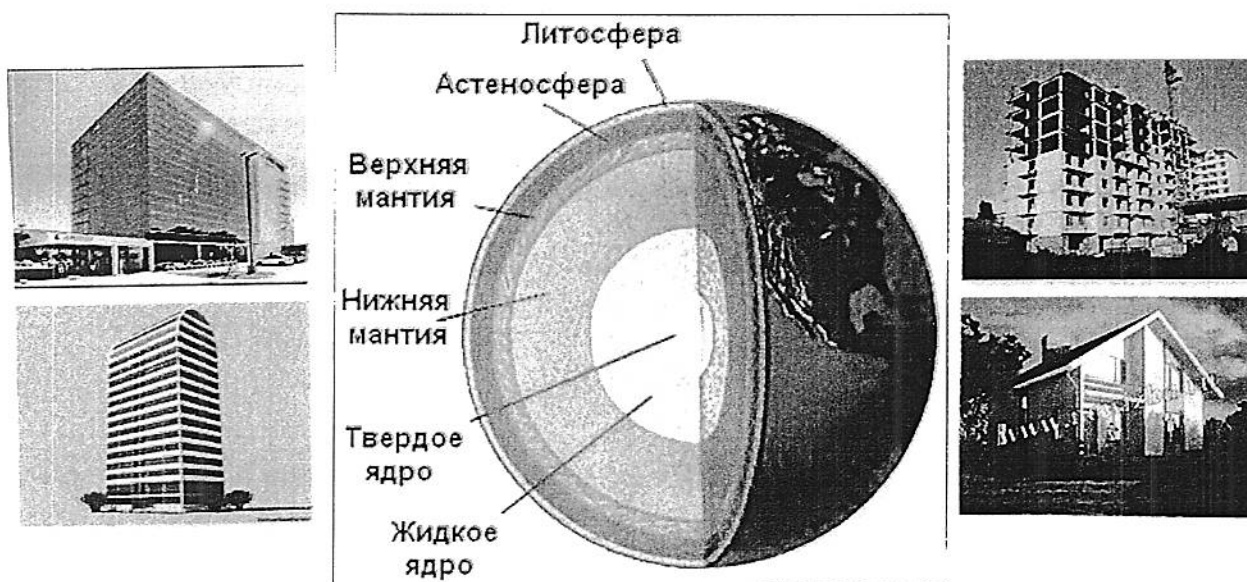


С. П. Гелхвидзе

Сейсмостойкость зданий и сооружений,  
с учетом последствий происшедших землетрясений



Тбилиси – 2016

УДК 624.042.7 + 699.841

В книге освещены вопросы сейсмостойкости зданий и сооружений, с учетом происшедших землетрясений. А также рассмотрены их разные конструктивные решения и их пространственные расчетные динамические модели, на разные виды пространственных сейсмических нагрузок.

Особое внимание уделено вопросам состояния исследований сейсмостойкости зданий и сооружений, с учетом последствий происшедших землетрясений, а также разработке кодов (Норм) для сейсмостойкого строительства, для развивающихся стран и подготовке, и обучению кадров.

Книга рассчитана для научных сотрудников, занимающихся расчетом и конструированием зданий и сооружений при сейсмических воздействиях. Она может быть полезна также и для проектировщиков, аспирантов и студентов ВУЗ-ов при изучении и проектировании зданий и сооружений, с учетом сейсмостойкого строительства.

Рецензенты: Высшая Аттестационная Комиссия (ВАК) при Совете Министров СССР и Секретариат ЮНЕСКО.

© Самсон Прокофьевич Гелхвидзе 2016

ISBN 978 – 9941 – 0 – 8728 - 8



კ.ს. ზავრიევი (1891-1978)

К.С.Завриев



ე.ა. სეხნიაშვილი (1924-1992)

Э.А.Сехниашвили



მ.ა მარჯანიშვილი (1935-2012)

М.А.Марджанишвили

ემღვნება:

ჩემი მასწავლებლების,  
საქართველოს მეცნიერებათა აკადემიის

აკადემიკოსების:

კირიაკ სამსონის-ძე ზავრიევის,

ემილ ალექსის-ძე სეხნიაშვილის,

მიხეილ ალექსანდრეს-ძე მარჯანიშვილის

და სხვების ნათელ ხსოვნას!

ПОСВЯЩАЕТСЯ:

Светлой памяти моих учителей,

академиков АН Грузии :

Кирьяка Самсоновича Завриева,

Эмиля Алексеевича Сехниашвили,

Михаила Александровича Марджанишвили

и других!

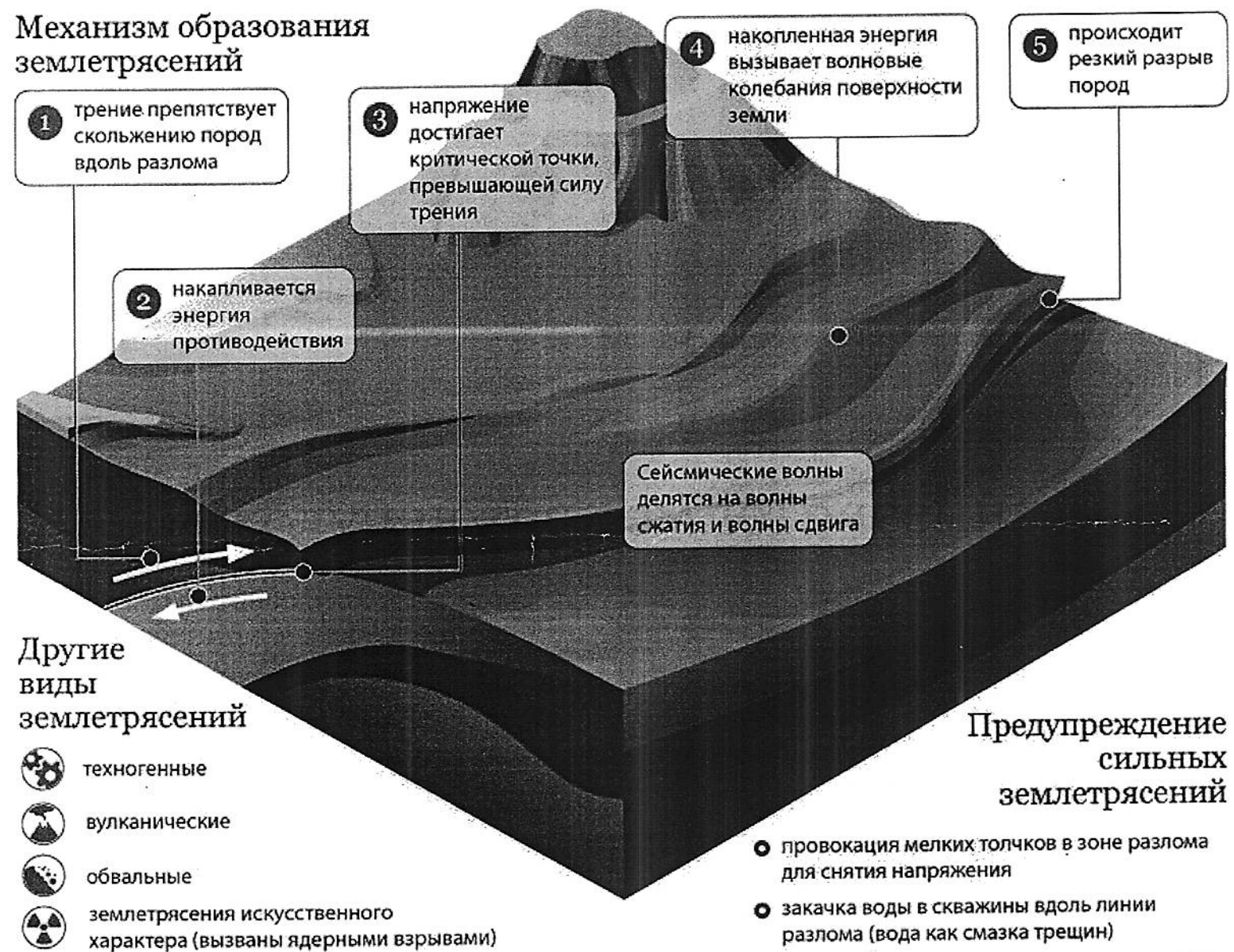


საქართველოს მეცნიერებათა აკადემია შენობა

Здание Академии Наук Грузии

# Почему случаются землетрясения

## Механизм образования землетрясений



## Прогнозирование землетрясений

- измерение упругой деформации поверхности Земли с помощью теодолита или лазерного луча
- исследование искривления поверхности земли наклономерами
- постоянный мониторинг сейсмоопасных зон
- исследование уровня воды в грунте

Магнитуду землетрясения измеряют по шкале Рихтера: возрастанию магнитуды на единицу соответствует 30-кратное увеличение освобожденной сейсмической энергии

## Предисловие

(от автора)

Приветствую Вас мой дорогой читатель. Со дня выхода моей первой книги, касающейся 75 моих лучших трудов в области сейсмостойкости зданий и сооружений [110], прошло больше года.

В силу большого объема изданной предыдущей книги, не удалось уместить в подробности целый спектр других вопросов, касающихся этой тематики, что и породило необходимость издания данной книги, в дополнении к предыдущей [110].

Несмотря на то, что в книге рассмотренные большинство вопросов затрагивающие вышеупомянутую тематику, были освящены в последние годы прошлого столетия, они и по сей день не теряют своей актуальности.

Более того, представленные в данной книге обобщенные конструктивные схемы пространственных моделей зданий и сооружений и сейсмических нагрузок, с успехом могут быть применены и к расчетам современных зданий и сооружений.

Многие вопросы приведенные и рассмотренные в книге явились плодом совместной, многолетней и плодотворной работы вместе с моими дорогими и любимыми учителями и наставниками, академиками АН Грузии: К.С. Завриевым, Э.А.Сехнишвили, М.А.Марджанишвили и др., в дань и в память которых и посвящается данная книга.

Несмотря на то, что отдельные части книги могут являться возможно и некоторым ретро-материалом по вопросам сейсмостойкости зданий и сооружений, они и по сей день не утратили своей актуальности и могут быть интересным и полезным, как для проектировщиков и научных работников, занимающихся конструированием и расчетом зданий и сооружений при разных видах пространственных моделей сейсмического воздействия, также и для аспирантов и студентов ВУЗ-ов, при изучении предметов по динамике сооружений и сейсмостойкости строительства.

К одному из главных причин, среди прочих, побудивших автора к изданию данной книги можно назвать и подкравшиеся к нему годы, стремительно летящее время и желание оставить после себя наследство, еще не опубликованные в одну общую книгу, результаты и годы кропотливых своих трудов, которым была посвящена большая часть его жизни. Ибо, как известно, все авторы рано или поздно уходят, - а книги остаются людям.

Все вопросы и задачи, рассмотренные в книге, нарочито не были вынесены в эту заглавную страницу, в целях придания им большей интриги и заинтересованности, однако обойти здесь один немоловажный вопрос, все-таки не удалось. Вопрос касается одной мысли, не дающей автору покоя, за все время его многолетней и плодотворной работы и наблюдений, в области сейсмостойкого строительства, и который возможно прозвучит впервые, - это мысль о важности введения понятия- Розы Сейсмического Воздействия (РСВ), определяющей главенствующее направление сейсмических воздействий для данной конкретной местности строительства, подобно существующего ныне понятия Розы Ветров.

Направление сейсмического воздействия на здание или сооружение имеет немаловажную роль в обеспечении их сейсмостойкости и устойчивости. Этот показатель также важен как и другие физико-механические характеристики грунтов и сооружений, строящихся в сейсмических районах. Именно с учетом этого вопроса, в опроснике Технического заключения состояния здания и сооружения, приведенном на с. 279 данной книги, включен пункт определения расположения сооружения, по отношению к географическим странам света.

Что же касается вопроса построения РСВ для данного региона и местности строительства, то здесь должны учитываться целый ряд факторов, таких как направление и характер протяженности возвышенностей и гор данной местности, на котором были построены или будут строиться здания и сооружения, опрос жителей данной местности о направленности помнящих их сейсмических воздействий, учет записей акселерограмм происшедших в данной местности землетрясений и т.д.

В заключении автор надеется на благосклонность своих читателей и приносит свои извинения из-за некоторых шероховатостей и технических помарок, имеющих место при издании данной книги и напутствует своих читателей в добрый путь чтения, открывшейся перед ними, данной книги.

## В В Е Д Е Н И Е

Для успешного выполнения программы, выдвинутой основными направлениями экономического и социального развития ~~любой страны~~ с учетом ~~повышения~~ градостроительства и требованиям к ним, ~~важно~~ необходимо дальнейшее повышение эффективности капитального строительства и снижение стоимости объектов, в том числе в значительной степени за счет применения экономичных проектных решений зданий и сооружений. Особая роль в этой области принадлежит сейсмостойкому строительству жилых зданий, объектов социально-культурного назначения, ведущемуся в широких масштабах в районах, подверженных землетрясениям.

Стремление рационального использования городских территорий и увеличения транспортных и инженерных коммуникаций выявили в практике отечественного и зарубежного градостроительства тенденции повышения этажности и протяженности жилых и общественных зданий. Обеспечение надежности таких зданий на основе оптимальных конструктивных решений представляет собой и по сегодняшний день одну из наиболее важных, сложных и актуальных задач.

Необходимость повышения сейсмостойкости и экономичности промышленного и гражданского строительства требует как уточнения характера поведения зданий и сооружений, так и дальнейшего развития методов расчета при различных динамических нагрузках.

Однако существующие расчетные рекомендации и нормативные документы недостаточно полно выявляют характер работы и особенности поведения зданий и сооружений, особенно если они представляются необычными конструктивно-архитектурными решениями, отличающимися нерегулярным расположением несущих конструкций, жесткостей, масс в плане и по высоте.

Совершенствование расчетных моделей сооружений нельзя вести без учета шести степеней свободы для каждой массы системы, неравномерности поля сейсмического воздействия, протяженности зданий в плане, податливости оснований и без учета особых сочетаний сейсмических воздействий (одновременных вертикальных и горизонтальных).

Целью написания данной книги кроме прочего явилось совершенствование пространственных расчетных моделей сооружений зданий.

Разработка моделей сейсмических воздействий и на основе вышеуказанного разработка алгоритмов расчета и программ по исследованию многоэтажных каркасных зданий башенного типа и протяженной формой в плане с массами, обладающими шестью степенями свободы, на действие неравномерного поля сейсмического воздействия с учетом особого сочетания нагрузок и др.

В книге рассмотрены также и основные задачи исследования какими являются:

- разработка пространственных расчетных моделей сооружений и зданий разных конструктивных схем, коротких и протяженных в плане;
- разработка модели сейсмического воздействия с учетом неравномерного поля многокомпонентного сейсмического воздействия;
- разработка алгоритмов расчета и программ для ЭВМ на основе вышеуказанных расчетных моделей зданий на сейсмические воздействия, с определением сейсмических нагрузок и расчетных усилий по отдельным элементам и с возможностью изменения таких параметров, как длина и высота отдельных элементов и всей системы в целом, число деформируемых междуэтажных перекрытий, податливость основания, ориентация, частота, скорость распространения и длина сейсмических волн;
- анализ полученных численных результатов расчета зданий на



сейсмические воздействия по разработанным программам с учетом особого сочетания нагрузок, одновременных горизонтальных поступательных и вертикальных крутильных сейсмических воздействий.

*Особо следовало бы выделить вопросы:*

- разработка пространственных расчетных моделей **сооружений и зданий** разных конструктивных схем, представленных в виде систем с сосредоточенными массами, обладающими шестью степенями свободы, с приведенными изгибно-сдвиговыми, осевыми и крутильными жесткостями отдельных элементов;

- разработка модели сейсмического воздействия с учетом не равномерного трехкомпонентного поля перемещений грунта;

- разработка алгоритмов и программ для расчета вышеуказанных расчетных моделей зданий на сейсмические воздействия с определением сейсмических и расчетных усилий по отдельным элементам с учетом особого сочетания нагрузок при одновременном действии горизонтальных поступательных и вертикальных крутильных сейсмических воздействий;

- по разработанным программам проведено исследование и анализ численных результатов расчета зданий на многокомпонентные сейсмические воздействия.

*К числу практической ценности, помимо прочего можно отнести:*

- разработку пространственных расчетных моделей **зданий и сооружений** для разных конструктивных схем, наиболее полно отражающих напряженно-деформированное состояние конструкции при сейсмических воздействиях, с последующим учетом их при проектировании и расчете указанных сооружений;

- учет особого сочетания сейсмических нагрузок при их одновременном горизонтальном поступательном и вертикальном крутильном воздействии;

- разработка алгоритмов и программ для расчета на ЭВМ сооружений коротких и протяженных в плане с массами, обладающими шестью степенями свободы.

Работа состоит из введения, четырех разделов с выводами, списка использованной литературы и приложений.

В разделе первом дается исследование характерных особенностей, конструктивных решений и вопросов расчета каркасных зданий, строящихся в сейсмических районах.

Раздел второй посвящен расчету сооружений башенного типа с массами, обладающими шестью степенями свободы, на сейсмические воздействия.

В разделе третьем изложены вопросы расчета сооружений протяженной формы в плане, как перекрестной и рамной систем на сейсмические воздействия.

Раздел четвертый содержит численное решение некоторых инженерных задач по предложенным алгоритмам и составленным программам.

В приложениях даны справки по внедрению результатов работы и программная реализация логической структуры задачи расчета сооружений башенного типа с массами, обладающими шестью степенями свободы, на горизонтальные и вертикальные поступательные и крутильные сейсмические воздействия.

Пятый раздел целиком и полностью посвящен наиважнейшим вопросам состояния исследования сейсмостойкости зданий и сооружений, построенных или строящихся в сейсмических регионах Земли, а также вопросам подготовки и обучению кадров и разработкам усовершенствования кодов (Норм) для развивающихся стран.

В одном из приложений (4) дается техническое заключение состояния здания или сооружения, с учетом возможности учета РСВ на сооружение, расположенное по соответствующему к странам света направлению.

# І. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ, СТРОЯЩИХСЯ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ, И ВОПРОСЫ ИХ РАСЧЕТА

## І.І. Современное состояние проблемы и перспективы развития конструктивных решений несущих систем каркасных зданий

Конструкции каркасно-панельных зданий применяются как при возведении гостиниц, пансионатов, домов отдыха, поликлиник, больниц, предприятий торговли, общественного питания, бытового обслуживания, жилых зданий и т.д., так и для многоэтажных производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий.

Анализ последствий сильных землетрясений показывает, что здания хорошо сопротивляются сейсмическим воздействиям при условии проектирования их с учетом требований норм и надлежащем качестве строительства, которое, в свою очередь, кроме прочих известных обстоятельств, во многом зависит от удачно выбранного конструктивного решения.

Одними из наиболее применяемых в строительстве в сейсмических районах современных конструктивных систем являются каркасные системы. Они отличаются по сравнению с крупнопанельными зданиями более четкими расчетными схемами, позволяют принимать гибкие архитектурно-планировочные решения, допускающие развитие значительных пластических деформаций при сильных землетрясениях. По способу восприятия горизонтальных нагрузок они решаются в виде консольной, рамной, рамно-связевой, связевой схемы и схемы с ядром жесткости (рис. І.І).

В консольной схеме узлы сопряжения ригелей с колоннами карка-

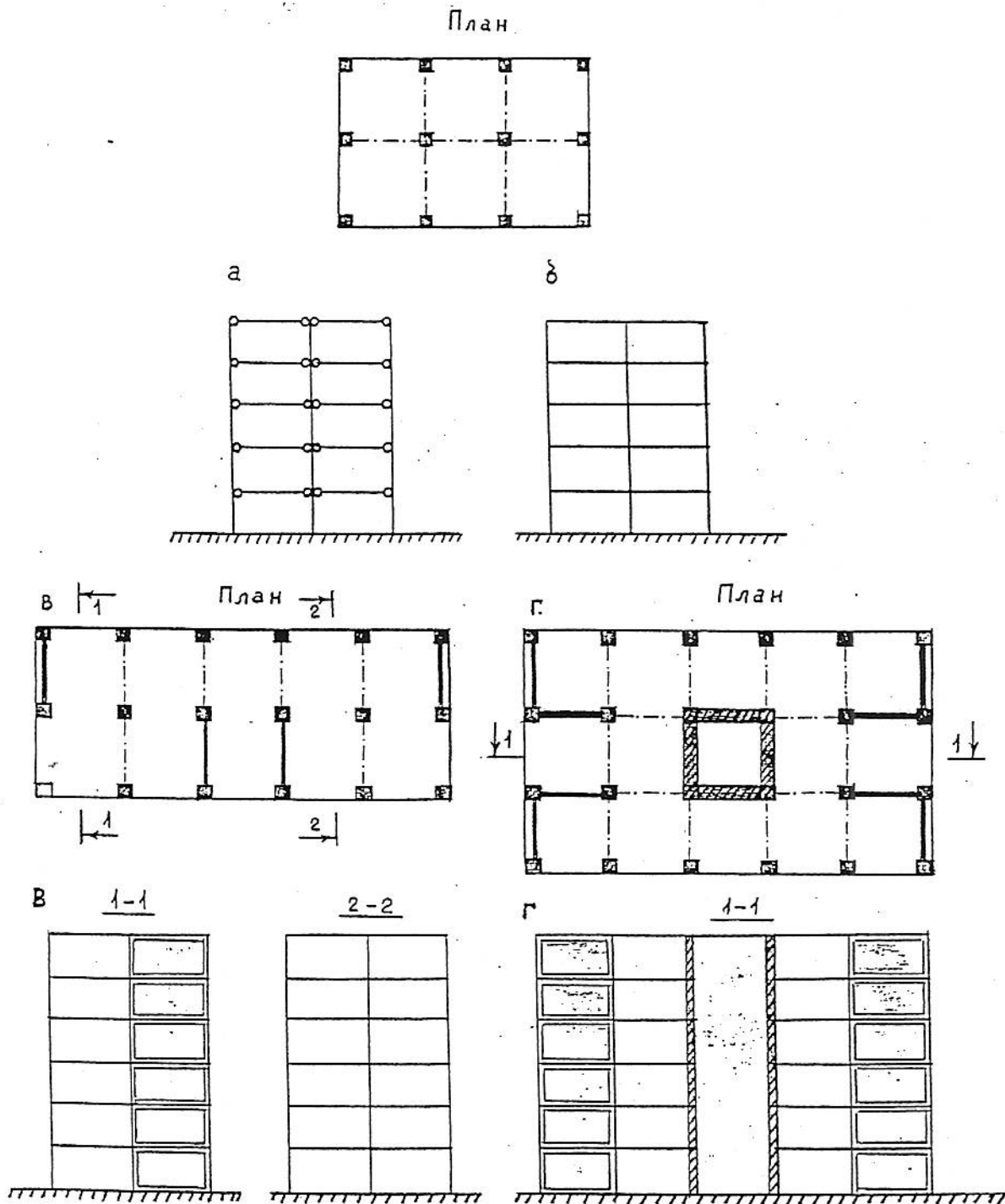


Рис. I.I. Конструктивные схемы каркасных зданий:  
а) консольная; б) рамная; в) рамно-связевая; г) связевая с ядром жесткости

са выполняются шарнирными; ригели под действием вертикальных нагрузок работают большей частью как разрезные балки, колонны же под действием горизонтальных нагрузок работают как многоэтажные консольные ветви.

