. Абашидзе, Л.Н. Махатадзе, В.Т. Рассказовский, К.С. Абдурашидов, Х.К. Касимов, У.Ш. Шамсиев, В.Г. Фасахов, Ж.С. Кульмухамедов, З. Абдукаримов, Т.Ж. Жунусов, И.Е. Ицков, Б.А. Ротгауз, Ю.А. Гамбург, В.А. Ржевский, С.Т. Узлов, И.Ф. Ципенюк) .....	51
<b>Глава II.3</b>	
Общественные и промышленные здания различных конструктивных схем (В.С. Новиков, Л.Ш. Килимник, А.М. Жаров, Х.А. Асамов, В.А. Ржевский, С.Т. Узлов, И.Ф. Ципенюк, В.В. Ширин, Т.Ж. Жунусов, М.У. Ашимбаев, А.Х. Коридзе, Т.Н. Мухадзе) .....	68
<b>Глава II.4</b>	
Специальные здания и сооружения (Т.Р. Рашидов, Б.И. Кракович, Л.И. Булкина, А.С. Гехман, В.В. Спиридонов, Г.Х. Хожметов, У. Закиров, А.А. Ишанходжаев, И.Я. Дорман, Л.С. Афендииков, В.Ф. Шепелев, В.М. Чепчак, В.А. Лопашев) .....	87
<b>ЧАСТЬ III</b>	
<b>АНАЛИЗ ПОСЛЕДСТВИЙ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ .....</b>	
<b>Глава III.1</b>	
Статистический анализ поврежденности зданий (С.В. Поляков, А.М. Жаров, А.И. Мартеньянов, В.В. Ширин) .....	104

<b>Глава III. 2</b>	
Оценка интенсивности землетрясения 8 апреля в Газли по описательной части некоторых вариантов сейсмических шкал (А.И. Мартемьянов, В.В. Ширин)	112
<b>Глава III. 3</b>	
Оценка количественных характеристик колебаний грунта по повреждениям каркасных зданий (А.М. Жаров, Л.Ш. Килимник, А.Х. Коридзе, Т.И. Мухадзе)	122
<b>Глава III. 4</b>	
Исследование динамических характеристик зданий и их колебаний при афтершоках (В.Ф. Шепелев, К.С. Абдурашидов, В.М. Чепчак, В.Н. Даниленко, В.А. Лопашев)	126
<b>Глава III. 5</b>	
Оценка усилий в конструкциях крупнопанельных зданий согласно методике действующих норм по сейсмостойкому строительству (Г.Н. Ашкинадзе, Л.Б. Гендельман)	132
<b>Глава III. 6</b>	
Анализ повреждений двухэтажных крупнопанельных зданий в Газли с использованием инструментальных записей сейсмического движения грунта (И.Ф. Ципенюк)	136
<b>Глава III. 7</b>	
Поведение неупругих систем при воздействиях в виде инструментальных записей Газлийского землетрясения 17 мая (А.М. Жаров, Э.И. Герасимова)	140
<b>Глава III. 8</b>	
Записи Газлийских землетрясений 8 апреля и 17 мая, полученные инженерно-сейсмометрическими станциями на территории Таджикистана (С.Х. Негматуллаев, В.А. Нечаев, А.А. Лунев, Г.С. Селезнев, А.А. Акишин, А.А. Коньков, Н.Г. Верлин, А.П. Бурдина, Ю.Л. Заславский, Н.М. Александрова, Н.Х. Рахимов, В.В. Выборнов, В.Е. Саулин, В.Л. Голубятников, В.П. Пискунов, В.Н. Голосов, М. Лебедев, С.А. Федоров)	150
<b>Глава III. 9</b>	
Опыт восстановления и усиления зданий, пострадавших в результате землетрясений (Х.А. Асамов, Ю.А. Гамбург, В.В. Ширин)	180
Заключение	191

## ГАЗЛИЙСКИЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ 1976 г.

### Инженерный анализ последствий

Утверждено к печати Межведомственным советом по сейсмологии и сейсмостойкому строительству при Президиуме АН СССР

Редактор А.М. Гладкова. Художественный редактор С.А. Литвак  
Технический редактор Г.И. Астахова. Корректор Н.Л. Голубцова

ИБ № 24269

Подписано к печати 14.07.82. Т—14017. Формат 60×901/16. Бумага офсетная №1.  
Печать офсетная. Усл.печ. л. 12,3+0,3 вкл. Усл.-кр. отт. 12,9. Уч.-изд.л. 14,8  
Тираж 900 экз. Тип зак. 1359. Цена 2 р. 30 к.

Издательство "Наука", 117864 ГСП-7, Москва В-485, Профсоюзная ул., д. 90  
Ордена Трудового Красного Знамени 1-я типография издательства "Наука".  
199034, Ленинград. В-34, 9-я линия, 12