В рамной схеме узлы сопряжения ригелей с колоннами каркаса выполняются жесткими, что улучшает работу колонн на горизонтальные нагрузки.

В рамно-связевой схеме каркаса ячейки некоторых рам заполняются стенками или раскосами, которые образуют плоские вертикальные диафрагмы жесткости, работающие как консоли с большой высотой поперечного сечения. Большая часть горизонтальных нагрузок воспринимается этими вертикальными диафрагмами вследствие их большой жесткости, а рамами — малая часть.

В связевой схеме каркаса вертикальные диафрагмы воспринимают всю горизонтальную нагрузку из-за большой гибкости рам, вызванной шарнирными соединениями ригелей с колоннами или малым сечением ригелей. При этом рамы несут только вертикальную нагрузку.

Для повышения жесткости вертикальных диафрагм, при работе каркаса связевой схемы на горизонтальные нагрузки, в каркас вводятся ядра жесткости открытого или закрытого профиля.

Диафрагмы, связи и ядра жесткости, воспринимающие горизонтальную нагрузку, выполняются непрерывными по всей высоте здания и располагаются в обоих направлениях равномерно и симметрично относительно центра тяжести здания.

Каркасы зданий выполняются в монолитном, сборномонолитном и сборном железобетоне, а также в металле. Остальные конструктивные элементы (стены, перегородки, перекрытия) в современном строительстве жилых и общественных зданий, как правило, устанавливаются в уже возведенном каркасе в виде готовых сборных элементов. В качест-

ве ограждающих стеновых конструкций каркасных зданий применяются обычно легкие навесные панели; устраиваются также кирпичные или каменные заполнения, удовлетворяющие соответствующим требованиям сейсмостойкости.

Крепление к колоннам и ригелям диафрагм жесткости осуществляется с помощью сварки закладных деталей, а в случае монолитных конструкций - путем арматурных выпусков с последующим замоноличиванием.

Плиты перекрытия предусматриваются с пазами и рифлениями в боковых поверхностях с выпусками арматуры или закладными деталями для последующего крепления к каркасу и между собой.

Фундаменты каркасных зданий решаются в виде сплошной железобетонной плиты или перекрестных железобетонных лент.

Хотя каркасные здания и показали при многочисленных землетрясениях высокую сейсмостойкость, наряду с этим, землетрясения выявили и слабые места таких конструкций. Примером может служить Ленинскан-Спитакское землетрясение, происшедшее 7 декабря 1988 г. Повреждения и разрушения этих зданий связаны с соединениями в узлах сборных конструкций и слабостью поперечного армирования элементов, особенно колонн.

Как показывает опыт землетрясений, весьма благоприятными для сейсмостойкости являются решения конструкций в виде каркасов с диафрагмами жесткости. Они особенно уместны в зданиях большой высоты. Такие диафрагмы воспринимают значительную долю сейсмической нагрузки и, если при этом повреждаются, все же предохраняют каркас от серьезных повреждений. Даже при появлении в диафрагмах трещин они продолжают участвовать в общей работе сооружения. Более того, надо полагать, что появление трещин в диафрагмах увеличивает затухание колебаний здания.

Среди множества рассмотренных конструктивных схем каркасных зданий выбор конкретной схемы нельзя определять исходя лишь из особенностей ее работы, ибо он зачастую бывает зависимым от культурных, социальных, экономических и технических требований.

Несомненно, что при выборе конструктивных схем, в особенности в условиях сейсмостойкого строительства, следует принимать в расчет следующие факторы: технико-экономическое обоснование, грунтовые условия, изучающиеся еще до выбора конструктивного решения здания, требования к изготовлению конструкций и возведению здания, требования к системам инженерного оборудования, доступность и стоимость основных строительных материалов.

Многофакторность и многоплановость указанных условий диктует обязательность более полного учета и изучения работы каркасных зданий при действии на них сейсмических нагрузок, что может явиться шагом по пути развития новых конструктивных решений.

Что касается основы конструктивных решений каркасно-панельных зданий по общесоюзному каталогу, то ею является межотраслевая серия I.020-I, которая сложилась на основе объединения, унификации, усовершенствования известных серий ИИ-04 каркасно-панельных конструкций для общественных зданий и серии ИИ-20 для производственных и многоэтажных зданий промышленных предприятий.

Серия I.020-I была разработана ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов Госгражданстроя СССР и ЦНИИпромзданий Госстроя СССР в 1981 г. Области ее применения весьма большие. В рамках территориального каталога ТК2-I, как известно, разработана и широко применяется серия каркасно-панельных конструкций КМС-К1-79. Широкое применение нашли и изделия серии КМС-К1. В сейсмостойком строительстве широкое применение нашли рамно-связевые каркасы разработанные в СФРЮ, позволяющие возводить здания до 16 этажей.

Проблемой конструктивных решений несущих систем каркасно-панельных зданий в нашей стране занимаются следующие нижеперечисленные институты.

В НИИЛБ проведены исследования стыков сборных железобетонных каркасных конструкций, в частности стыков колонн; ТбилЗНИИЭП - рамный каркас с предварительным напряжением в построечных условиях; ПЭКТИ Минпромстроя Армянской ССР совместно с ЛенЗНИИЭП разработал конструктивное и технологическое обеспечение метода подъема этажей и перекрытий; КиевЗНИИЭП проведены разработки и исследования по конструкциям каркаса в условиях просадочных грунтов, а также каркаса с варьiruемой сеткой колонн.

В ЦНИИСК им. Кучеренко экспериментально исследована работа диафрагм жесткости каркасно-панельных зданий; МИСИ им. Куйбышева изучены экспериментально и теоретически несущие системы с ядрами жесткости, работа дисков перекрытий, совместная работа настилов в перекрытиях.

В НИИСК Госстроя СССР экспериментально изучалась работа каркаса на фрагментах в натуральную величину; МНИИТЭП проведены разработки конструктивных решений панельных зданий с первым каркасным этажом, с комбинированной несущей системой, экспериментально изучалась работа дисков перекрытий.

Что касается развития каркасных схем за рубежом, очевидна тенденция к укрупнению элементов каркасных систем, которое можно объяснить совершенствованием технологии производства конструкций и создание более мощных подъемно-транспортных механизмов, что значительно сокращает сроки возведения зданий, трудозатраты и повышает надежность сооружений. Большое распространение получили также конструктивные решения с крупными, но уже плоскими элементами в виде рамных конструкций. Заслуживает большого внимания и примене-



ние безригельных каркасных систем. При строительстве каркасных зданий в сейсмоактивных районах для рамных каркасов применяют жесткие стыки, а для рамно-связевых или связевых каркасов - податливые.

Как известно, при проектировании сейсмостойких каркасных зданий и выборе их конструктивной схемы, наиболее важным фактором считают обеспечение их надежности, повышению которой способствует использование крупноразмерных сборных элементов и применение рамно-связевых или связевых систем, с наиболее полным изучением их поведения на разнокомпонентные сейсмические воздействия.

Разработкой конструктивных систем каркасных зданий занимаются во многих странах. В США известны рамно-каркасные системы

*Isocast* (до 5 этажей) с колоннами, имеющими капители, и каркас (до 4 этажей) с полыми цилиндрическими колоннами.

В Италии разработаны каркасы: связевые *L 25*, с колоннами крестового сечения; рамные *M50*, с высотой колонн на 3 этажа; рамно-связевые *Teta*, содержащие плоские ригели прямоугольного сечения с отверстиями для пропуска колонн, монтируемые методом подъема; рамные *Open box*, с решетчатыми пространственными блоками.

В ФРГ используются следующие каркасы: связевой *Uniplan*; безбалочный связевой *Hocktiefs*; связевой каркас *Fogtprogramm*; связевой каркас *Famont* и другие.

В ГДР распространены связевые каркасы *SK-Berlin* (до 25 этажей) и *SKBS -75*, имеющий одинарные и спаренные ригели.

В ЧССР имеются каркасы: связевой *UMS -72* и рамно-связевой *SI-STU*, с различными модификациями.

В ВНР распространены рамно-связевой каркас *UNIVAZ* для строительства зданий до 12 этажей и рамный каркас для производственных и административных зданий высотой до 3 этажей.

В НРБ имеется пространственный рамный каркас РСТ (до 9 этажей).

В СРР разработаны рамные каркасы: до 5 этажей и каркас до III этажей, содержащие П-образные рамы на высоту этажа.

Кроме изготовления каркасных и панельных конструкций на единой производственной базе и разработки новых эффективных схем развитие конструктивных решений несущих систем каркасно-панельных зданий определяется и широким применением монолитного железобетона, применение которого целесообразно при расширении номенклатуры сборных изделий малой тиражности или в областях, где он обладает большей несущей способностью и жесткостью. Области такого применения монолитного железобетона являются ядра жесткости и каркасные стволы для нежилых этажей зданий.

Требования создания свободных планировок для нижних этажей и возможность устройства крупных проемов, не ограничивающих планировку, диктуют необходимость создания новых конструктивных решений диафрагм жесткости каркасно-панельных зданий /53/. Предполагаются, в связи с этим, некоторые решения вертикальных диафрагм жесткости: венчающая диафрагма жесткости, диафрагма-пилон, диафрагмы с различной расстановкой стенок жесткости в ячейках рам. Применение диафрагм с различной расстановкой стенок в ячейках рам позволяет разнообразить их конструктивное решение в зависимости от архитектурной планировки.

Большой интерес заслуживает применение в несущих системах каркасно-панельных зданий нерегулярных диафрагм жесткости, предложенных ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов. Исследования работы конструкций зданий с нерегулярной расстановкой диафрагм на малых моделях проведены в МИИТ.

Возможность произвольной расстановки стенок в плоскости попе-

речника, большая жесткость и экономичность, по сравнению с моно - тонными диафрагмами, уменьшение перекосов ячеек, депланации перекрытий и увеличение этажности каркасно-панельных зданий - далеко не все преимущества нерегулярных диафрагм жесткости.

К числу актуальных вопросов расчета конструкций несущей системы каркасно-панельных зданий с учетом воздействия на них сейсмических сил, можно отнести вопросы исследования колебаний систем с массами, обладающими шестью степенями свободы, на многокомпонентные сейсмические воздействия; определение сейсмических сил, приходящихся на систему, с учетом особых сочетаний сейсмических воздействий, учет влияния физико-механических характеристик системы, разработка эффективных конструктивных схем с учетом вышеуказанных аспектов и т.д.

В связи с вышеизложенным большой интерес представляет пространственная работа зданий башенного типа и протяженной формы в плане, аппроксимируемых соответственно системой в виде консоли и перекрестной системой, на многокомпонентные сейсмические воздействия.

## 1.2. Принципы расчета каркасных зданий на сейсмические воздействия и их расчетные модели

Истоки методов расчета зданий на сейсмические воздействия исходят к началу нашего века (1900 г.), когда японский ученый Ф.Омори, исходя из предположения об абсолютной недеформируемости и жесткой заделке в основании сооружения, горизонтальные поступательные перемещения, скорости и ускорения всех точек которого одинаковы и равны соответственным характеристикам колебания основания, предложил статическую теорию определения сейсмических сил.

В 1920 г. другой японский ученый Н.Мононобе предложил впервые динамический расчет зданий, который рассмотрел установившиеся вынужденные колебания сооружения при движении его основания по гармоническому закону с учетом деформативности сооружения /107/. Однако сооружение он рассматривал в виде консервативной линейно-упругой системы с одной степенью свободы, заделанной в грунте и колеблющейся по гармоническому закону. Хотя такая замена системы не приводит к заметным погрешностям и часто применяется в современных расчетах и анализах, она аналогично теории Ф.Омори не дает картины распределения сейсмических нагрузок по высоте сооружения и характера влияния на их величины высших форм колебаний.

На особую роль собственных колебаний в начальной стадии обратил впервые внимание советский ученый К.С.Завриев, что является основополагающим фактором дальнейшего развития расчета теории сейсмостойкости в 1927 г. /34/, вызвавшим впоследствии большое внимание и зарубежных ученых, в частности К.Сюэхиро /89/ и Неймана /108/.

В 1934 г. американским ученым М.Био /104/ был разработан метод оценки сейсмических сил с использованием инструментальных записей колебаний поверхности грунта во время землетрясений, построив спектры ускорений по акселерограммам и положив начало спектральному методу расчета, который и в настоящее время распространен в практике проектирования сейсмостойких зданий. Дальнейшее развитие этого метода отобразилось в работах Г.В.Хаузнера, Р.Р.Мартела, Дж.Л.Альфорда, С.В.Медведева, Б.К.Карапетяна, А.Г.Назарова, И.Л.Корчинского, И.И.Гольденבלата и других.

В развитии динамического метода расчета сейсмических сил большая роль как в разработке этого метода, так и для его применения в практике инженерных расчетов сейсмостойкости принадлежит

И.Л.Корчинскому /45/. Им был получен коэффициент динамичности ( $\beta$ ), характеризующий динамический эффект движения основания на систему сооружения. График  $\beta$  с 1957 г. был включен в нормы проектирования сейсмостойких конструкций (и в последующие издания СНиП). Он впервые обосновал новую формулу для получения величины сейсмической силы и дал рекомендации по определению входящих в нее величин. Кроме того, на основе анализа сейсмограмм некоторых слабых землетрясений, происшедших в нашей стране, И.Л.Корчинский предложил записывать сейсмические колебания грунта в виде суммы затухающих колебаний.

Кроме инструментальных записей, за последние годы проводились многие теоретические исследования, из которых, например, можно назвать работы С.Тезхана (Турция), К.Минами и Дж.Сакурати (Япония) и других. Японскими авторами рассматривались модели взаимодействия основания и сооружения.

Большое распространение нашел метод расчета сейсмических усилий с учетом упругих и неупругих деформаций по реальным акселерограммам, в котором сейсмические усилия являются функциями времени и определяются интегрированием нелинейных дифференциальных уравнений сейсмических колебаний, где ускорение принимается известной величиной, зарегистрированной при землетрясении. Указанный метод расчета нашел свое развитие в работах Н.Н.Гольденבלата, А.Г.Назарова, Ш.Г.Напетваридзе, Н.А.Николаенко, С.В.Полякова, Я.М.Айзенберга, Э.Е.Хачияна и других. Однако следует отметить, что успешные расчеты с применением реальных акселерограмм возможны только с применением ЭВМ.

Точность расчетов с использованием вышеуказанных методов зависит от расчетных моделей зданий и реального отражения их динамических и деформативных свойств.

При включении в работу все элементы несущей системы здания претерпевают воздействие от внешнего нагружения и система становится многократно статически неопределимой для расчета. Определение его динамических параметров в этом случае требует перехода на более простую расчетную модель, либо появляется необходимость в применении современных ЭВМ.

В теории сейсмостойкости сооружений для разработки инженерных методов расчета приходится заменять физическую модель аппроксимирующей расчетной, ибо создание точной физической модели работы сооружения оказывается весьма сложным /17/.

Создание методов расчета сооружений, основанных на весьма упрощенных расчетных схемах, оставляет порой без должного внимания вопрос создания аппроксимирующих моделей их работы.

О важности правильного выбора расчетных моделей, аппроксимирующих действительную физическую работу сооружений, высказывался и Н.М.Герсеванов /16/, принципы которого дополняются положениями, сформулированными в /18, 75, 76/, о границах применимости каждой из аппроксимирующей модели работы сооружения.

В то же время, к аппроксимирующим моделям работы сооружений предъявляется принцип простоты, чтобы они, наряду с достаточно правильным и полным отражением работы реального сооружений, не создавали бы чрезмерную громоздкость метода расчета и чтобы этот метод допускал эффективное использование ЭВМ.

Таким образом, существенным требованием построения расчетной модели является близкое сходство модели с объектом, с учетом того, что окончательная модель должна отличаться простой формой. Указанные вопросы непосредственно переплетаются с задачами моделирования динамических систем. Своеобразное соблюдение вышеуказанных условий отличает искусство и научную интуицию каждого исследователя.

Принятые на основе расчетной модели уравнения и другие соотношения вместе со схемами и алгоритмами их решения, составленными для решения поставленных задач на ЭВМ, представляются математической моделью, к которым также предъявляются требования эффективности. Последнее означает, что алгоритмы для решения уравнений должны быть по возможности простыми и не в ущерб необходимой точности должны отличаться своей универсальностью. Например, широко применимы при составлении программ расчетов на современных ЭВМ такие аспекты, как структурность, модульность программ, компактность записи, хранение и переработка информации, время и память, необходимые при расчетах по программам и др.

Только совместный рациональный учет всех отмеченных моделей в совокупности к предъявляемым требованиям решения поставленных задач дает возможность успешного решения многих современных актуальных вопросов.

При выборе оптимальной расчетной модели современных многоэтажных зданий несущую систему схематизируют различными известными моделями /29/: дискретными, континуальными и дискретно-континуальными, разновидностями которой являются консольная и консольно-заменяющая модели.

В дискретных моделях сохраняются дискретные расположения связей и вертикальных элементов, имеющих в действительной несущей системе. Методы расчета зданий по дискретным моделям развиты С.В.Поляковым /80/.

В континуальных моделях здания представляются сплошной многоступенчатой призматической оболочкой с вертикальной осью или горизонтальной призматической оболочкой, опирающейся на жесткие торцовые диафрагмы.

В дискретно-континуальных моделях дискретное расположение

вертикальных элементов сохраняется, но сосредоточенные связи заменяют континуальными, непрерывно распределенными по высоте здания /28/. Такие модели получили применение в работах Э.Б.Сигалова /86, 87/.

При расчетах каркасных зданий, узлы которых специально конструируются на восприятие момента, не превышающего определенного значения, используются консольные модели, где все связи сдвига в заданной несущей системе считаются приближенно либо шарнирными, либо совершенно жесткими.

Для простых, симметричных в плане рамно-связевых систем с глухими диафрагмами применяется консольно-заменяющая расчетная модель, аппроксимирующаяся сплошным консольным стержнем со сдвиговой и изгибной жесткостью, эквивалентной действительным жесткостям этой проемной несущей конструкции.

Универсальность и удобство дискретно-континуальных моделей по сравнению с другими моделями позволяет им давать преимущество при расчетах сложных несущих систем каркасных зданий, для которых она представляется в виде пучка тонкостенных стержней прямоугольного профиля, соединенных в горизонтальных плоскостях перекрытиями, а по вертикальным швам - связями сдвига. Условия закрепления стержней в основании могут быть жесткими или упруго-податливыми.

Расчетные модели каркасно-панельных зданий представляются также, как динамическая и статическая, которые были проверены экспериментально путем реальных измерений перемещений зданий и изучения их напряженно-деформированного состояния при загрузении горизонтальными нагрузками.

Если динамическая модель здания выражает распределение масс и деформативность конструкций с отражением качества здания и определением его динамических характеристик, то статическая модель,



отображающая только деформативные свойства здания, используется для перераспределения сейсмических нагрузок и определения усилий в элементах здания.

С помощью динамической модели при спектральном методе расчета формируются сейсмические нагрузки на здание. Таким образом, единство динамической и статической моделей представляют собой ту необходимость, которая наиболее полно отражает полноту расчетной модели здания при сейсмических воздействиях.

Так как в каркасно-панельных зданиях наблюдается разделение функций несущих и ограждающих конструкций, то их расчетные модели принимают в виде перекрестных систем вертикальных и горизонтальных элементов. В зависимости от деформативных свойств перекрытия, расчетные модели представляются плоскими и пространственными.

Плоская расчетная модель, при которой перекрытие рассматривается как абсолютно жесткий диск в своей плоскости, встречается в работах П.Л.Пастернака, А.С.Калманка, П.П.Шагина и др., в которых несущие конструкции изображаются как стоящие рядом в одной плоскости и соединенные бесконечно жесткими шарнирными связями на уровне каждого перекрытия.

В работах Э.Е.Сигалова встречаются расчетные модели здания в виде консольной двухслойной балки с континуально распределенными между слоями связями, где один слой, имитирующий диафрагму, деформируется по изгибу, а другой, отображающий работу рамы, по сдвигу. Для указанной модели дифференциальное уравнение равновесия записано в горизонтальных перемещениях. Данная расчетная модель была разработана на основании теории составных стержней, разработанной А.Р.Ржанициним.

П.Ф.Дроздовым рассматривалась аналогичная модель, но многослойная статическая расчетная модель, для которой разрешающее

уравнение записано в продольных усилиях.

В работах Д.М.Подольского, В.И.Лишака встречаются плоские расчетные модели в виде консольного составного тонкостенного стержня с континуально распределенными связями податливыми сдвигу.

Пространственные расчетные модели зданий встречаются в работах Б.А.Косицына, П.Ф.Дроздова, Э.Э.Сигалова, В.Г.Егупова, Л.А.Ценова, Б.С.Жармагамбетова и других.

Рассмотренные пространственные расчетные модели зданий представляются дискретно-континуальными моделями в следующих разновидностях: с перекрытием деформирующимся по сдвигу и изгибу, в перекрестной системе без учета взаимного кручения перекрытия и вертикальных элементов, с перекрытием сопротивляющимся кручению, в виде балки на упругом основании с упругими опорами, в виде консольной пластины и т.д.

В то же время большой интерес представляет изучение пространственных расчетных моделей для протяженных в плане зданий на многокомпонентные сейсмические воздействия.

Практическая необходимость учета протяженности здания при определении сейсмической нагрузки обосновывается в работах Г.В.Хаузнера, А.П.Синицына, И.Л.Корчинского, М.Ф.Барштейна, Л.А.Ценова, В.К.Егупова и других.

Наряду с рассмотрением расчетных моделей зданий и сооружений немаловажное значение имеет моделирование сейсмических воздействий. Получение полной картины поведения сооружения во время землетрясений требует учета многочисленных параметров, таких как жесткости и массы рассматриваемых систем, соотношения размеров отдельных элементов конструкций, пределов прочности материалов и их упругие свойства, характер грунтов, особенности движения оснований при землетрясениях и т.д.

Многочисленность критериев подобия, составленных из вышеуказанных параметров, очевидна, что вызывает трудности их сохранения при переходе к моделям сейсмического воздействия. Так как обычно те или иные здания и сооружения оказываются малочувствительными к некоторым числовым критериям, ограничиваются удовлетворением только части критериев подобия.

Исследование моделей сейсмических воздействий в качестве проверки того или иного метода расчета конструкций на сейсмостойкость оказывается целесообразным и в случае невозможности обеспечения выполнения критериев подобия, когда на модель следует смотреть, как на сооружение, к которому непосредственно применяется данный метод расчета. Наибольший интерес представляет вопрос моделирования и самих сейсмических нагрузок, особенно при рассмотрении нового сочетания воздействий в горизонтальной и вертикальной плоскостях.

### 1.3. О расчетах зданий и сооружений на сейсмические воздействия согласно действующим СНиП и Нормам (кодам) зарубежных стран

Известно, что ни одно землетрясение не похоже на другое, более того, они в большей или меньшей мере отличаются друг от друга, и то, что бывает достаточным для сейсмозащиты при одном землетрясении, может оказаться недостаточным при другом. Вместе с этим, имеется много общих правил, определяющих требования к сейсмозащите и подтвержденных всеми без исключения землетрясениями.

К ним, прежде всего, следует отнести требования высокого качества выполнения строительных работ по возведению зданий и сооружений, ими определяются в значительной мере и так называемые

конструктивные требования действующих СНиП и Норм (кодов).

За последние тридцать лет значения ускорений, характеризующих сейсмический балл, увеличены в несколько раз. Использование при определении нагрузок на здания, рассчитываемых как упругие системы, таких больших значений ускорений приводит к нереальным для осуществления традиционными способами зданиям и сооружениям. Так, например, ни одна хорошо выполненная кирпичная конструкция стен с обычными усилениями, казалось бы, не способна противостоять этим воздействиям, тогда как опыт землетрясений показывает, что даже без усилений кирпичные стены высокого качества исполнения иногда и при сильных землетрясениях остаются неповрежденными.

К заметному изменению сейсмических реакций сооружений может привести разновременный подход сейсмических волн к фундаментным опираниям здания, что возможно при определенных соотношениях его размеров в плане к длинам сейсмических волн. Количественные результаты проявления землетрясений могут изменяться при учете высших форм колебаний, при изменении конструктивной схемы здания и других факторов.

Важное значение в связи с вышесказанным приобретает необходимость комплексного решения проблем сейсмостойкости, включая принятие реальных расчетных значений ускорения оснований, сейсмических реакций и несущей способности конструкций с учетом и других особенностей, характеризующих реальные условия работы сооружения. В то же время расчет сооружений, как упругих систем, часто приводит к экономически неоправданным или практически неосуществимым инженерным решениям.

После землетрясений производятся, как правило, расчетные анализы поведения конструкций, что полезно как для уточнения отдельных положений расчета конструкций, так и для оценки общего уровня

реализованных сейсмических воздействий. Для таких оценок оказываются полезными анализы простейших конструкций, особенно таких, которые получили небольшие повреждения, что позволяет произвести достаточно подробную экспертизу их особенностей.

Как уже отмечалось, расчеты зданий и сооружений на сейсмические воздействия ведутся либо по записям реальных акселерограмм землетрясений с учетом неупругих деформаций конструкций, либо спектральным методом по СНиП. Первый метод расчета является сложным и при проектировании зданий в основном используются нормы.

Нормы (коды) на строительство в сейсмических районах отражают уровень развития теории и практики, опыта проектирования, строительства и эксплуатации зданий и сооружений в данной стране. В этих документах, в большинстве случаев, приводятся основные данные о сейсмическом районировании и способы назначения расчетной сейсмической площадки строительства; положения об объемно-планировочных и конструктивных принципах обеспечения сейсмостойкости зданий и сооружений; методика определения расчетных сейсмических нагрузок; нормированные требования к установлению напряженно-деформированного состояния конструкций и сооружений в целом.

Разделы, относящиеся к объемно-планировочным, конструктивным требованиям сейсмостойкого строительства, характеризуют научный и практический подходы к оценке сейсмической опасности районов строительства, социально-экономические и технические принципы обеспечения сохранности зданий и сооружений при землетрясениях расчетной интенсивности; надежность применяемых методов расчета и конструирования, а также другие специфические условия и традиции. В ряде стран в Нормах (кодах) освещаются вопросы, связанные с рекомендациями по восстановлению и усилению зданий и сооружений, подвергшихся повреждениям при землетрясениях.

Из всех факторов, принимающих участие в сейсмостойкости зданий и сооружений, методы определения сейсмических нагрузок играют главенствующую роль, так как сейсмические нагрузки непосредственно зависят от динамических свойств проектируемого здания в целом и физико-механических характеристик его частей и элементов, использованных строительных материалов и, в конечном счете, определяют уровень и степень антисейсмических мероприятий.

Следует отметить, что методы определения сейсмических нагрузок в нормах зарубежных стран можно разделить на три основные группы: основанные на статической теории расчета зданий и сооружений; основанные на динамической теории расчета; сочетающие применение методов, основанных как на статической, так и на динамической теориях расчета.

Под "статическим расчетом" подразумеваются методы, в которых сейсмические нагрузки определяются при помощи постоянных сейсмических коэффициентов, не зависящих от динамических характеристик сооружения. Однако такое определение термина "статический" весьма условно, так как назначению величин сейсмических коэффициентов предшествуют, как правило, разносторонние исследования в лабораторных условиях и на натуральных испытаниях, и поэтому в этих коэффициентах косвенно отражены динамические характеристики зданий и сооружений.

В 1982 г. был издан новый СНиП П-7-81 для строительства в сейсмических районах СССР, в котором нашли отражение результаты отечественных и зарубежных исследований в области сейсмостойкого строительства и инженерной сейсмологии с инженерным анализом последствий землетрясений.

При проектировании зданий и сооружений в сейсмических районах учитываются интенсивность и повторяемость сейсмических воздействий,

применяемые по картам сейсмического районирования территории СССР. Определение сейсмичности площадки строительства должно проводиться согласно существующему ныне СНиП на основании сейсмического микрорайонирования.

В новых нормах, с целью упрощения расчетов, приняты допущения, согласно которым при проектировании сейсмостойких зданий используется упругая стационарная расчетная модель здания. Сейсмические ускорения, действующие в горизонтальном направлении, принимаются постоянными по длине здания. Для зданий и сооружений простой геометрической формы расчетные квазистатические сейсмические нагрузки принимаются действующими горизонтально в направлении их продольной и поперечной осей и их действие в указанных направлениях учитывается отдельно.

Критерии сейсмостойкости определяются для отдельных элементов, а не для здания в целом.

Принятая по действующему СНиП /100/ расчетная модель не дает возможности учета неравномерного сейсмического ускорения по длине здания, приводящего к крутильной форме колебания здания. Не учитывается также одновременное горизонтальное и вертикальное сейсмические воздействия на здание. Отсутствует учет деформативности перекрытий, приводящей к иному перераспределению сейсмических нагрузок в здании. Не рассматривается характер сейсмических воздействий для зданий с протяженной формой в плане и др.

Анализ норм показывает, что можно отыскать объективные предпосылки для пополнения СНиП и унификации основных положений Норм и, в первую очередь, в части определения расчетных сейсмических нагрузок.

Следовательно, Нормами (кодами) разных стран при определении сейсмических нагрузок учитываются, в принципе, одни и те же факто-

ры и подходы, даже при использовании статического и динамического методов, в настоящее время зиждящихся на общей основе.

Различия в численных значениях коэффициентов отражают разный уровень изученности сейсмичности районов строительства и технических возможностей обеспечения сейсмостойкости зданий и сооружений массового строительства. Вместе с этим очевидно, что в области сейсмостойкого строительства целесообразен единый подход к обеспечению сейсмостойкости зданий и сооружений и вследствие этого разработка и широкое использование в практике проектирования и строительства унифицированных требований и нормативных регламентаций научных концепций и практических методов их реализации.

#### Г.4. Существующие программные комплексы, средства и методы по расчетам каркасных зданий на ЭВМ

Развитие электронной вычислительной техники, создание алгоритмических языков программирования и обширного математического обеспечения ЭВМ позволило широко использовать методы вычислительной математики при решении многих прикладных задач в науке, технике и в производстве.

Последнее достижение в увеличении объема памяти и скорости считывания позволили решать на ЭВМ чрезвычайно сложные и громоздкие инженерные задачи. Выявленная тенденция к разработке универсального математического обеспечения для крупных ЭВМ позволило также программы, написанные для одной ЭВМ, приспособлять для использования и на других ЭВМ, обладающих аналогичными возможностями.

В настоящее время создано множество руководств, программных комплексов и вычислительных средств по практическому применению



богатого арсенала методов вычислительной математики для инженеров, занимающихся расчетной и конструкторской деятельностью, в том числе и в области проектирования и расчета зданий и сооружений в промышленном и гражданском строительстве.

Математической формой дискретно-континуальных расчетных моделей для многоэтажных зданий различных конструктивных систем является система дифференциальных уравнений второго порядка относительно нормальных сил.

На основе дискретно-континуальных расчетных моделей, получивших развитие в трудах Дроздова П.Ф., Косицына Б.А., Лишака В.И., Подольского Д.М., Паньшина Л.Л., Ржаницына А.Р., Сигалова Э.Е., Ханджи В.В. и др., а также *Basu A.K., Sakiroglu A., Chan H.C., Coull A., Dundar G., Rosman R., Etori K., Ford J.C.* и др., в ряде организаций созданы и эксплуатируются программы для ЭВМ: "АРЗ" (МНИИТЭП), "ПАРАД" (ЦНИИЭПжилища), "РАЗДАН" (КиевЗНИИЭП и Киевпроект), "АВТОРЯД-ЕС" (МИСИ им. В.В.Куйбышева), "ПРИКАЗ" (ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов) и др.

Дискретные модели для расчета многоэтажных зданий разработанные в трудах Александрова А.В., Балана Т.А., Бачинского В.Я., Володина Н.М., Василькова Б.С., Городецкого А.С., Козачевского А.Н., Лащенникова Б.Я., Медведько В.Н., Немчинова Ю.Н., Складнева Н.Н., Шапошникова Н.Н. и др., по мере развития вычислительной техники, вследствие большей общности, универсальности и хорошей математической обеспеченности выглядят предпочтительнее дискретно-континуальных моделей, хотя последние и являются достаточно жизнеспособными и перспективными, и, очевидно, их потенциальные возможности будут развиваться и в будущем.

На основе дискретных моделей созданы несколько поколений программ для ЭВМ: "АПР" (Ленпроект), "СУПЕР" (НИИАС, Киев), "ЛИРА"

(КиевЗНИИЭП), "МАРСС" (ЦНИИПИИАСС), "СПРИНТ" (ЦНИИпроект), "РАДУГА-86" (НИИИЗБ, ЦНИИЭПжилища), "ФЕНИКС" (Кишиневгорпроект), "КОНТУР" (ЦНИИСК) и др.

Что же касается континуальных моделей, в которых здание представляется в виде сплошной многоконтурной призматической оболочки, то они не получили широкого распространения из-за специфики моделируемых объектов. В последнее время континуальные модели в расчетах современных многоэтажных зданий применяются все реже, уступая место дискретно-континуальной и дискретным моделям.

К одним из распространенных пакетов прикладных программ, служащих для расчета сооружений, можно отнести пакет прикладных программ для автоматизированного проектирования железобетонных конструкций надземных и подземных сооружений в промышленном и гражданском строительстве (ППП АПЖБК), предназначенный для автоматизации широкого круга работ, связанных с процессом проектирования железобетонных конструкций различного назначения, являющийся частью программного комплекса "LIRA" /25/.

ППП АПЖБК разработан Научно-исследовательским институтом автоматизированных систем планирования и управления в строительстве (НИИАСС) Госстроя УССР, постоянно совершенствуется и пополняется новыми возможностями.

ППП АПЖБК предоставляет пользователю возможность, кроме проведения статического и динамического расчетов сооружений, проводить выбор расчетных сочетаний усилий и подбор арматуры в сечениях балок-стенок, плит и отдельных стержней конструкции. Реализация разделов пакета по выбору расчетных сочетаний усилий и подбору арматуры производится с учетом требований СНиП. Кроме того, расчет арматуры железобетонных сечений может производиться и по прочности, с учетом трещинообразования, и в режиме проверки задан-

ных сечений.

При создании пакета использовался опыт разработки и эксплуатации вычислительных комплексов "ЭКСПРЕСС" /23/, "МИРАЖ" /22/, "СУПЕР-76" /24/.

Довольно большой набор различных конечных элементов, как известно, позволяет создавать расчетные схемы, с достаточной точностью описывающие работу сложных сооружений, и получать, близкую к действительной, картину напряженно-деформированного состояния. Указанное и послужило основой пакета прикладных программ АПЖБК принять метод конечных элементов.

ППЖ АБЖБК производятся прочностные расчеты конструкций: пространственных стержневых систем, изгибаемых плит, балок-стенок, оболочек, массивных тел, а также композитивных систем (плит и оболочек подпертых ребрами; рамно-связевых каркасов; плит и ростверков на упругом основании и т.п.). Модули пакета написаны на языке PL-I, а также на "Ассемблере". Исходными данными служат информация о геометрии, граничных условиях, структуре и физико-механических свойствах системы. Вводимая информация разделяется на отдельные документы.

Основным принципом при разработке новых разделов пакета является обеспечение возможности наиболее простого подключения новых модулей, реализующих различные варианты задач, что позволяет сопоставить решения с применением различных вариантов теорий расчета железобетонных конструкций для разных классов сооружений, выявить область их применения и разработать рекомендации по применению.

По мере разработки и включения в библиотеку новых модулей расширяются возможности программы и круг рассчитываемых конструкций.

Из зарубежных разработок по проблеме автоматизации прочностных расчетов можно перечислить следующие вычислительные комплексы: "ASAS" - разработка фирмы "W.S. Atcin & Partners" (США); "ASKA" - разработка Штутгартского университета (ФРГ); "CASPX" - разработка фирмы "Swan-Wooster Engineering Co" (Канада); "EASE" - разработка фирмы "Engineering Analysis" (Великобритания); "MARS-STRUS" - разработка фирмы IBM (США); "NASTRAN" - разработка Национального управления по авиации и космическим исследованиям (США); "SESAM" - разработка Норвежского технического института; "STARDYNE" - разработка фирмы "Mechanics Research" (США); "STRUDL" - разработка Массачусетского технологического института (США).

Однако несмотря на существующее и вышеуказанное многообразие программных средств и вычислительных комплексов, свидетельствующих о сложности проблем с реализацией расчета зданий и других инженерных сооружений на ЭВМ, разработка новых расчетных схем и моделей с учетом концевых жесткостей отдельных стержней, разработка моделей сейсмических воздействий с учетом неравномерности поля сейсмического воздействия, необходимость учета особого сочетания сейсмических воздействий, действующих одновременно в горизонтальном и вертикальном направлениях, необходимость учета протяженности зданий при сейсмических воздействиях и др. послужили поводом для создания новых алгоритмов и программ, отвечающих требованиям поставленных задач и полностью отражающих работу принятых расчетных схем.

### I.5. Цель работы и задачи исследования

Рассмотрение современного состояния и перспектив развития конструктивных решений несущих систем каркасных зданий, расчетных моделей и принципов расчета по существующим для ЭВМ программам на сейсмические воздействия, согласно действующим СНиП и Нормам (кодам) зарубежных стран, позволили сформулировать цель данной работы и задачи исследования.

Целью настоящей работы является совершенствование пространственных расчетных моделей многоэтажных каркасных зданий, разработка алгоритмов расчета и программ высотных сооружений башенного типа и сооружений с протяженной формой в плане с массами, обладающими шестью степенями свободы под действием неравномерного поля сейсмического воздействия. На основе разработанной методики расчета и анализа полученных результатов определены рекомендации по эффективной компоновке каркасных зданий.

Для достижения намеченной цели были поставлены и разрешены следующие основные задачи исследования:

Разработана пространственная расчетная модель каркасных зданий разных конструктивных схем с учетом допущения их многоэтажности и протяженности в плане.

Анализируется поведение расчетных моделей зданий в виде консольного стержня, перекрестной и рамной системы, с приведенными жесткостями изгиба, сдвига, осевой жесткости и жесткости при кручении с массами, обладающими шестью степенями свободы, при различных условиях закрепления каждой из приведенных масс к внешней среде. Разработанная расчетная модель зданий дает возможность отдельным узлам задавать разные закрепления, как, например, упругое защемление: к перемещению и к вращению в трех плоскостях. Кроме

того отдельные стержни могут быть разных типов.

Разработанная модель сейсмического воздействия с учетом неравномерности поля многокомпонентного сейсмического воздействия представляется бегущими сейсмическими волнами, действующими во всех направлениях основания здания, которые раскладываются на вертикальные, две взаимноперпендикулярные горизонтальные и соответствующие им крутильные составляющие. Соответствующие им сейсмические ускорения представлены амплитудами форм колебаний грунта, зависящими от скорости распространения сейсмической волны и преобладающего периода колебаний грунта. Таким образом, сейсмические ускорения представляются распределенными по длине фундамента и рассмотрено одновременное сейсмическое воздействие по всем направлениям на пространственные расчетные модели зданий.

На основе вышеуказанных расчетных моделей зданий и моделей сейсмического воздействия разработаны алгоритмы расчетов и программы для ЭВМ с определением сейсмических нагрузок и расчетных усилий по отдельным элементам с возможностью изменения таких параметров, как длина и высота отдельных стержней и всей системы в целом, число промежуточных перекрытий, податливость основания, ориентация, скорость распространения и длина сейсмических волн. В основу алгоритмов положены расчетные формулы, принятые на основании метода перемещений в развернутой форме.

При формировании матриц жесткости для расчетных систем, кроме жесткостных характеристик отдельных упругих стержней в них учитываются и узловые жесткостные характеристики, изменением которых можно добиться решения большого круга поставленных задач.

Программы составлены по отдельным модулям с возможностью их усовершенствования и обновления, путем ввода в них любых новых факторов (как, например, новые типы стержней и разные узловые за-

крепления, новые виды нагрузок и т.д.).

Проведено большое количество численных примеров для зданий разных конструктивных схем и выявлены эффективные схемы расположения жестких элементов, и на основе этого исследован и дан анализ полученных численных результатов расчета зданий на сейсмические воздействия по разработанным программам с учетом особого сочетания нагрузок, одновременных горизонтальных поступательных и вертикальных крутильных сейсмических воздействий.

Практической реализацией работы является внедрение в Государственный фонд алгоритмов и программ (ГФАП) СССР программы расчета сооружений башенного типа с массами, обладающими шестью степенями свободы, на горизонтальные и вертикальные поступательные и крутильные сейсмические воздействия (№ 50890000025). Результаты расчетов по программе были использованы Госстроем СССР при разработке хоздоговорной темы: "Конструктивные мероприятия сейсмостойкости каркасных зданий" и институтом 293 Военпроектом при проектировании объекта 85063 (17-этажного жилого дома на 75 кв.).

## 2. РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ БАШЕННОГО ТИПА С МАССАМИ, ОБЛАДАЮЩИМИ ШЕСТЬЮ СТЕПЕНЯМИ СВОБОДЫ, НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

### 2.1. Постановка задачи для решения вопросов сейсмо- стойкости каркасных зданий и их расчетных моделей

Как указывалось выше, современные методы расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия основываются на нескольких подходах, требующих как полноты начальной сейсмологической информации, так и учета физических факторов с условием обеспечения надежности в работе при землетрясениях.

При динамическом анализе сооружений на поступательные горизонтальные сейсмические воздействия, на которые основываются часто практические способы расчета, расчетные сейсмические условия принимаются согласно нормативным документам. Хотя анализ последствий многих землетрясений показывает, что существующий подход позволяет обеспечить надежность работы зданий и сооружений при сейсмических нагрузках, однако накопленный опыт последних лет о параметрах и сейсмических воздействиях требует перехода к более полному учету несущей способности сооружения с учетом пространственной работы сооружений под действием сейсмических нагрузок.

Существующие методы расчетов, а также программные средства и вычислительные комплексы, не предусматривают всех указанных характерных особенностей такого расчета сооружений на сейсмические воздействия. С другой стороны, определенные трудности, возникающие в случае необходимости их изменения и переделывания побудили к разработке новых алгоритмов и программ для расчета сооружений.

Особый интерес представляет рассмотрение работы коротких в



плане зданий и сооружений, с учетом вышеуказанных замечаний, и составление алгоритма и программы для расчета таких сооружений с учетом инерционностей сосредоточенных масс, при действии многокомпонентного поля сейсмического воздействия.

Рассматривается поведение расчетной модели сооружения в виде консольного стержня с сосредоточенными массами, обладающими шестью степенями свободы на действие горизонтальных и вертикальных поступательных и крутильных сейсмических воздействий при различных условиях закрепления каждой из приведенных масс.

Расчетная модель представляется в виде консоли с приведенными жесткостями: изгиба, сдвига, осевой жесткости и жесткости при кручении. Отдельным сосредоточенным массам можно давать разные упругие закрепления к поворотам и перемещениям.

Основные расчетные формулы принимаются на основании известного в строительной механике метода перемещений в развернутой форме, записывая поочередно уравнения равновесия для каждого  $n$ -го узла стержня.

Отдельные стержни дают возможность учитывать деформации изгиба и сдвига совместно, наряду с осевыми деформациями и деформациями кручения, и позволяют учитывать разные длины концевых закреплений. Отдельные стержни могут быть разных типов.

Матрица жесткости системы формируется так, что кроме концевых жесткостных характеристик отдельных упругих стержней она включает в себя и узловые жесткостные характеристики, изменением которых можно добиться решения большого круга поставленных задач, как например: свободная система (система без всяких закреплений), система с защемлениями на одном конце (система в виде консоли), система с защемлениями в двух, нескольких и всех узлах.

На основе сформированных матриц жесткости и масс, для рас -

смаатриваемой системы, решается задача на собственные значения и по определенным частотам и формам собственных колебаний подсчитываются сейсмические силы и соответствующие им перемещения системы, по которым и находятся значения изгибающих и крутящих моментов, поперечных и продольных сил как по отдельным формам, так и их среднеквадратичные значения по рассматриваемым формам колебаний.

При определении сейсмических сил необходимо учитывать волновой характер колебательного процесса грунта, имеющий место при землетрясениях. Рассматривается особое сочетание сейсмических усилий от действия поступательных горизонтальных и вертикальных крутильных ускорений.

Учет вращательных сейсмических воздействий, действующих во круг главных осей декартовой системы координат, становится особенно важным при расчетах сооружений с распределенными вынесенными массами на уровнях перекрытия.

Составление программы на последовательном и поэтапном решении отдельных подзадач позволяет вносить в нее как любые новые факторы (как например, новые типы стержней и разные узловые закрепления, новые виды нагрузок и т.д.), так и усовершенствовать ее.

## 2.2. Расчетная модель сейсмического воздействия

Очень часто выбор модели сейсмического воздействия осуществляется в условиях существенной неполноты сейсмологической информации и связан с общей задачей выбора в сложных ситуациях оптимального решения /19/.

В предлагаемой работе принималась модель сейсмического воздействия на каркасное здание, представленная бегущими сейсмическими волнами, действующими во всех направлениях основания здания,

разработанная в /5I-53/, с учетом особого сочетания воздействий в горизонтальной и вертикальной плоскостях.

Полученные разложением по главным формам колебаний стоячие волны в горизонтальном и вертикальном направлениях рассматривались применительно к расчетной модели здания в двух случаях: когда центр масс здания расположен на гребне волны и когда он совпадает с переломом волны (рис. 2.1) соответствующих поступательным и крутильным сейсмическим воздействиям.

Рассматривается синусоидальная поперечная сейсмическая волна длиной  $\lambda = T_{гр} \cdot C$  (где  $T_{гр}$  - преобладающий период колебания грунта;  $C$  - скорость распространения поперечной сейсмической волны).

Крутильные колебания сооружений, вызванные сейсмическими крутильными воздействиями, при землетрясениях рассмотрены в работах /48, 66/.

Сейсмические поступательные и крутильные ускорения грунта по направлениям осей определяются с учетом волнового характера сейсмического воздействия (рис. 2.1, 2.2), а именно:

$$\begin{aligned} \ddot{X}_0 &= A_x^* \cdot D_{1y}^{2op} ; & \ddot{\varphi}_0^y &= \frac{A_z^* \cdot D_{1y}^{2op} \cdot D_{2x}^{2op}}{0,5 L_x} ; \\ \ddot{Y}_0 &= A_y^* \cdot D_{1x}^{2op} ; & \ddot{\varphi}_0^x &= \frac{A_z^* \cdot D_{1x}^{2op} \cdot D_{2y}^{2op}}{0,5 L_y} ; \\ \ddot{Z}_0 &= A_z^* \cdot D_{1x}^{2op} \cdot D_{1y}^{2op} ; & \ddot{\varphi}_0^z &= \frac{A_y^* \cdot D_{2d}^{2op}}{0,5 \sqrt{L_x^2 + L_y^2}} . \end{aligned} \quad (2.1)$$

где

$$A_x^* = \kappa_1 \kappa_2 \kappa_\psi A ; \quad (2.2)$$

$$A_z^* = \kappa_1 \kappa_2 \kappa_\psi \mu A . \quad (2.3)$$

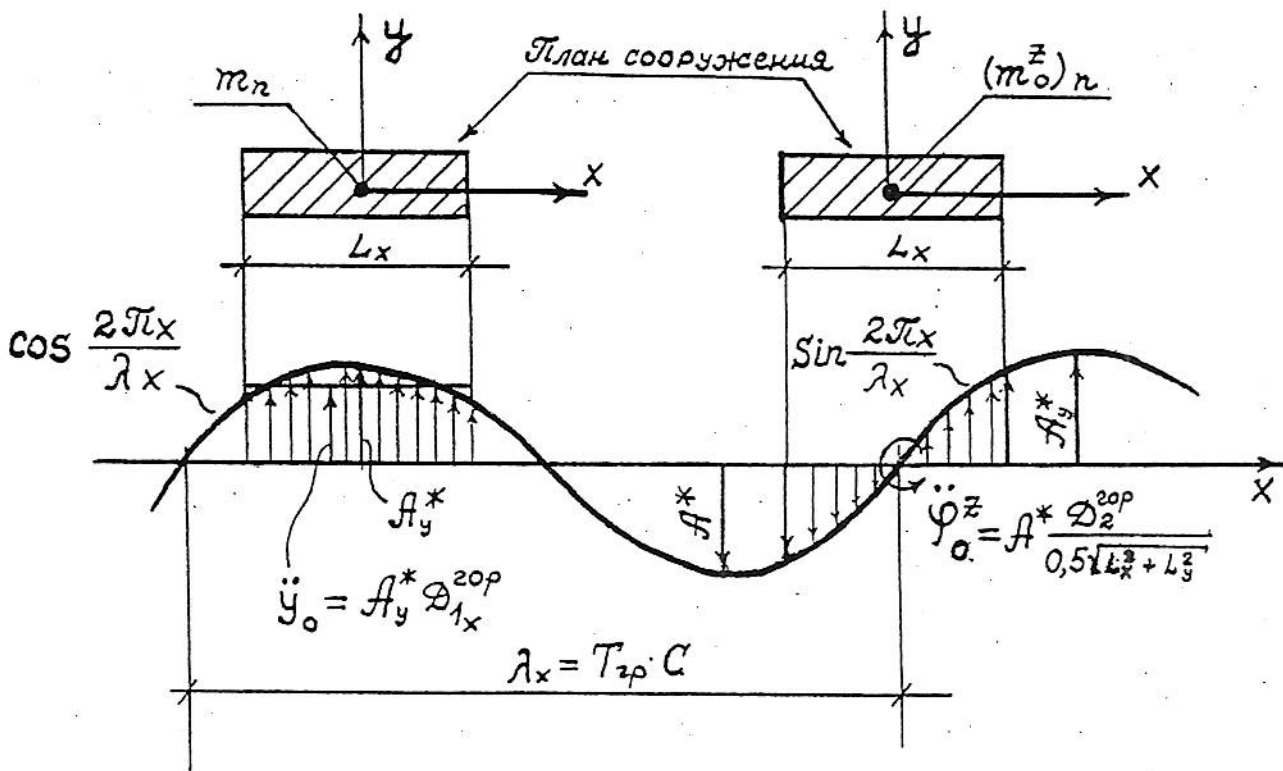


Рис. 2.І. Горизонтальное поступательное и крутильное сейсмические воздействия

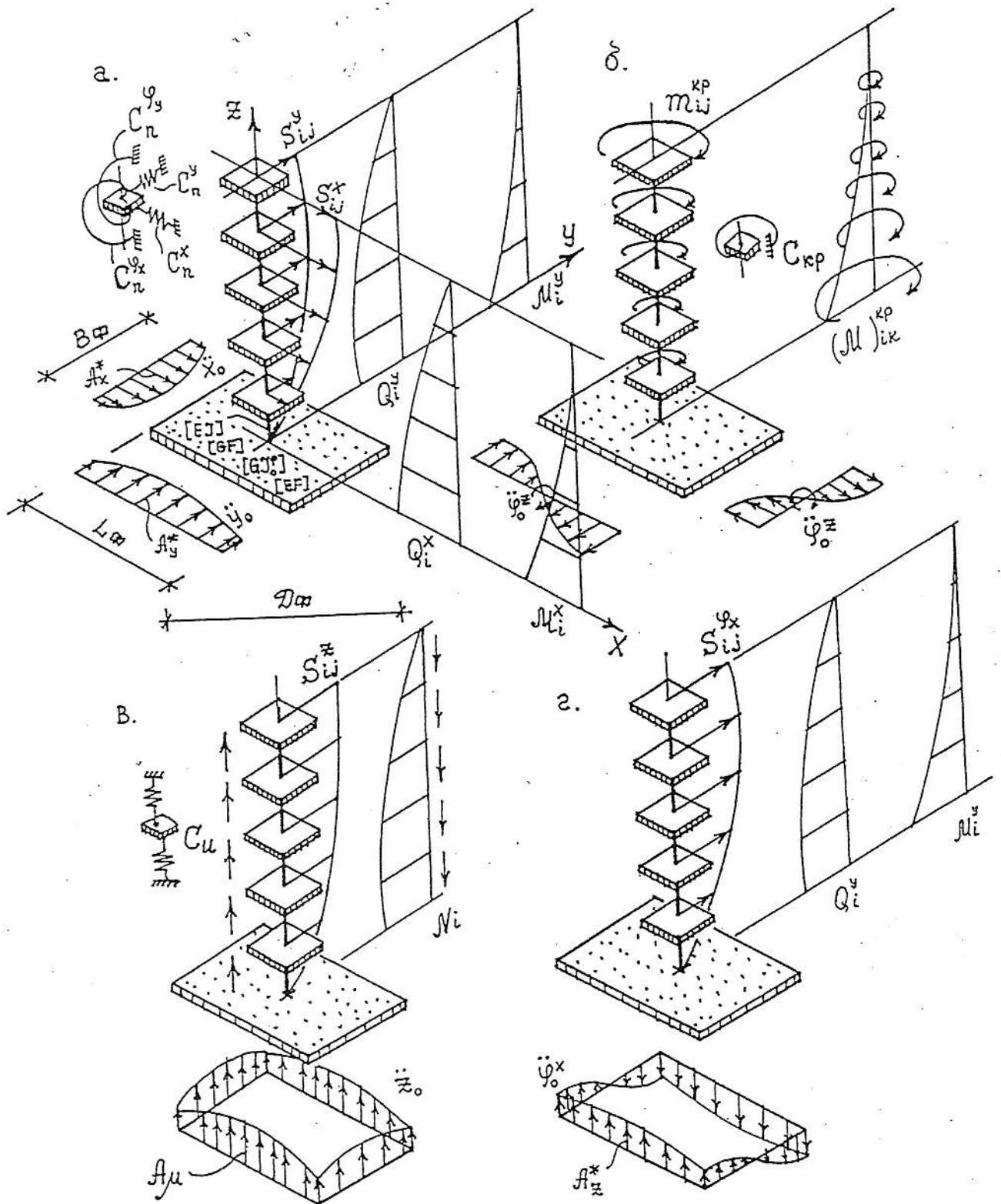


Рис. 2.2. Сейсмические воздействия на здание: а) горизонтальные поступательные продольные и поперечные; б) крутильные горизонтальные; в) вертикальное поступательное; г) вертикальное крутильное

$A$  - реальное ускорение грунта в долях  $g$  в зависимости от бальности;

$\mu = \frac{A_z}{A_x}$  - коэффициент соотношения вертикального ускорения к горизонтальному;

$K_1, K_2, K_3$  - коэффициенты, принимаемые по СНиП II-7-81.

$$D_{1y}^{гор.} = \frac{\int_{-L/2}^{L/2} \cos \frac{2\pi x}{\lambda_x} dx}{\int_{-L/2}^{L/2} dx} ;$$

$$D_{1x}^{гор.} = \frac{\int_{-L/2}^{L/2} \cos \frac{2\pi y}{\lambda_y} dy}{\int_{-L/2}^{L/2} dy} ;$$

$$D_{2y}^{гор.} = \frac{L}{2} \frac{\int_{-L/2}^{L/2} x \sin \frac{2\pi x}{\lambda_x} dx}{\int_{-L/2}^{L/2} x^2 dx} ; \quad (2.4)$$

$$D_{2x}^{гор.} = \frac{L}{2} \frac{\int_{-L/2}^{L/2} y \sin \frac{2\pi y}{\lambda_y} dy}{\int_{-L/2}^{L/2} y^2 dy} ;$$

$$D_{2z}^{гор.} = \frac{L}{2} \frac{\int_{-L/2}^{L/2} z \sin \frac{2\pi z}{\lambda_z} dz}{\int_{-L/2}^{L/2} z^2 dz} ;$$

$$D_{1верт.}^{гор.} = D_{1y}^{гор.} \cdot D_{1x}^{гор.}$$

где  $X, Y, Z$  - координаты по осям;

$L$  - длина фундамента здания;

$\lambda_x, \lambda_y, \lambda_z$  - длины волн по соответствующим координатным осям.

Коэффициенты разложения колебаний по горизонтальному направлению здания  $D_x^{zop}$  представляют собой конкретные числа, зависящие от отношения длины здания к длине сейсмической волны и могут также определяться и графическим путем (рис. 2.3).

Такое представление волновой картины колебаний дает возможность учета более точного характера распределения ускорений и определения их величин по всем рассматриваемым направлениям.

Указанный пример представления колебаний и их ускорений, согласно волновой теории, не является сложным, не вызывает лишних формульных нагромождений и с успехом может применяться при расчетах сооружений на динамические воздействия.

### 2.3. Определение основных расчетных формул и обоснование принятых расчетных схем

Основные расчетные формулы принимаются на основании известного в строительной механике метода перемещений в развернутой форме, записывая поочередно для каждого  $n$ -го узла стержня следующие уравнения /51/:

$$\begin{aligned} & A_{en}^x \varphi_e^y + (A_{ne}^x - A_{nf}^x) \varphi_n^y - A_{fn}^x \varphi_f^y + B_{en}^x W_e - \\ & - (B_{en}^x + B_{nf}^x + C_n^x) W_n + B_{nf}^x W_f + P_n^x = 0 ; \end{aligned} \quad (2.5)$$

$$\begin{aligned} & \beta_{en}^x \varphi_e^y + \beta_{nf}^x \varphi_f^y + (\alpha_{ne}^x + \alpha_{nf}^x + C_n^{\varphi_y}) \varphi_n^y + A_{ne}^x W_e - \\ & - A_{nf}^x W_f + (-A_{ne}^x + A_{nf}^x) W_n + M_n^x = 0 ; \end{aligned} \quad (2.6)$$

$$\begin{aligned} & A_{en}^y \varphi_e^x + (A_{ne}^y - A_{nf}^y) \varphi_n^x + A_{fn}^y \varphi_f^x + B_{en}^y V_e - \\ & - (B_{en}^y + B_{nf}^y + C_n^y) V_n + B_{nf}^y V_f + P_n^y = 0 ; \end{aligned} \quad (2.7)$$

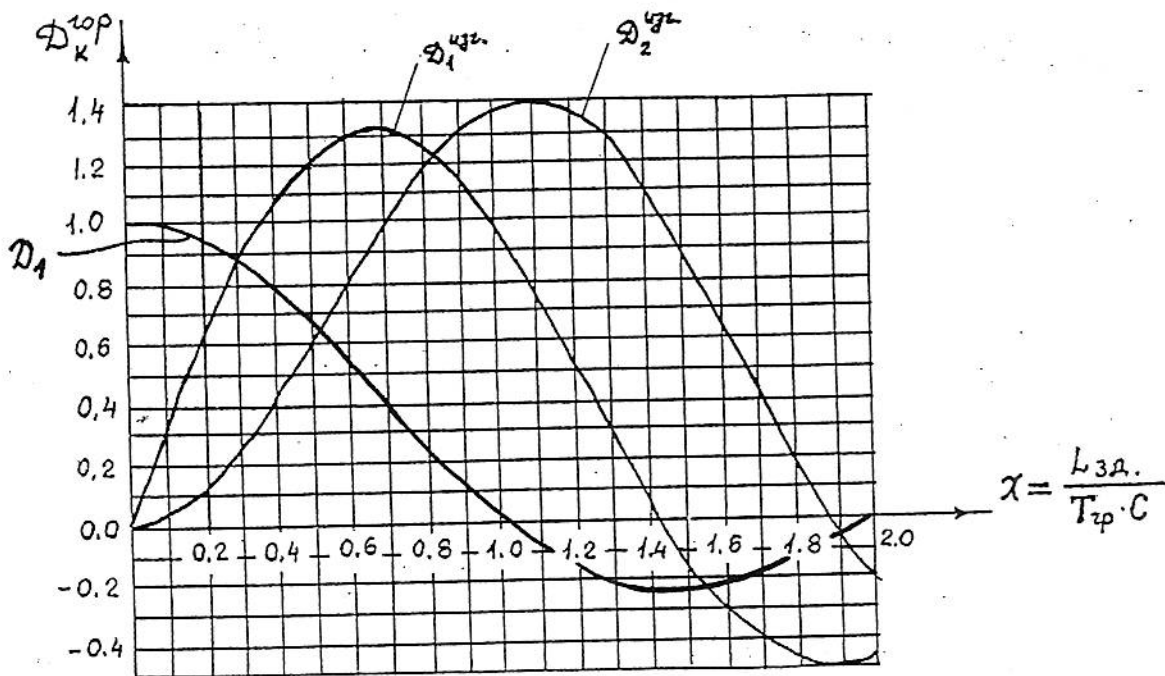


Рис. 2.3. Графики определения коэффициентов разложения колебаний



$$\beta_{en}^y \varphi_e^x + \beta_{nf}^y \varphi_f^x + (\alpha_{ne}^y + \alpha_{nf}^y + C_n^{\varphi_x}) \varphi_n^x + A_{ne}^y V_e - A_{nf}^y V_f + (-A_{ne}^y + A_{nf}^y) V_n + M_n^y = 0 ; \quad (2.8)$$

$$(\theta_{en} + \theta_{nf} + C_n^{\varphi_z}) \varphi_n^z - \theta_{nf} \varphi_f^z - \theta_{en} \varphi_e^z + M_n^z = 0 ; \quad (2.9)$$

$$-(\gamma_{en} + \gamma_{nf} + C_n^z) U_n + \gamma_{en} U_e + \gamma_{nf} U_f + M_n^z = 0 . \quad (2.10)$$

где  $\alpha^x, \beta^x, \alpha^y, \beta^y$  - поворотные концевые жесткости стержней по направлениям  $X$  и  $Y$  соответственно;

$\alpha$  - реактивный момент, возникающий в конце стержня при единичном повороте этого конца;

$\beta$  - реактивный момент, возникающий в противоположном конце стержня;

$A^x, B^x, A^y, B^y$  - коэффициенты по направлениям  $X$  и  $Y$ , представляющие собой сочетания  $\alpha$  и  $\beta$ :

$$A_{ne} = \frac{\alpha_{ne} + \beta_{ne}}{h_{ne}}; \quad A_{en} = \frac{\alpha_{en} + \beta_{ne}}{h_{ne}};$$

$$B_{en} = B_{ne} = \frac{\alpha_{ne} + 2\beta_{ne} + \alpha_{ne}}{h_{ne}^2} .$$

$h_{ne}$  - длина стержня;

$\theta, \gamma$  - концевые крутильные и осевые жесткости стержней;

$W, V, \varphi^y, \varphi^x$  - неизвестные горизонтальные перемещения и углы поворота масс по направлениям  $X$  и  $Y$  соответственно;

$U$  - вертикальные перемещения масс по оси  $OZ$ ;

$\varphi^z$  - углы поворота масс при кручении;

$C_n^x, C_n^y, C_n^z, C_n^{\varphi_x}$  - жесткости закрепления масс к внешней среде, горизонтальному перемещению и углу поворота по направлениям  $X$  и  $Y$  соответственно;

$C_n^{\varphi_z}, C_n^z$  - жесткости закрепления масс к кручению и к вертикальному перемещению;

$P_n^x, P_n^y$  - внешние поперечные нагрузки по направлениям  $X$  и  $Y$  соответственно;

$M_n^x, M_n^y$  - внешние изгибающие моменты по направлениям  $X$  и  $Y$  соответственно;

$M_n^z$  - внешний крутящий момент;

$N_n^z$  - внешняя продольная сила.

Уравнения (2.5), (2.7) выражают условие равновесия в виде равенства нулю суммы реакций поперечных сил в концевых сечениях стержней и приложенных в узлах внешних сил по направлениям осей  $OX$  и  $OY$  соответственно.

Уравнения (2.6), (2.8) выражают условия равновесия в виде равенства нулю суммы всех моментов в концевых сечениях стержней и внешних моментов по направлениям  $X$  и  $Y$  соответственно.

Уравнение (2.9) выражает условие равновесия в виде равенства нулю суммы всех крутящих моментов в концевых сечениях стержней и внешних крутящих моментов.

Уравнение (2.10) выражает условие равновесия в виде равенства нулю суммы всех осевых усилий в концевых сечениях стержней и внешних сил, действующих вдоль этих стержней.

Такое представление жесткостей стержня дает возможность учитывать деформации изгиба, сдвига, кручения и осевые деформации совместно, освобождая от необходимости определения реакций при единичных смещениях концов стержня, а также позволяет учитывать

разные длины отдельных стержней.

Характеризуя параметры отдельных стержней, отметим, что они могут быть следующих типов: стержни с постоянной жесткостью и бесконечно жесткими участками на концах и стержни с податливыми соединениями к изгибающему моменту и к продольной силе.

Определение концевых жесткостных характеристик стержней производится методом сил и значение их для распространенных типов стержней приводится в табл. 2.I /53/.

При расчете системы на сейсмические воздействия формулы (2.5) - (2.10) представляются в виде:

$$\begin{aligned} & A_{en}^x (\varphi_A^y)_e + (A_{ne}^x - A_{nf}^x) (\varphi_A^y)_n - A_{fn}^x (\varphi_A^y)_f + B_{en}^x \chi_e - \\ & - (B_{en}^x + B_{nf}^x + C_n^x) \chi_n + B_{nf}^x \chi_f + m_n \omega_x^2 \chi_n = - m_n \ddot{\chi}_0 ; \end{aligned} \quad (2.11)$$

$$\begin{aligned} & \beta_{en}^x (\varphi_A^y)_e + \beta_{nf}^x (\varphi_A^y)_f + (\alpha_{ne}^x + \alpha_{nf}^x + C_n^y) (\varphi_A^y)_n + A_{ne}^x \chi_e - \\ & - A_{nf}^x \chi_f + (-A_{ne}^x + A_{nf}^x) \chi_n + (m_0^y)_n \omega_x^2 (\varphi_A^y)_n = - (m_0^y)_n \ddot{\varphi}_0^y ; \end{aligned} \quad (2.12)$$

$$\begin{aligned} & A_{en}^y (\varphi_A^x)_e + (A_{ne}^y - A_{nf}^y) (\varphi_A^x)_n + A_{fn}^y (\varphi_A^x)_f + B_{en}^y \psi_e - \\ & - (B_{en}^y + B_{nf}^y + C_n^y) \psi_n + B_{nf}^y \psi_f + m_n \omega_y^2 \psi_n = - m_n \ddot{\psi}_0 ; \end{aligned} \quad (2.13)$$

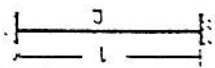
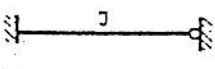
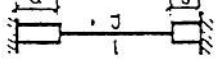
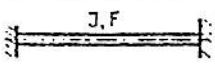
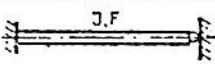
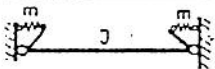
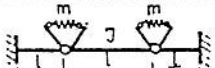
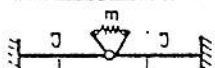
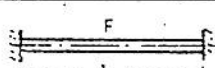
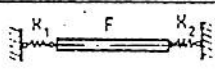
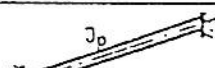
$$\begin{aligned} & \beta_{en}^y (\varphi_A^x)_e + \beta_{nf}^y (\varphi_A^x)_f + (\alpha_{ne}^y + \alpha_{nf}^y + C_n^x) (\varphi_A^x)_n + A_{ne}^y \psi_e - \\ & - A_{nf}^y \psi_f + (-A_{ne}^y + A_{nf}^y) \psi_n + (m_0^y)_n \omega_y^2 (\varphi_A^x)_n = - (m_0^y)_n \ddot{\psi}_0^x ; \end{aligned} \quad (2.14)$$

$$(\theta_{en} + \theta_{nf} + C_n^z) (\varphi_A^z)_n - \theta_{nf} (\varphi_A^z)_f - \theta_{en} (\varphi_A^z)_e + (m_0^z)_n \omega_{xy}^2 (\varphi_A^z)_n = - (m_0^z)_n \ddot{\varphi}_0^z ; \quad (2.15)$$

$$-(\delta_{en} + \delta_{nf} + C_n^z) z_n + \delta_{en} z_e + \delta_{nf} z_f + m_n \omega_z^2 z_n = - m_n \ddot{z}_0 . \quad (2.16)$$

где  $\chi_n$ ,  $\psi_n$ ,  $z_n$ ,  $(\varphi_A^y)_n$ ,  $(\varphi_A^x)_n$ ,  $(\varphi_A^z)_n$  - амплитудные перемещения и углы поворотов масс;

Таблица 2.1

№ n/n	Типы стержней	Значения концевых жесткостей		
		$\alpha^n$	$\beta$	$\alpha^{np}$
1		$\frac{4EJ}{l}$	$\frac{2EJ}{l}$	$\alpha^{np} = \alpha^n$
2		$\frac{3EJ}{l}$	0	0
3		$\frac{4EJ}{l} \left(1 + \frac{3a}{l} + \frac{3a^2}{l^2}\right)$	$\frac{2EJ}{l} \left(1 + \frac{3a+b}{l} + \frac{6ab}{l^2}\right)$	$\frac{4EJ}{l} \left(1 + \frac{3b}{l} + \frac{3b^2}{l^2}\right)$
4		$\frac{4EJ}{l} \cdot \frac{GF l^2 + 3EJ}{GF l^2 + 12EJ}$	$\frac{2EJ}{l} \cdot \frac{GF l^2 - 6EJ}{GF l^2 + 12EJ}$	$\alpha^{np} = \alpha^n$
5		$\frac{3EJ}{l} \cdot \frac{GF l^2}{GF l^2 + 3EJ}$	0	0
6		$\frac{4EJ}{l} \cdot \frac{1 + \frac{3EJ}{m}}{1 + \frac{8EJ}{m} \left(1 + \frac{3EJ}{2lm}\right)}$	$\frac{2EJ}{l} \cdot \frac{1}{1 + \frac{8EJ}{m} \left(1 + \frac{3EJ}{2lm}\right)}$	$\alpha^{np} = \alpha^n$
7		$\frac{4EJ}{l} \cdot \frac{1 + \frac{15EJ}{8lm}}{1 + \frac{7EJ}{2lm} \left(1 + \frac{6EJ}{7lm}\right)}$	$\frac{2EJ}{l} \cdot \frac{1 + \frac{9EJ}{4lm}}{1 + \frac{7EJ}{2lm} \left(1 + \frac{6EJ}{7lm}\right)}$	$\alpha^{np} = \alpha^n$
8		$\frac{4EJ}{l} \cdot \frac{1 + \frac{3EJ}{4lm}}{1 + \frac{EJ}{ml}}$	$\frac{2EJ}{l} \cdot \frac{1 + \frac{3EJ}{2lm}}{1 + \frac{EJ}{lm}}$	$\alpha^{np} = \alpha^n$
			$\gamma$	$\theta$
9		$\frac{EF}{l}$		—
10		$\frac{l}{\frac{l}{EF} + \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2}}$		—
11		—		$\frac{GJ_p}{l}$

$\ddot{X}_0, \ddot{Y}_0, \ddot{Z}_0, \ddot{\varphi}_0^y; \ddot{\varphi}_0^x, \ddot{\varphi}_0^z$  - сейсмические поступательные и крутильные ускорения грунта по направлениям соответствующих осей;

$\omega_x, \omega_y, \omega_z$  - круговые поступательные частоты собственных колебаний по соответствующим осям;

$\omega_{xy}$  - круговая крутильная частота собственных колебаний в горизонтальной плоскости;

$m_n$  - сосредоточенная масса в узле  
 $(m_o^x)_n, (m_o^y)_n, (m_o^z)_n$  - значения масс с учетом инерционности в точке  $n$ , по направлениям осей.

В случае равномерного распределения массы этажа по диску, имеющему форму прямоугольника размерами  $L$  и  $B$ , значения масс с учетом их инерционности представляются следующим образом (рис. 2.4):

$$\begin{aligned}(m_o^x)_n &= m_n B^2 / 12 ; \\(m_o^y)_n &= m_n L^2 / 12 ; \\(m_o^z)_n &= m_n (L^2 + B^2) / 12 .\end{aligned}\tag{2.17}$$

Количество узлов системы при членении ее на  $N$  конечных стержней составляет  $N1 = N + 1$ . Для составления матрицы жесткости системы дополнительно предусмотрено также определение следующих переменных:

$$\begin{aligned}N2 &= N + 2 ; \quad N3 = N + 3 ; \quad N1U2 = 2 \cdot N1 ; \quad N1U3 = 3 \cdot N1 ; \\N1U4 &= 4 \cdot N1 ; \quad N1U5 = 5 \cdot N1 ; \quad N1U6 = 6 \cdot N1 ; \quad N1U2M1 = N1U2 - 1 ;\end{aligned}$$

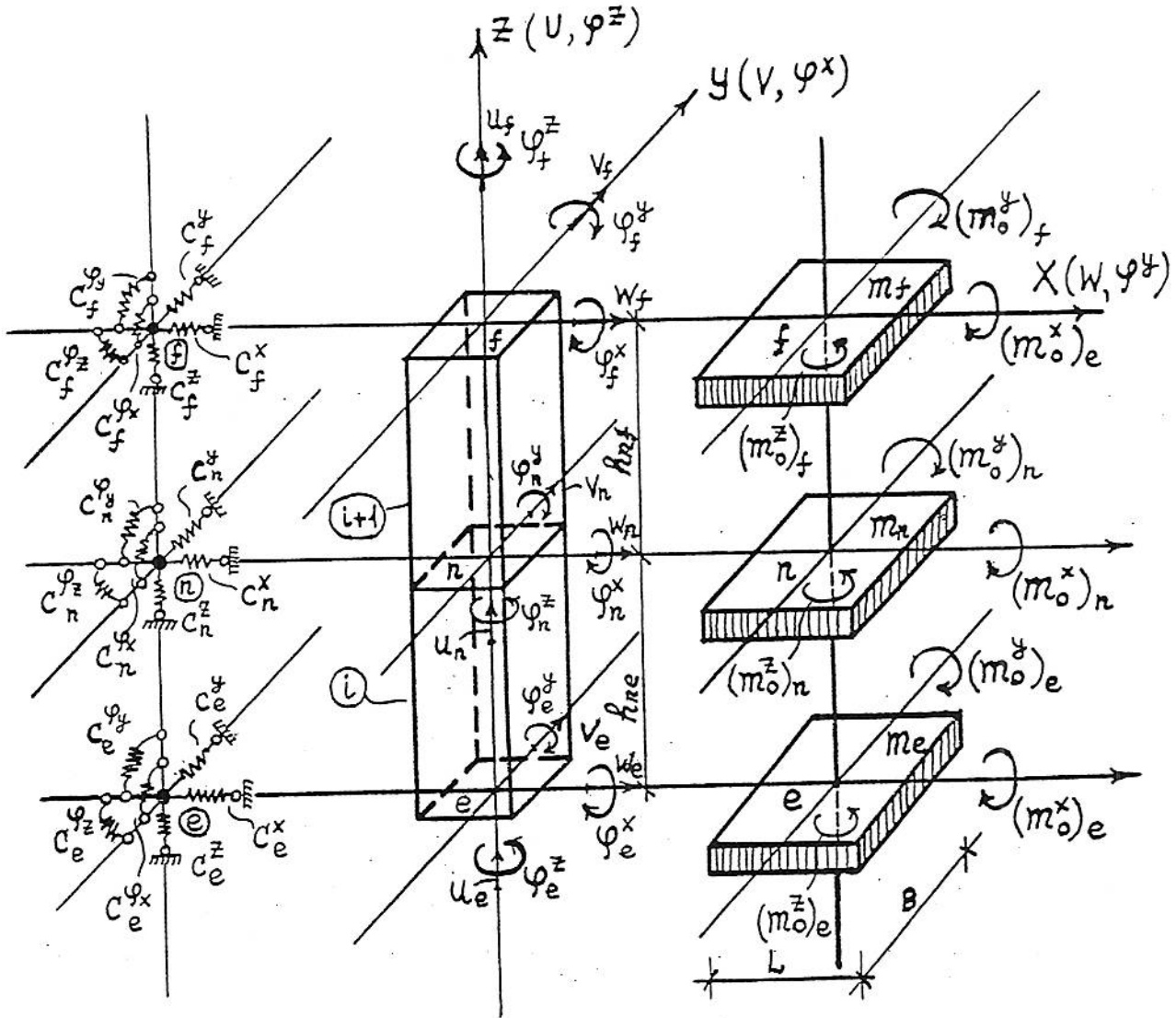


Рис. 2.4. Распределение узловых упругих защемлений, перемещений и сосредоточенных масс для стержней

$$N1U2P1 = N1U2+1; N1U2P2 = N1U2+2; N1U3M1 = N1U3-1;$$

$$N1U3P1 = N1U3+1; N1U3P2 = N1U3+2; N1U4M1 = N1U4-1;$$

$$N1U4P1 = N1U4+1; N1U4P2 = N1U4+2; N1U5M1 = N1U5-1;$$

$$N1U5P1 = N1U5+1; N1U5P2 = N1U5+2; N1U6M1 = N1U6-1.$$

назначение и сущность которых указаны ниже.

При количестве степеней свободы одной массы, приходящейся к узлу  $KSS$ , получим общую длину составляемой матрицы жесткости  $NS = N1 \cdot KSS$ . Размерность матрицы жесткости, следовательно, составит  $NS \cdot NS$ , а общее число ее элементов  $NSNS = NS \cdot NS$ .

В случае, если количество степеней свободы для массы составляет  $KSS = 6$ , для  $N1$  узлов системы рассматриваются следующие усилия: перерезывающие силы и изгибающие моменты как в продольном, так и в поперечном направлениях, крутящие моменты и вертикальные усилия, которые соответственно приняты для узлов:

$$\|\vec{Q}_i^W\|, \|\vec{Q}_i^V\|, \|\vec{M}_i^W\|, \|\vec{M}_i^V\|, \|\vec{M}_i^{kp}\|, \|\vec{N}_i\|, \quad (\text{где } i=1 \div N1).$$

За продольное направление принимается направление  $-X(W)$ , за поперечное  $-Y(V)$ , за вертикальное  $-Z(U)$ .

Значения продольных, поперечных, вращательных в продольном направлении и вращательных в поперечном направлении, крутильных и вертикальных деформаций для  $N$  стержней и всей системы в целом приняты следующими:  $W_i, V_i, \varphi_i^y(FIW_i), \varphi_i^x(FIV_i), \varphi_i^z(\theta_i), U_i$ , (где  $i=1 \div N1$ )

Верхние индексы для угловых деформаций  $\varphi_i$  обозначают те координатные оси, вокруг которых происходят угловые перемещения.

Зависимость между векторами внутренних усилий и обобщенных деформаций для двух концов ( $f$  и  $n$ ) одного элемента (рис. 2.4) выражается следующим матричным соотношением:

$$\|\vec{S}_e\| = [GG_e] \|\vec{Z}_e\|, \quad (2.18)$$

где

$$\begin{bmatrix} \vec{Q}_i^w \\ \vec{Q}_i^v \\ \vec{M}_i^w \\ \vec{M}_i^v \\ \vec{M}_i^{kp} \\ \vec{N}_i \end{bmatrix} = \|\vec{S}_3\| \quad \begin{array}{l} \text{— вектор, характеризующий внутренние усилия,} \\ \text{возникающие на концах элемента системы} \\ \text{(здесь } i \text{ принимает поочередно два значе-} \\ \text{ния } i = fn, nf \text{)} \end{array} \quad (2.19a)$$

$$\begin{bmatrix} \vec{W}_i \\ \vec{V}_i \\ F\vec{I}W_i \\ F\vec{I}V_i \\ \vec{\Theta}_i \\ \vec{U}_i \end{bmatrix} = \|\vec{Z}_3\| \quad \begin{array}{l} \text{— вектор обобщенных деформаций для одного} \\ \text{элемента системы ( } i = f, n \text{)} \end{array} \quad (2.196)$$

где  $[GG_3]$  — матрица жесткости для одного элемента системы.

Общая матрица жесткости  $[GG]$  для всей системы в целом формируется из матриц жесткостей отдельных элементов.

В общей матрице жесткости указанные усилия и деформации располагаются по следующим нижеуказанным интервалам, в пределах общей длины матрицы —  $NS'$ .

Концевые жесткостные коэффициенты отдельных упругих стержней, входящих в вышеуказанные подматрицы, подсчитываются по табл. 2.1. Типы стержней, приведенных в табл. 2.1, могут пополняться и другими стержнями, например, призматическими, которые рассматриваются в /85, 103/ с предварительным приведением их концевых жесткостей к аналогичному виду.





$$[K_{11}] = \begin{vmatrix} (B_{en}^x + C_e^x) & -B_{en}^x & \\ -B_{en}^x & (B_{en}^x + B_{nf}^x + C_n^x) & -B_{nf}^x \\ & -B_{nf}^x & (B_{nf}^x + C_f^x) \end{vmatrix} ;$$

$$[K_{22}] = \begin{vmatrix} (B_{en}^y + C_e^y) & -B_{en}^y & \\ -B_{en}^y & (B_{en}^y + B_{nf}^y + C_n^y) & -B_{nf}^y \\ & -B_{nf}^y & (B_{nf}^y + C_f^y) \end{vmatrix} ;$$

$$[K_{33}] = \begin{vmatrix} (\alpha_{en}^x + C_e^y) & \beta_{en}^x & \\ \beta_{en}^x & (\alpha_{ne}^x + \alpha_{nf}^x + C_n^y) & \beta_{nf}^x \\ & \beta_{nf}^x & (\alpha_{fn}^x + C_f^y) \end{vmatrix} ;$$

$$[K_{44}] = \begin{vmatrix} (\alpha_{en}^y + C_e^x) & \beta_{en}^y & \\ \beta_{en}^y & (\alpha_{ne}^y + \alpha_{nf}^y + C_n^x) & \beta_{nf}^y \\ & \beta_{nf}^y & (\alpha_{fn}^y + C_f^x) \end{vmatrix} ;$$

$$[K_{55}] = \begin{vmatrix} (\theta_{en} + C_e^z) & \theta_{en} & \\ -\theta_{en} & (\theta_{en} + \theta_{nf} + C_n^z) & -\theta_{nf} \\ & -\theta_{nf} & (\theta_{nf} + C_f^z) \end{vmatrix} ;$$

$$[K_{66}] = \begin{vmatrix} (\gamma_{en} + C_e^z) & -\gamma_{en} \\ -\gamma_{en} & (\gamma_{en} + \gamma_{nf} + C_n^z) \\ & -\gamma_{nf} & (\gamma_{nf} + C_f^z) \end{vmatrix} ;$$

$$[K_{13}] = \begin{vmatrix} A_{en}^x & A_{ne}^x \\ -A_{en}^x & -(A_{ne}^x - A_{nf}^x) & A_{fn}^x \\ & -A_{nf}^x & -A_{fn}^x \end{vmatrix} ;$$

$$[K_{24}] = \begin{vmatrix} A_{en}^y & A_{ne}^y \\ -A_{en}^y & -(A_{ne}^y - A_{nf}^y) & A_{fn}^y \\ & -A_{nf}^y & -A_{fn}^y \end{vmatrix} ;$$

$$[K_{31}] = \begin{vmatrix} A_{en}^x & -A_{en}^x \\ A_{ne}^x & -(A_{ne}^x - A_{nf}^x) & -A_{nf}^x \\ & A_{fn}^x & -A_{fn}^x \end{vmatrix} ;$$

$$[K_{42}] = \begin{vmatrix} A_{en}^y & -A_{en}^y \\ A_{ne}^y & -(A_{ne}^y + A_{nf}^y) & -A_{nf}^y \\ & A_{fn}^y & -A_{fn}^y \end{vmatrix} ;$$

Следует отметить, что в зависимости от использования различных типов стержней (табл. 2.1) значения концевых жесткостных коэффициентов получаются разными, что в свою очередь соответственно корректирует впоследствии общую матрицу жесткости.

Характерной особенностью такого использования типа стержней является то, что появляется возможность в указанном случае учитывать в стержнях изгибно-сдвиговые, осевые и крутильные деформации.

В матрице жесткости  $GG(I, J)$  значения узловых упругих защемлений для точки  $n$  выражены через обозначения:  $C_n^x, C_n^y, C_n^z, C_n^{\psi_x}, C_n^{\psi_y}, C_n^{\psi_z}$  по направлениям:  $x$  и  $y$  вращению по оси  $Ox$ ;  $z$  и  $\psi_z$  вращению по оси  $Oy$ ;  $\psi_x$  кручению и по направлению  $z$  соответственно (см. рис. 2.4).

Изменение значений этих характеристик позволяет решать широкий круг задач.

Так, например, при условиях в первой узловой точке защемления:  $C_1^x = C_1^y = C_1^z = C_1^{\psi_x} = C_1^{\psi_y} = C_1^{\psi_z} = \infty$ , а для остальных узлов (начиная со 2-го по  $N$ -й)  $C_i^x = C_i^y = C_i^z = C_i^{\psi_x} = C_i^{\psi_y} = C_i^{\psi_z} = 0$  - имеем случай системы в виде консольного стержня, защемленного первым нижним узлом.

В случае рассмотрения других систем необходимо корректировать соответствующие узловые жесткости, в общей матрице жесткости рассматриваемой системы.

Граничные условия масс помимо других способов можно характеризовать, например, наличием двусторонних оттяжек в виде тросов (по направлению  $x$  и  $y$ ), заанкеренных в отдельных фундаментах. Тросы можно выносить за пределы сооружения, а также располагать внутри него. Податливость узла, к которому прикреплена оттяжка, определяется в этом случае так:

$$C_n^x = \frac{EF}{H_i} \cos^2 \alpha_i \sin \alpha_i \quad (2.21a)$$

где  $EF$  - осевая жесткость троса;

$H_i$  - уровень фиксации троса;

$\alpha_i$  - угол наклона троса к горизонту.

В случае наличия бесконечно жесткого диска и закрепления его по концам узловая жесткость диска к повороту определяется формулой:

$$C_n^\psi = \frac{EF}{H_i} l^2 \sin^3 \alpha_i \quad (2.21б)$$

где  $l = L/2$  - размер диска.

В случае прямоугольного фундамента размерами  $L_\phi, B_\phi$ , расположенного на упругом основании с двумя коэффициентами постели, упругие характеристики защемления определяются по формулам:

$$\begin{aligned} C_1^x &= C_2 L_\phi B_\phi ; & C_1^{\psi_y} &= C_1 \frac{B_\phi L_\phi^3}{12} ; \\ C_1^y &= C_2 B_\phi L_\phi ; & C_1^{\psi_x} &= C_1 \frac{L_\phi B_\phi^3}{12} ; \\ C_1^z &= C_1 L_\phi B_\phi ; & C_1^{\psi_z} &= C_2 \frac{L_\phi B_\phi (L_\phi^2 + B_\phi^2)}{12} . \end{aligned} \quad (2.22)$$

где  $C_1, C_2$  - коэффициенты упругого сжатия и сдвига грунта.

Для решения задачи колебания системы решается задача на собственные значения.

$$\| GG - \lambda M \| = 0 , \quad (2.23)$$

где  $\lambda$  - собственные числа системы, в данном случае частоты колебаний;

$M$  - обобщенная матрица масс системы, состоящая из исходных



и вычисленных данных осуществляется по отдельным направлениям на основании следующих формул:

$$\gamma_{ij} = \gamma_{ij} \frac{\sum_{j=1}^{N1} M_j \gamma_{ij}}{\sum_{j=1}^{N1} M_j \gamma_{ij}^2} ; \quad (2.24)$$

$$\gamma_{ij}^* = \gamma_{ij} \frac{\sum_{j=1}^{N1} M_j \gamma_{ij} H_j}{\sum_{j=1}^{N1} M_j \gamma_{ij}^2} . \quad (2.25)$$

где  $\gamma_{ij}$  - есть  $i$  обобщенная форма колебаний всей системы для  $j$ -го узла по отдельным направлениям;

$H_j$  - уровни масс системы;

$M_j$  - обобщенные массы узлов по отдельным направлениям.

Коэффициенты динамичности сооружения  $\beta_i$  по рассматриваемому алгоритму задачи определяются на основании /100/ в зависимости от исходной категории грунта и соответствующей каждому направлению вычисленных частот колебаний, а именно:

$$0,8 \leq \beta_i = \frac{1,0}{T_i} \leq 3,0 ;$$

$$0,8 \leq \beta_i = \frac{1,1}{T_i} \leq 2,7 ;$$

$$0,8 \leq \beta_i = \frac{1,5}{T_i} \leq 2,0 .$$

для грунтов I, 2 и 3 категорий соответственно,

где  $T_i = 2\pi/\omega_i$  - период собственных колебаний здания или сооружения;

$\omega_i$  - круговая частота собственных колебаний здания или сооружения.

Значения ускорений по отдельным направлениям с учетом балльности района и корректирующих коэффициентов, которые задаются вначале, определяются согласно /100/.

Ускорение в вертикальном направлении  $A_z^*$  принимается в долях от горизонтальных ускорений при помощи коэффициента ((2.3), рис. 2.2) (в программе для частного случая принималось  $\mu = 0,5$ ).

Алгоритм вычисления ускорений основывается на волновой теории, подробно рассмотренной в п. 2.2, с учетом геометрических начальных параметров (размеров) фундамента сооружения:  $L_\phi$  - длины фундамента, ее ширины -  $B_\phi$  и диагонали  $D_\phi$ . В отношении к длинам, пришедших на сооружение волн  $\lambda_x$ ,  $\lambda_y$  и  $\lambda_z$  - соответственно по направлениям осей (рис. 2.1, 2.2).

Ускорения по отдельным направлениям определяются следующим образом:

- для поступательных колебаний по направлениям X и Y :

$$A^W = A_x^* \cdot D_{1V}^{top} ; \quad (2.26)$$

$$A^V = A_y^* \cdot D_{1W}^{top} . \quad (2.27)$$

- для вращательных колебаний по тем же направлениям:

$$A^{\Psi W} = 2 \cdot A_z^* D_{2W}^{top} D_{1V}^{top} / L_\phi ; \quad (2.28)$$

$$A^{\Psi V} = 2 \cdot A_z^* D_{2V}^{top} D_{1W}^{top} / B_\phi . \quad (2.29)$$

- для крутильных колебаний

$$A^\theta = 2 \cdot A_y^* D_{2d}^{top} / D_\phi . \quad (2.30)$$

- для вертикальных колебаний

$$A^u = A_z^* D_{1vert}^{top} . \quad (2.31)$$



В формулах (2.26) - (2.31) значения ускорений  $A_x^*$ ,  $A_y^*$ ,  $A_z^*$  приняты согласно формулам (2.2), (2.3), остальные коэффициенты являются значениями интегральных выражений (2.4).

#### 2.4. Определение сейсмических нагрузок и внутренних усилий системы

По полученным значениям ускорений, коэффициентов форм колебаний, коэффициентов динамичности сооружения для каждой массы системы по узлам формируются сейсмические нагрузки  $S_{ij}$  по соответствующим формам колебаний и направлениям на основе методики, рассмотренной в п. 2.2.

При определении сейсмических усилий  $S_{ij}$  также используются вышеуказанные границы изменения сейсмических сил по отдельным направлениям.

Для расчета сейсмических нагрузок, приходящихся на систему, рассматривалось воздействие подобное воздействию волны Релея /95/. Учитывалось, что волна осуществляет сначала толчок в направлении своего распространения, затем происходит движение вниз (рис. 2.2), то есть получается нечто вроде "полукульбитов вперед". Такое представление сейсмических перемещений грунта позволяет учитывать одновременное горизонтальное поступательное и вертикальное крутильное воздействия. В этом случае появляется необходимость учета по горизонтальным направлениям дополнительных сейсмических усилий, вызванных вертикальным крутильным воздействием (рис. 2.2).

Можно учитывать также и другие сочетания сейсмических усилий, влияющие на конечные результаты напряженно-деформированного состояния общей системы.

Выражения для подсчета сейсмических сил по  $i$ -ой форме коле-

баний для узлов по отдельным направлениям в рассматриваемых пределах с учетом вышеизложенного выразится следующим образом:

- горизонтальные сейсмические усилия по направлениям X и Y:

$$S_{ij}^W = \beta_i M_j (\gamma_{ij} A^W + \gamma_{ij}^* A^{\psi W}) ; \quad (2.32)$$

$$S_{ij}^V = \beta_i M_j (\gamma_{ij} A^V + \gamma_{ij}^* A^{\psi V}) . \quad (2.33)$$

где  $\beta_i$  - коэффициент динамичности сооружения;

$M_j$  - массы узлов системы;

$\gamma_{ij}, \gamma_{ij}^*$  - коэффициент форм колебаний;

$A^W, A^V$  - поступательные ускорения по направлениям X и Y соответственно;

$A^{\psi W}, A^{\psi V}$  - вращательные ускорения по тем же направлениям;

- вращательные сейсмические нагрузки по направлениям X и Y:

$$S_{ij}^{\psi W} = \beta_i M_j \gamma_{ij}^* A^{\psi W} ; \quad (2.34)$$

$$S_{ij}^{\psi V} = \beta_i M_j \gamma_{ij}^* A^{\psi V} . \quad (2.35)$$

- крутильные сейсмические нагрузки:

$$M_{ij} = \beta_i M_j \gamma_{ij} A^{\theta} , \quad (2.36)$$

где  $A^{\theta}$  - крутильное сейсмическое ускорение;

- вертикальные сейсмические нагрузки:

$$S_{ij}^U = \beta_i M_j \gamma_{ij} A^U , \quad (2.37)$$

где  $A^U$  - вертикальное сейсмическое ускорение.

Индексы при коэффициентах форм колебаний для всех направлений хотя и обозначены одними и теми же символами -  $i, j$ , но они изменяются и вычисляются в разных пределах (границах) изменения, которые были указаны выше.

Коэффициенты, корректирующие сейсмические усилия (согласно /100/), входят в значения ускорений, которые вычисляются ранее. Поскольку в определении сейсмических усилий участвуют не веса узлов, как это принято в /100/, а массы, то значения ускорений в формулах (2.32) - (2.37) приняты не в долях от  $\mathcal{G}$  (ускорения свободного падения), а реальные.

По полученным узловым сейсмическим нагрузкам определяются деформации системы соответственно для всех форм колебаний, путем решения несколько раз системы линейных алгебраических уравнений вида:

$$[GG] \|\vec{z}_{ij}\| = \|\vec{S}_{ij}\|$$

где  $[GG]$  - матрица жесткости всей системы;

$\|\vec{z}_{ij}\|$  - вектор обобщенных деформаций для всей системы в целом по  $i$ -й форме колебаний для  $j$  узлов;

$$\|\vec{S}_{ij}\| = \begin{bmatrix} \vec{S}_{ij}^W \\ \vec{S}_{ij}^V \\ \vec{S}_{ij}^{\Psi W} \\ \vec{S}_{ij}^{\Psi V} \\ \vec{M}_{ij} \\ \vec{S}_{ij}^u \end{bmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{- вектор сейсмических нагрузок по} \\ i \text{-й форме колебаний для } j \text{ уз-} \\ \text{лов.} \end{array}$$

На основании полученных перемещений согласно формулам, приведенным в /52/, определяются внутренние усилия системы по формам колебаний.

Расчетные усилия на концах стоек определяются по формулам:

$$M_{fn}^x = \alpha_{fn}^x \varphi_f^y + \beta_{nf}^x \varphi_n^y - A_{fn}^x (W_f - W_n);$$

$$M_{nf}^x = \alpha_{nf}^x \varphi_n^y + \beta_{fn}^x \varphi_f^y - A_{nf}^x (W_f - W_n);$$

$$\begin{aligned}
 M_{fn}^y &= \alpha_{fn}^y \varphi_f^x + \beta_{nf}^y \varphi_n^x - A_{fn}^y (V_f - V_n); \\
 M_{nf}^y &= \alpha_{nf}^y \varphi_n^x + \beta_{fn}^y \varphi_f^x - A_{nf}^y (V_f - V_n); \\
 Q_{fn}^x &= -Q_{nf}^x = A_{nf}^x \varphi_n^y + A_{fn}^x \varphi_f^y - B_{nf}^x (W_f - W_n); \\
 Q_{fn}^y &= -Q_{nf}^y = A_{nf}^y \varphi_n^x + A_{fn}^y \varphi_f^x - B_{nf}^y (V_f - V_n); \\
 N_{nf} &= -N_{fn} = \delta_{nf} (U_f - U_n); \\
 M_{fn}^z &= -M_{nf}^z = \theta_{fn} \varphi_f^z - \theta_{nf} \varphi_n^z,
 \end{aligned}
 \tag{2.38}$$

где  $f, n$  - индексы верхнего и нижнего узлов;

$M_{fn}^x, M_{nf}^x, M_{fn}^y, M_{nf}^y$  - изгибающие моменты на концах стержней по направлениям  $x$  и  $y$  соответственно;

$Q_{fn}^x, Q_{nf}^x, Q_{fn}^y, Q_{nf}^y$  - поперечные силы на концах стержней по направлениям  $x$  и  $y$  соответственно;

$M_{fn}^z, M_{nf}^z$  - крутящие моменты по концам стержней;

$N_{nf}, N_{fn}$  - продольные усилия на концах стержней;

$\alpha, \beta, A, B, \theta, \delta$  - жесткостные характеристики стержней;

$W, V, \varphi, U$  - горизонтальные, угловые и вертикальные перемещения.

Усилия (2.38) приняты по направлениям  $x$  и  $y$ .

Кроме того, определяются также усилия в упругих связях узлов, которые можно представить в следующей матричной форме:

$$\begin{vmatrix} R_i^W \\ R_i^V \\ M_i^W \\ M_i^V \\ R_i^\theta \\ R_i^u \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} C_i^x & & & & & \\ & C_i^y & & & & \\ & & C_i^{\varphi_y} & & & \\ & & & C_i^{\varphi_x} & & \\ & & & & C_i^{\varphi_z} & \\ & & & & & C_i^z \end{vmatrix} \begin{vmatrix} W_i \\ V_i \\ FIW_i \\ FIV_i \\ \theta_i \\ U_i \end{vmatrix}
 \tag{2.39}$$

В случае консольной системы реакции в упругих связях узлов для всех точек, кроме защемления, равны нулю.

Внутренние усилия для системы определяются по уровням, как показано на рис. 2.5 согласно принятым обозначениям.

Определение среднеквадратичных значений усилий по всем формам колебаний осуществляется по формуле:

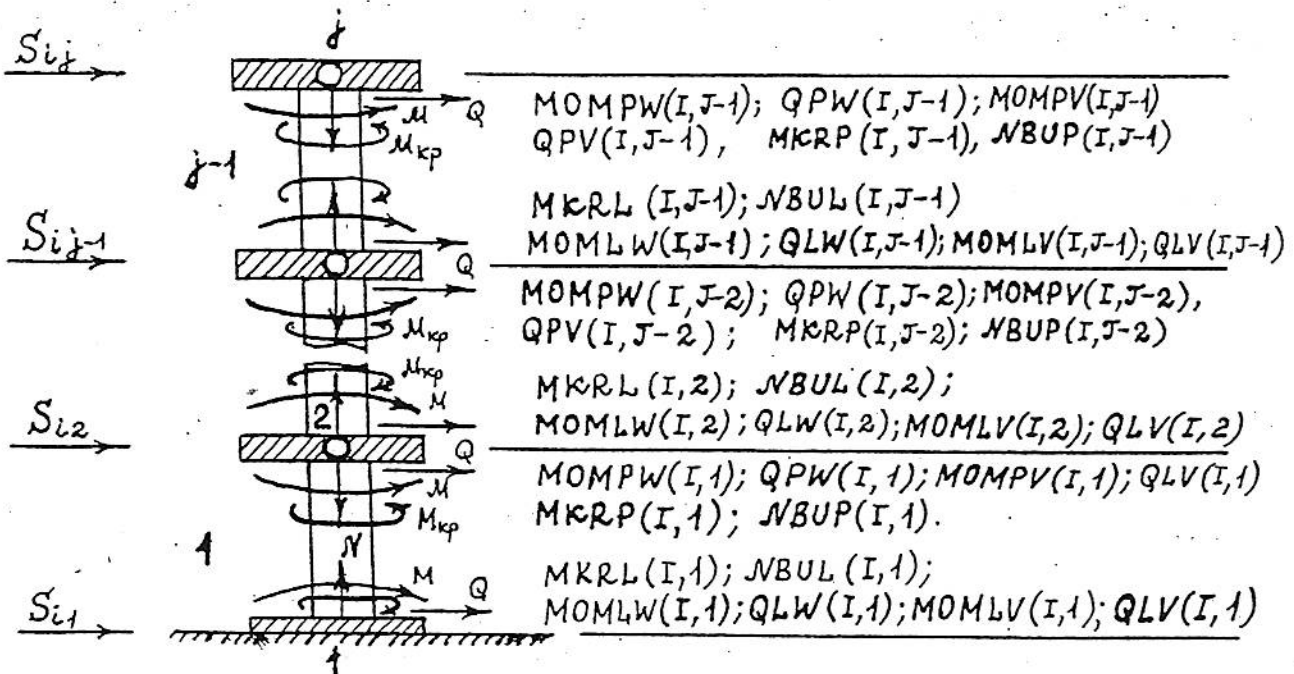
$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^{NS} N_i^2}, \quad (2.40)$$

где  $N_p$  - среднеквадратичные усилия;  
 $N_i$  - усилия по формам колебаний.

## 2.5. Функциональное назначение программы и условие ее применения

Программа предназначена для расчета коротких в плане многоэтажных каркасных зданий и сооружений башенного типа (дымовые трубы, водонапорные башни, телевизионные антенны, радиомачты с оттяжками и без оттяжек и т.д.) с массами, обладающими шестью степенями свободы, на действие поступательных горизонтальных и вертикальных, и крутильных, а также вращательных воздействий, в том числе и сейсмических, с предварительным определением приведенных изгибно-сдвиговых жесткостей, а также осевой жесткости и жесткости кручения, с последующим распределением усилий по ярусным элементам, а также с учетом произвольных граничных условий. Особое место отводится здесь значению масс с учетом их инерционности, которое становится особенно существенным при расчетах сооружений с вынесенными сосредоточенными массами на уровнях.

Программа может успешно применяться, например, при расчетах фундаментных балок на упругом основании, а также некоторых мосто-



I<sup>ая</sup> форма колебания

Рис. 2.5. Распределение внутренних усилий по уровням согласно принятым в программе обозначениям

вых сооружений с предварительным приведением жесткостей и с учетом произвольных граничных условий.

Программа составлена по методике, принятой в /100/, и может служить ее дополнением.

Расчет по указанной программе осуществляется с удвоенной точностью.

Программа построена по модульной системе с применением обращений к отдельным подпрограммам.

Приведенные в программе подпрограммы в то же время являются как бы самостоятельными модулями, которые в случае необходимости можно заменять на другие аналогичные блоки, в случае изменения каких-либо требований, по отношению к ним, и в то же самое время они взаимосвязаны друг с другом, и результаты расчетов по одним подпрограммам используются другими подпрограммами.

После выполнения каждой подпрограммы в основной программе предусматривается печать соответствующих полученных результатов, которая может осуществляться по желанию.

Таким образом, программа может улучшаться и дополняться и позволяет включать в себя разные блоки, расширяя еще более как способ решения, так и круг решаемых задач. Например, в программу можно включать блок ветровой нагрузки и рассчитывать на нее систему, а также и другие виды нагрузок. В случае ослабленных сечений или сечений с трещинами можно включать различные виды и типы стержней (см. табл. 2.1).

Программа предназначена для работы на ЭВМ в системе ОС ЕС. Временные наборы данных создаются на магнитном диске 5061.

Программа составлена на алгоритмическом языке Фортран-IV и записана в индивидуальной библиотеке на магнитном диске.

### 3. РАСЧЕТ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРОТЯЖЕННОЙ ФОРМЫ В ПЛАНЕ, КАК ПЕРЕКРЕСТНОЙ И РАМНОЙ СИСТЕМ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

#### 3.1. О выборе расчетных моделей в виде перекрестной и рамной систем при расчете протяженных в плане каркасных зданий

Как известно, распространение сейсмических волн под зданием зависит от их вида, плотности пород основания, которые они пробегают, типа фундаментов и других факторов. Значимость учета протяженности зданий в плане обусловлена в значительной мере появлением дополнительными напряжений, возникающих в фундаментах и возрастающих с увеличением длины здания, так как различные части основания получают, в этом случае, различные горизонтальные и вертикальные ускорения.

Кроме того, расчет сооружений большой протяженности в плане, при соизмеримости длин зданий и сейсмических волн, обязывает принятию предпосылок, позволяющих учитывать и особенности действия бегущих волн.

В практике строительства высотные здания проектируются обычно не только башенного типа, а также довольно часто протяженными в плане.

Вопросы расчета зданий большой протяженности на сейсмические воздействия освещены в работах /26, 43, 44, 47, 67, 74/.

При определении периода собственных колебаний здания существенным оказывается учет таких факторов, как податливость основания, размер здания в плане, деформативность дисков перекрытия и др., неучет которых может привести к искажению картины реальной



работы здания на сейсмические воздействия.

Считается также, что вид грунтов оказывает влияние в большей мере на период колебаний башен, чем протяженных зданий. Кроме того, согласно результатам инженерно-сейсмометрических наблюдений /50/ периоды колебаний 5-9-этажных каркасных зданий после многократных воздействий средней интенсивности увеличиваются до 20% по сравнению с периодами до землетрясения. Последнее свидетельствует о том, что сейсмические воздействия оказывают влияние на изменение жесткости здания (осадка фундамента, появление микро- и макротрещин) и, соответственно, на период его колебаний.

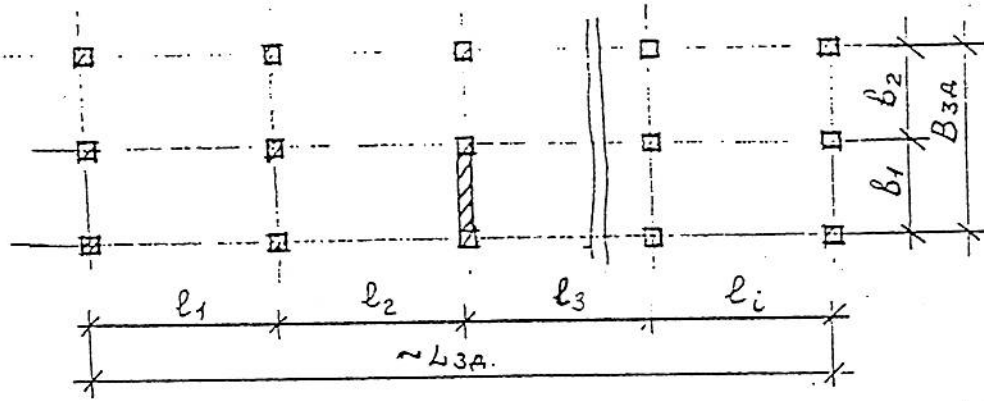
Желание и потребность создания методики, учитывающей, наряду с вышеизложенными и другие особенности характера работы каркасных зданий и сооружений побудило к созданию и принятию нижеприведенных расчетных моделей.

В работе предпринята попытка создания для протяженных в плане каркасных зданий таких расчетных моделей, которые позволяли бы учитывать и оценивать изменение вышеупомянутых и других параметров на характер работы всей системы в целом, не в ущерб простоте принимаемых расчетных схем.

Расчетная модель для протяженных в плане каркасных зданий рассматривается в виде приведенной пространственной перекрестной системы, состоящей из пересекающихся стержней двух взаимно-перпендикулярных направлений (рис. 3.1).

Сводя расчетную модель протяженного здания к пластинчатой системе с дискретно сосредоточенными массами путем суммирования (группировки) жесткостей, добиваемся значительного снижения числа неизвестных, что позволяет больше внимания уделить факторам воздействия внешней среды, а также получать на ЭВМ более эффективные решения поставленных задач. Впоследствии полученные неизвестные

а.



б.

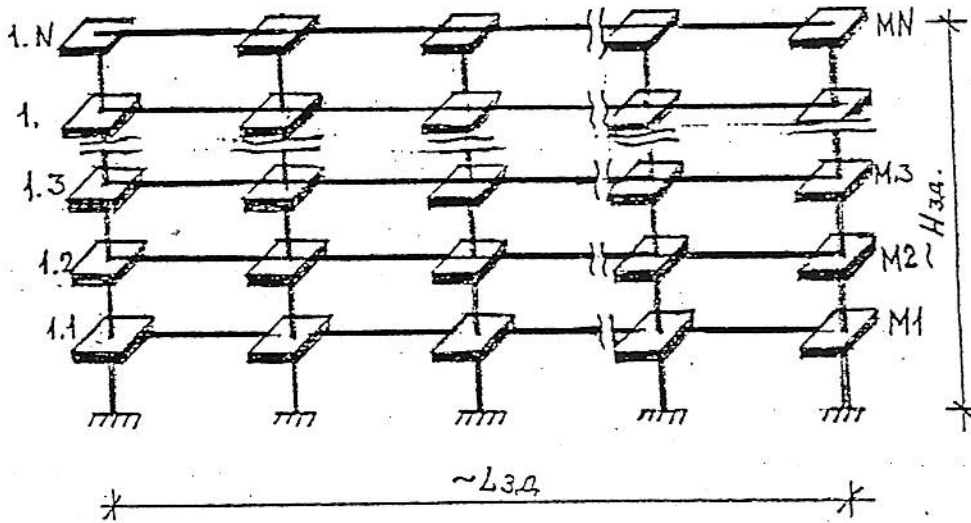


Рис. 3.1. Пример приведения расчетной схемы здания к динамической модели в виде перекрестной системы с дискретно сосредоточенными массами: а) план здания; б) расчетная модель здания

перераспределяются между всеми узлами пересечения, что дает возможность определению усилий в связях, расположенных в точках пересечения вертикальных и горизонтальных плоских конструкций зданий. С определением перемещений системы по формам колебаний определяются затем внутренние усилия системы и их среднеквадратичные значения.

Известны и такие подходы, когда полученные неизвестные не перераспределяются по всем узлам, а по ним определяются обобщенные деформации и усилия системы.

Другим фактором, принятым при рассмотрении сейсмического воздействия на протяженные в плане здания, было условное членение системы на перекрестную, - работающую из своей плоскости, и рамную, работающую в своей плоскости (рис. 3.2). Причем в обоих случаях максимальное количество степеней свободы для сосредоточенных масс равнялось трем. При этом независимыми переменными, определяющими положение системы в целом, были:

а) для перекрестной системы - перемещение по оси  $Oy - W_i$  и углы поворотов вокруг осей  $Ox$  и  $Oz - \varphi_i^x$  и  $\varphi_i^z$  соответственно;

б) для рамной системы - перемещения по осям  $Ox$  и  $Oz - V$  и  $U$  соответственно и угол поворота вокруг оси  $Oy - \varphi_i^y$

Соответственно и жесткости по узлам принимались:  $C_i^x, C_i^{\varphi_x}$ ,  $C_i^{\varphi_z}$  - для перекрестной и  $C_i^y, C_i^z, C_i^{\varphi_y}$  - для рамной систем.

Членение общей системы расчетной модели на две указанные подсистемы позволило, с использованием некоего признака, решать в отдельности ту или иную задачу в зависимости от существующей необходимости, также резко сократив при этом ресурсы ЭВМ. В то же время, в случаях, когда при работе зданий одна система оказывает существенное влияние на другую и появляется необходимость их сов -

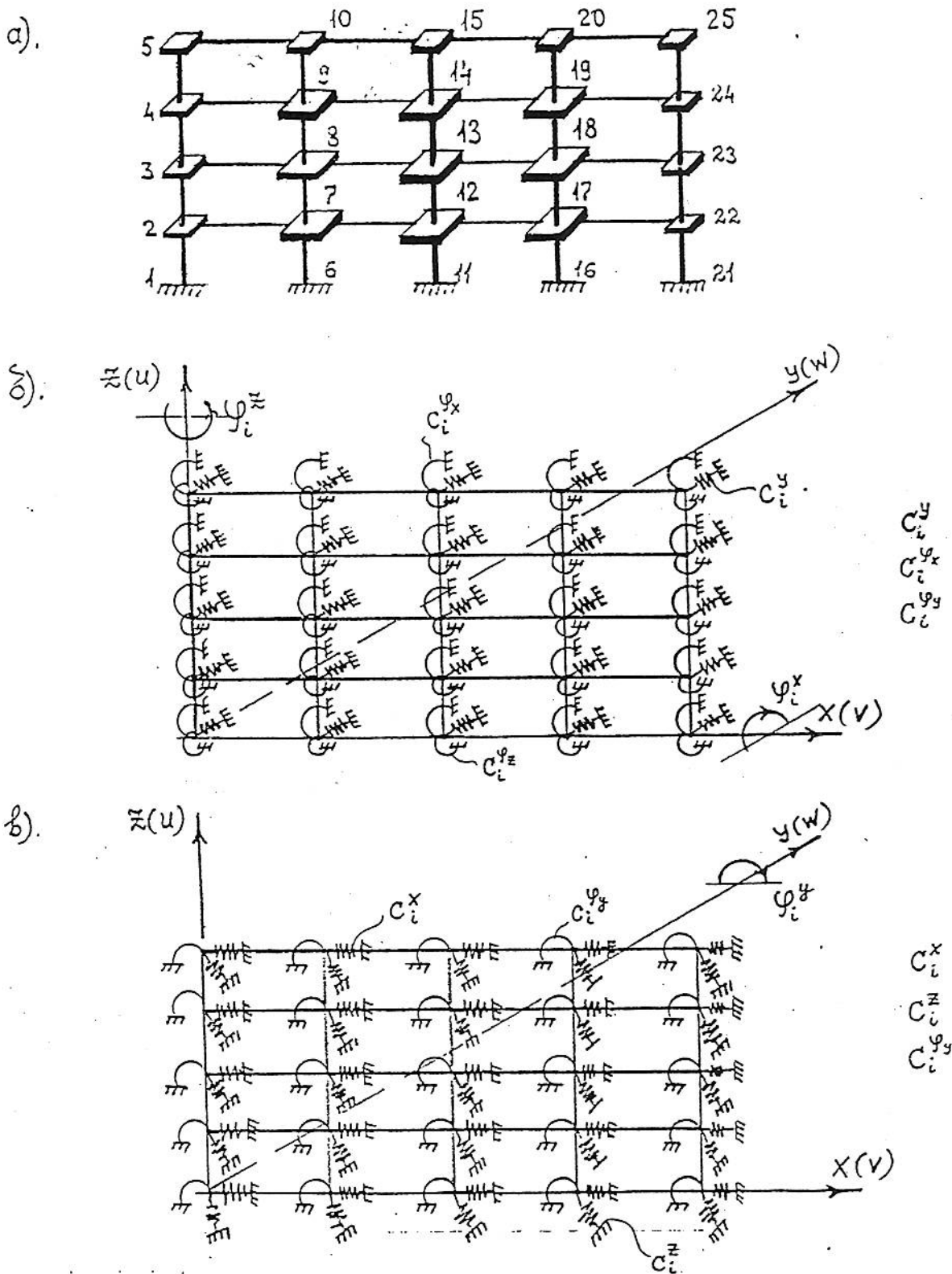


Рис. 3.2. Схемы упругих защемлений масс для протяженных в плане каркасных зданий: а) расчетная модель с произвольными значениями дискретных масс; б) упругие защемления масс для перекрестной системы; в) упругие защемления масс для рамной системы

местного рассмотрения, то матрицы жесткости каждой из систем объединяются в одну общую матрицу жесткости и ход дальнейшего решения задачи сохраняется.

Принятая расчетная модель протяженных зданий позволяет рассматривать кроме всех вышеуказанных податливых связей по всем узлам и разные длины и типы стержней как по направлению по оси,  $Ox$ , так и по оси  $Oz$  (табл. 2.1).

Кроме того, расчетные модели позволяют при решении задачи динамики пользоваться произвольными значениями исходных масс по узлам системы.

Стержни систем, как и для системы, рассмотренной в предыдущей главе, позволяют учитывать совместно изгибно-сдвиговые жесткости, наряду с осевыми и крутильными жесткостями. В системах могут учитываться и призматические стержни с попеременно меняющимися жесткостями.

Таким образом, изменением узловых и стержневых жесткостных характеристик системы, каждый раз наряду с другими параметрами, можно добиться решения большого круга поставленных задач, что вызывает дополнительный интерес к принятым расчетным моделям для расчета протяженных в плане каркасных зданий на сейсмические воздействия.

### 3.2. 0 пространственной расчетной модели сейсмического воздействия

По вопросу построения моделей сейсмических воздействий уже много лет во всем мире ведутся научные исследования /3, 4, 7, 8, 27, 32, 82, 102, 105, 106/. Причем разработка моделей сейсмических воздействий ведется не только в направлении создания теорети-

ческих, аналитических моделей, использующих закономерности сейсмических воздействий /3, 7, 8, 32, 82/, пригодных для аналитического анализа и расчета сооружений, но и по пути создания численных моделей сейсмических воздействий /4, 102, 105, 106/, пригодных для расчета конструкций на ЭВМ. Значительная сложность и громоздкость аналитических расчетов для современных динамических моделей сооружений послужило объяснением иногда большей предпочтительности второму направлению в развитии моделей сейсмических воздействий.

К основным недостаткам разработанных численных моделей сейсмических воздействий при расчете зданий по реальным записям акселерограмм относят отсутствие обоснованности их надежности и недостаточную близость конкретности реализаций указанных моделей.

Как известно, вид проявляющегося на поверхности Земли сейсмического воздействия можно охарактеризовать такими основными физическими, часто взаимосвязанными, факторами, как интенсивность, энергоемкость излучения очага, глубина источника и эпицентральное расстояние, тип подвижки в очаге, структура среды, в которой распространяется воздействие, грунтовые условия в месте проявления сейсмического воздействия, преобладающий период колебания грунта, скорость распространения и длина волны.

Принятая расчетная модель сейсмического воздействия в виде волновых воздействий, для протяженных в плане сооружений, отличается той характерной особенностью, что она учитывает работу отдельных фундаментов без общей, единой фундаментной плиты.

В силу указанного сейсмическое воздействие на протяженное здание представляется в следующем виде (рис. 3.3),

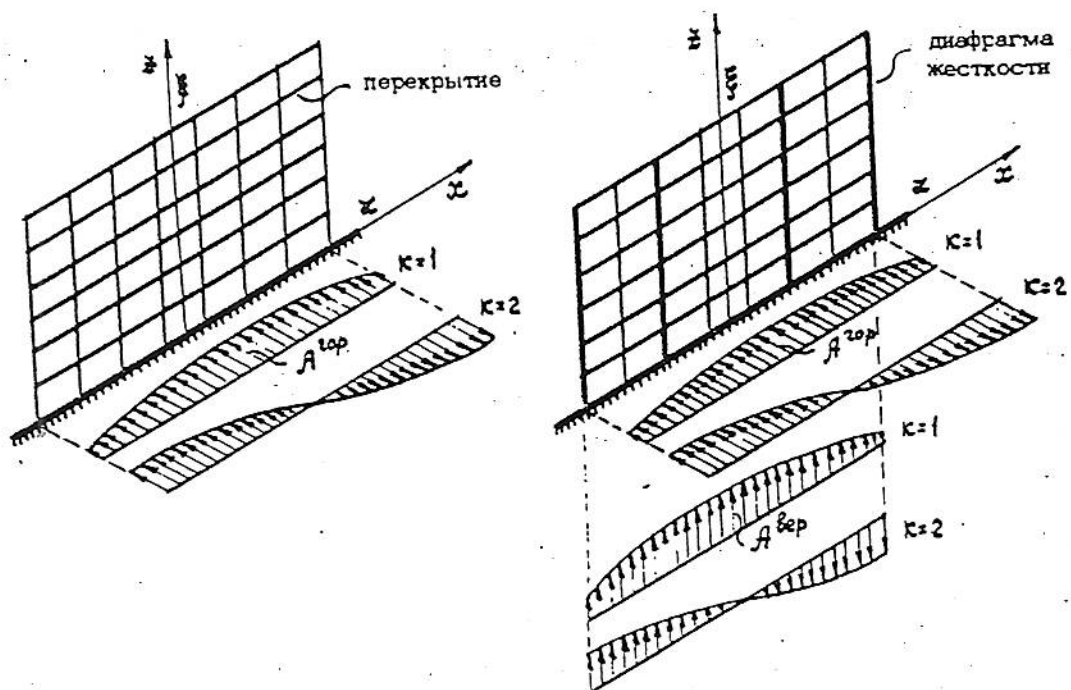


Рис. 3.3. Модель сейсмического воздействия на протяженное в плане здание

### 3.3. Определение уравнений равновесия перекрестных и рамных систем при действии сейсмических сил

Уравнения равновесия для рассматриваемых систем приняты на основании метода перемещений в развернутой форме и для фрагмента  $n$ -го узла (рис. 3.4) принимают следующий вид:

- для перекрестной стержневой системы:

$$\begin{aligned}
 & - B_{en}^y W_e + (B_{en}^y + B_{nf}^y + B_{mn}^y + B_{nk}^y + C_n^y) W_n - B_{nf}^y W_f - \\
 & - A_{en}^y \varphi_e^x - (A_{ne}^y - A_{nf}^y) \varphi_n^x + A_{fn}^y \varphi_f^x - B_{mn}^y W_m - B_{nk}^y W_k - \\
 & - A_{mn}^y \varphi_m^z - (A_{nm}^y - A_{nk}^y) \varphi_n^z + A_{kn}^y \varphi_k^z - P_{on}^y = 0; \quad (3.1)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \beta_{en}^y \varphi_e^x + (\alpha_{ne}^y + \alpha_{nf}^y + \theta_{mn}^x + \theta_{nk}^x + C_n^{\varphi_x}) \varphi_n^x + \beta_{nf}^y \varphi_f^x + \\
 & + A_{ne}^y W_e + (-A_{ne}^y + A_{nf}^y) W_n - A_{nf}^y W_f - \theta_{mn}^x \varphi_m^x - \\
 & - \theta_{nk}^x \varphi_k^x - M_{on}^x = 0; \quad (3.2)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & - \theta_{en}^z \varphi_e^z + (\theta_{en}^z + \theta_{nf}^z + \alpha_{nm}^y + \alpha_{nk}^y + C_n^{\varphi_z}) \varphi_n^z - \theta_{nf}^z \varphi_f^z + \\
 & + A_{nm}^y W_m + (-A_{nm}^y + A_{nk}^y) W_n - A_{nk}^y W_k + \beta_{mn}^y \varphi_m^z + \\
 & + \beta_{nk}^y \varphi_k^z - M_{on}^z = 0. \quad (3.3)
 \end{aligned}$$

- для рамной стержневой системы:

$$- B_{en}^x V_e + (B_{en}^x + B_{nf}^x + \gamma_{mn}^x + \gamma_{nk}^x + C_n^x) V_n - B_{nf}^x V_f - A_{en}^x \varphi_e^y -$$



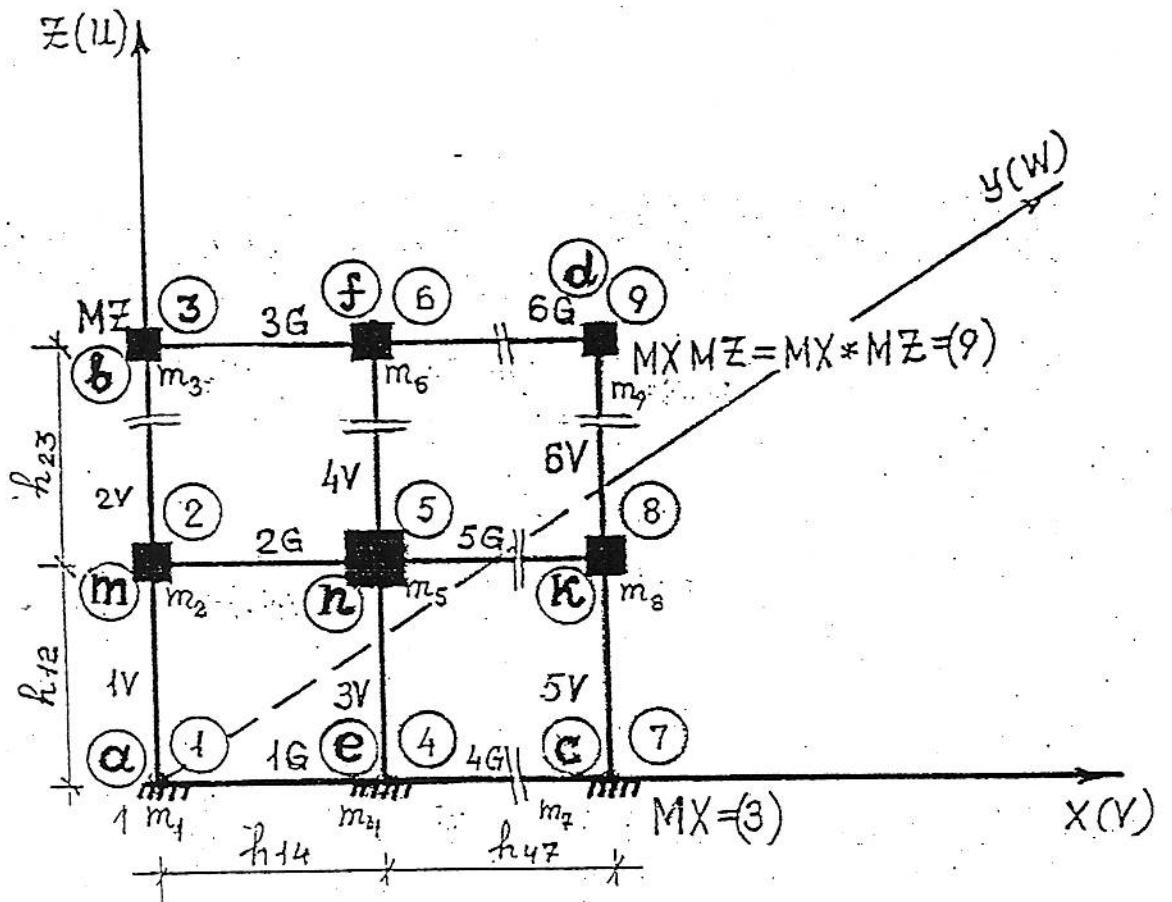


Рис. 3.4. Расчетные схемы для фрагмента перекрестной и рамной систем и систем с произвольным количеством масс (равным  $MX \cdot MZ$ )

$$-(A_{ne}^x - A_{nf}^x) \varphi_n^y + A_{fn}^x \varphi_f^y - \delta_{mn}^x V_m - \delta_{nk}^x V_k - P_{on}^x = 0; \quad (3.4)$$

$$\begin{aligned} & \beta_{en}^x \varphi_e^y + (\alpha_{ne}^x + \alpha_{nf}^x + \alpha_{nm}^x + \alpha_{nk}^x + C_n^{\varphi_y}) \varphi_n^y + \beta_{nf}^x \varphi_f^y + \\ & + \beta_{mn}^x \varphi_m^y + \beta_{nk}^x \varphi_k^y + A_{ne}^x V_e + (-A_{ne}^x + A_{nf}^x) V_n - A_{nf}^x V_f + \\ & + A_{nm}^z U_m + (-A_{nm}^z + A_{nk}^z) U_n - A_{nk}^z U_k - M_{on}^y = 0; \end{aligned} \quad (3.5)$$

$$\begin{aligned} & - \delta_{en}^z U_e + (\delta_{en}^z + \delta_{nf}^z + B_{mn}^z + B_{nk}^z + C_n^z) U_n - \delta_{nf}^z U_f - B_{mn}^z U_m - \\ & - B_{nk}^z U_k - A_{mn}^z \varphi_m^y - (A_{nm}^z - A_{nk}^z) \varphi_n^y + A_{kn}^z \varphi_k^y - M_{on}^z = 0. \end{aligned} \quad (3.6)$$

$M_{on}^z$  — внешний крутящий момент;

$N_{on}^z$  — внешняя продольная сила.

Параметры отдельных стержней могут быть следующих типов: стержни с постоянной жесткостью и бесконечно жесткими участками на концах и стержни с податливыми соединениями к изгибающему моменту и к продольной силе, что имеет место в сборных железобетонных рамах.

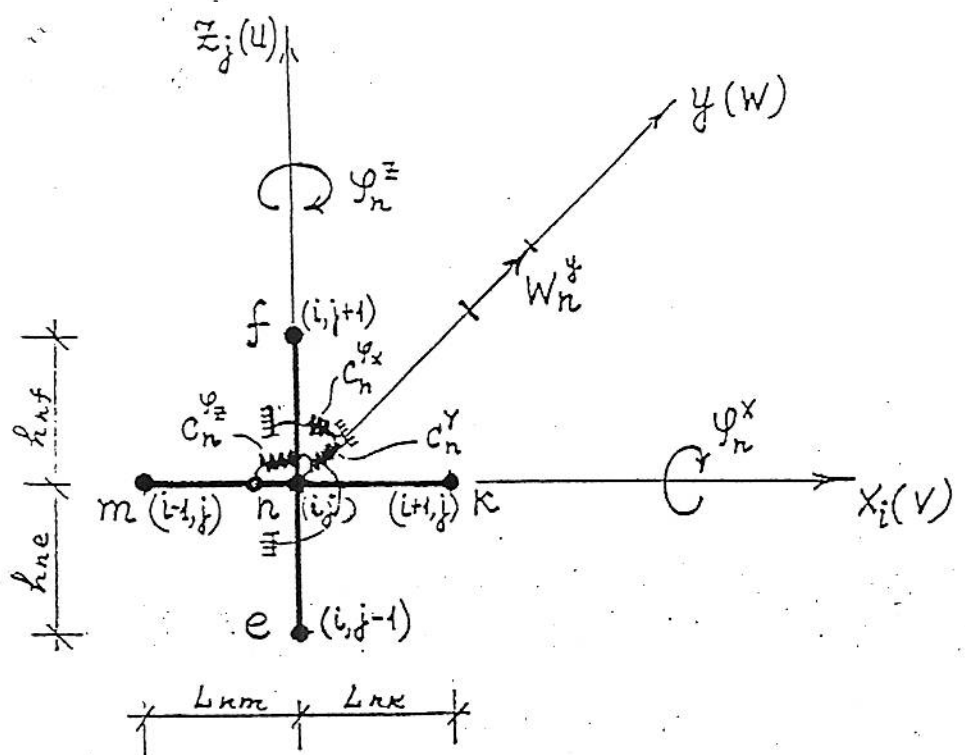
Определение концевых жесткостных характеристик стержней производится методом сил и значение их для распространенных типов стержней приводится в табл. 2.1.

Распределение узловых упругих защемлений и перемещений для перекрестной и рамной систем представлено на рис. 3.5.

При расчете систем на сейсмические воздействия формулы (3.1)–(3.6) преобразуются следующим образом:

– для перекрестной стержневой системы:

a).



б).

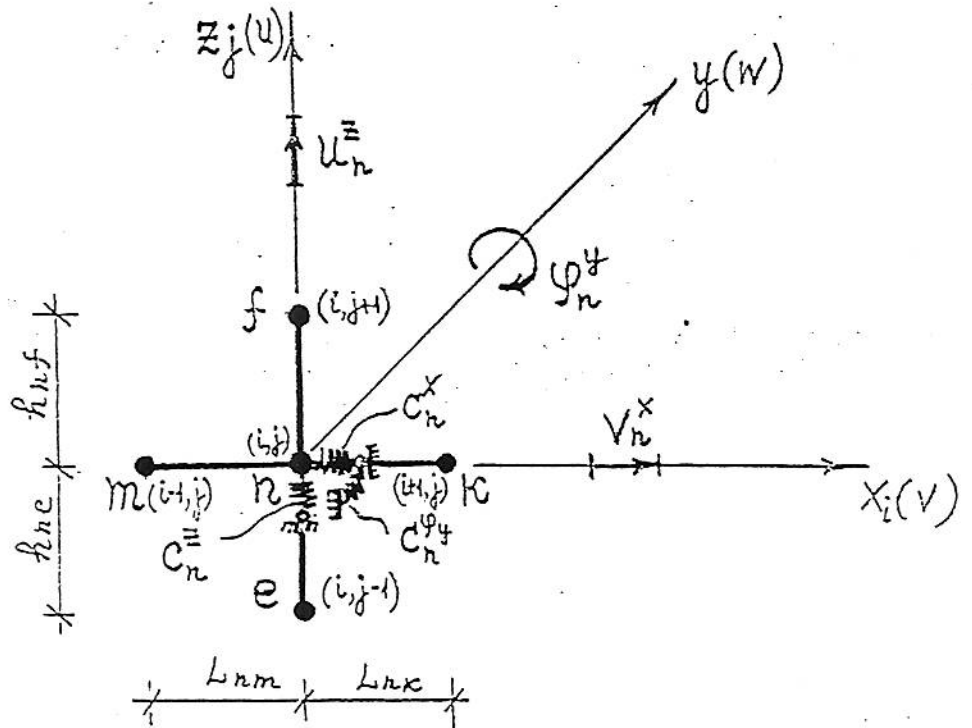


Рис. 3.5. Распределение узловых упругих защемлений и перемещений для систем: а) перекрестной; б) рамной

$$\begin{aligned}
 & - B_{en}^y Y_e + (B_{en}^y + B_{nf}^y + B_{mn}^y + B_{nk}^y + C_n^y) Y_n - B_{nf}^y Y_f - \\
 & - A_{en}^y (\varphi_A^x)_e - (A_{ne}^y - A_{nf}^y) (\varphi_A^x)_n + A_{fn}^y (\varphi_A^x)_f - B_{mn}^y Y_m - \\
 & - B_{nk}^y Y_k - A_{mn}^y (\varphi_A^z)_m - (A_{nm}^y - A_{nk}^y) (\varphi_A^z)_n + \\
 & + A_{kn}^z (\varphi_A^z)_k - m_n \omega_y^2 Y_n = m_n \ddot{y}_0 ; \quad (3.7)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \beta_{en}^y (\varphi_A^x)_e + (\alpha_{ne}^y + \alpha_{nf}^y + \theta_{mn}^x + \theta_{nk}^x + C_n^{\varphi_x}) (\varphi_A^x)_n + \\
 & + \beta_{nf}^y (\varphi_A^x)_f + A_{ne}^y Y_e + (-A_{ne}^y + A_{nf}^y) Y_n - A_{nf}^y Y_f - \\
 & - \theta_{mn}^x (\varphi_A^x)_m - \theta_{nk}^x (\varphi_A^x)_k - (m_o^y)_n \omega_y^2 (\varphi_A^x)_n = \\
 & = - (m_o^y)_n \ddot{\varphi}_0^x ; \quad (3.8)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & - \theta_{en}^z (\varphi_A^z)_e + (\theta_{en}^z + \theta_{nf}^z + \alpha_{nm}^y + \alpha_{nk}^y + C_n^{\varphi_z}) (\varphi_A^z)_n - \\
 & - \theta_{nf}^z (\varphi_A^z)_f + A_{nm}^y Y_m + (-A_{nm}^y + A_{nk}^y) Y_n - A_{nk}^y Y_k + \\
 & + \beta_{mn}^y (\varphi_A^z)_m + \beta_{nk}^y (\varphi_A^z)_k - (m_o^z)_n \omega_{xy}^2 (\varphi_A^z)_n = \\
 & = - (m_o^z)_n \ddot{\varphi}_0^z . \quad (3.9)
 \end{aligned}$$

- для рамной стержневой системы:

$$\begin{aligned}
 & - B_{en}^x X_e + (B_{en}^x + B_{nf}^x + \gamma_{mn}^x + \gamma_{nk}^x + C_n^x) X_n - B_{nf}^x X_f - A_{en}^x (\varphi_A^y)_e - \\
 & - (A_{ne}^x - A_{nf}^x) (\varphi_A^y)_n + A_{fn}^x (\varphi_A^y)_f - \gamma_{mn}^x X_m - \gamma_{nk}^x X_k - m_n \omega_x^2 X_n = m_n \ddot{X}_0 ; \quad (3.10)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \beta_{en}^x (\varphi_A^y)_e + (\alpha_{ne}^x + \alpha_{nf}^x + \alpha_{nm}^x + \alpha_{nk}^x + C_n^y) (\varphi_A^y)_n + \beta_{nf}^x (\varphi_A^y)_f + \\ & + \beta_{mn}^x (\varphi_A^y)_m + \beta_{nk}^x (\varphi_A^y)_k + A_{ne}^x \chi_e + (-A_{ne}^x + A_{nf}^x) \chi_n - A_{nf}^x \chi_f + A_{nm}^z Z_m + \\ & + (-A_{nm}^z + A_{nk}^z) Z_n - A_{nk}^z Z_k + (m_o^x)_n \omega_x^2 (\varphi_A^y)_n = -(m_o^x)_n \ddot{\varphi}_o^y; \end{aligned} \quad (3.II)$$

$$\begin{aligned} & - \delta_{en}^z Z_e + (\delta_{en}^z + \delta_{nf}^z + B_{mn}^z + B_{nk}^z + C_n^z) Z_n - \delta_{nf}^z Z_f - B_{mn}^z Z_m - B_{nk}^z Z_k - \\ & - A_{mn}^z (\varphi_A^z)_m - (A_{nm}^z - A_{nk}^z) (\varphi_A^y)_n + A_{kn}^z (\varphi_A^y)_k - m_n \omega_z^2 Z_n = m_n \ddot{Z}_o. \end{aligned} \quad (3.I2)$$

Значения входящих в формулы (3.7) - (3.I2) переменных и не известных имеют те же определения, что и для формул (2.II) - (2.I6), выведенных в предыдущем разделе.

### 3.4. Определение сейсмических нагрузок и внутренних усилий для перекрестной и рамной систем

Определение сейсмических нагрузок как поступательных, так и крутильных на перекрестную систему от поступательного сейсмического воздействия осуществлялось по следующим выражениям (рис. 3.6):

$$(S_{ik})_j^{\Pi} = K_1 K_2 K_3 A G m_{ik} \beta_j (\gamma_{ik})_j^{\Pi}; \quad (3.I3)$$

$$(M_{ik})_j^{\Pi} = K_1 K_2 K_3 A G m_{ik}^0 \beta_j (\theta_{ik})_j^{\Pi}, \quad (3.I4)$$

где

$$(\gamma_{ik})_j^{\Pi} = (Z_{ik})_j \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d (Z_{ik})_j \cos \frac{2\pi l}{\lambda} (x_o - x_k) m_{ik}}{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d (Z_{ik})_j^2 m_{ik}}; \quad (3.I5)$$

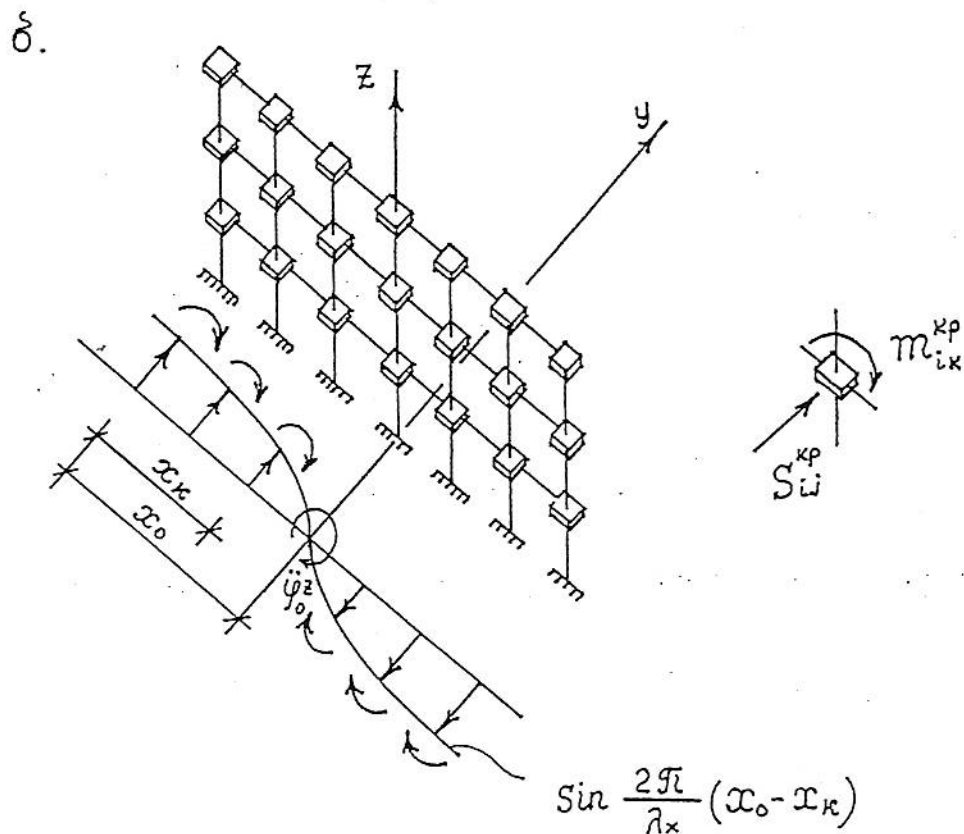
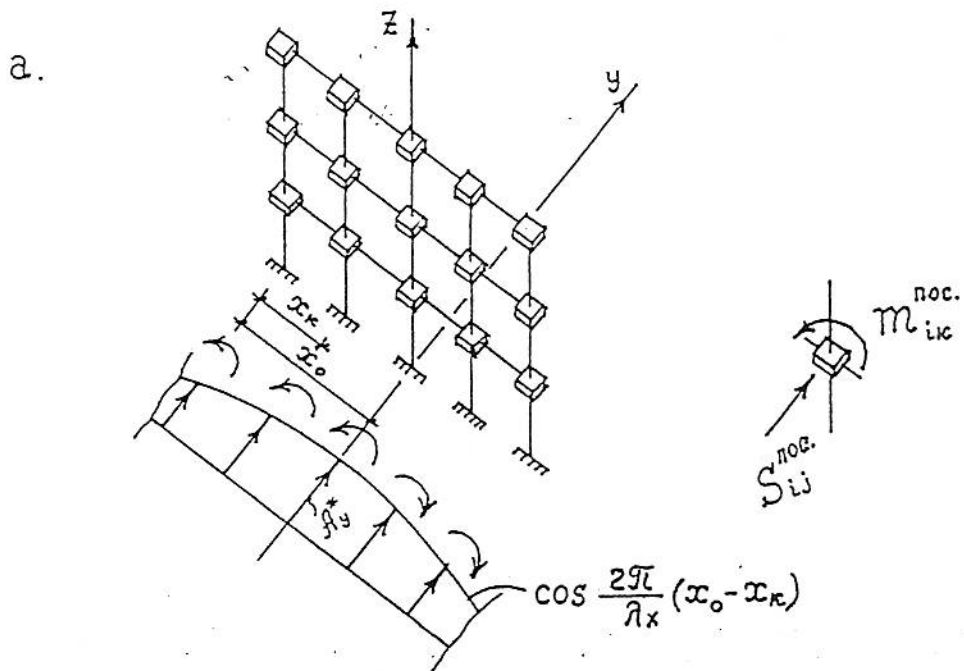


Рис. 3.6. Схемы составляющих поступательных и крутильных сейсмических нагрузок при сейсмических воздействиях: а) поступательных; б) крутильных

$$(\theta_{ik})_j^n = (\psi_{ik})_j \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d (\psi_{ik})_j \left[ -\frac{2\pi}{\lambda} \sin \frac{2\pi}{\lambda} (x_0 - x_k) \right] m_{ik}^0}{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d (\psi_{ik})_j^2 m_{ik}^0} \quad (3.16)$$

$(\gamma_{ik})_j^n, (\theta_{ik})_j^n$  - коэффициенты форм прямолинейных и крутильных колебаний;

$(z_{ik})_j, (\psi_{ik})_j$  - формы горизонтальных и крутильных колебаний;

$m_{ik}, m_{ik}^0$  - массы системы по перемещению и кручению;

$x_0$  - расстояние от вертикальной оси координат до центра тяжести системы;

$x_k$  - расстояние от вертикальной оси координат до рассматриваемого узла системы;

$i, k$  - координаты узлов системы для  $j$ -ой частоты колебаний.

Значения остальных членов соотношений приводилось уже выше.

При крутильном сейсмическом воздействии на перекрестную систему сейсмические нагрузки определяются следующим образом:

$$(S_{ik})_j^{kp} = K_1 K_2 K_\psi A g m_{ik} \beta_j (\gamma_{ik})_j^{kp} \quad ; \quad (3.17)$$

$$(M_{ik})_j^{kp} = K_1 K_2 K_\psi A g m_{ik}^0 \beta_j (\theta_{ik})_j^{kp} \quad , \quad (3.18)$$

где коэффициенты форм колебаний принимают следующий вид:

$$(\gamma_{ik})_j^{kp} = (z_{ik})_j \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d (z_{ik})_j \sin \frac{2\pi}{\lambda} (x_0 - x_k) m_{ik}}{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d (z_{ik})_j^2 m_{ik}} \quad ; \quad (3.19)$$

$$(\Theta_{ik})_j^{кр} = (\Psi_{ik})_j \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d (\Psi_{ik})_j \frac{2\pi}{\lambda} \cos \frac{2\pi}{\lambda} (x_0 - x_k) m_{ik}^0}{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d (\Psi_{ik})_j^2 m_{ik}^0} \quad (3.20)$$

Для рамной системы при горизонтальном поступательном воздействии сейсмическое ускорение грунта выражается следующей зависимостью (рис. 3.7, а)

$$(\ddot{V}_k)^{п.г.} = \ddot{V}_0 \cos \frac{2\pi}{\lambda x} (x_0 - x_k), \quad (3.21)$$

где:  $\ddot{V}_0 = \kappa_1 \kappa_2 \kappa_\psi A$ .

В этом случае будем иметь поступательные горизонтальные сейсмические нагрузки:

$$(S_{ik})_j^{п.г.} = \ddot{V}_0 g m_{ik} \beta_i (\gamma_{ik})_j^{п.г.}, \quad (3.22)$$

где

$$(\gamma_{ik})_j^{п.г.} = (\chi_{ik})_j \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d (\chi_{ik})_j m_{ik} \cos \frac{2\pi}{\lambda x} (x_0 - x_k)}{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d m_{ik} (\chi_{ik})_j^2}$$

При противофазном сейсмическом воздействии (рис. 3.7, б) будем иметь следующие значения:

- противофазное ускорение:

$$(\ddot{V}_k)^{пр.ф.} = \ddot{V}_0 \sin \frac{2\pi}{\lambda x} (x_0 - x_k)$$

- сейсмические нагрузки:

$$(S_{ik})_j^{пр.ф.} = \ddot{V}_0 g m_{ik} \beta_i (\gamma_{ik})_j^{пр.ф.}, \quad (3.23)$$



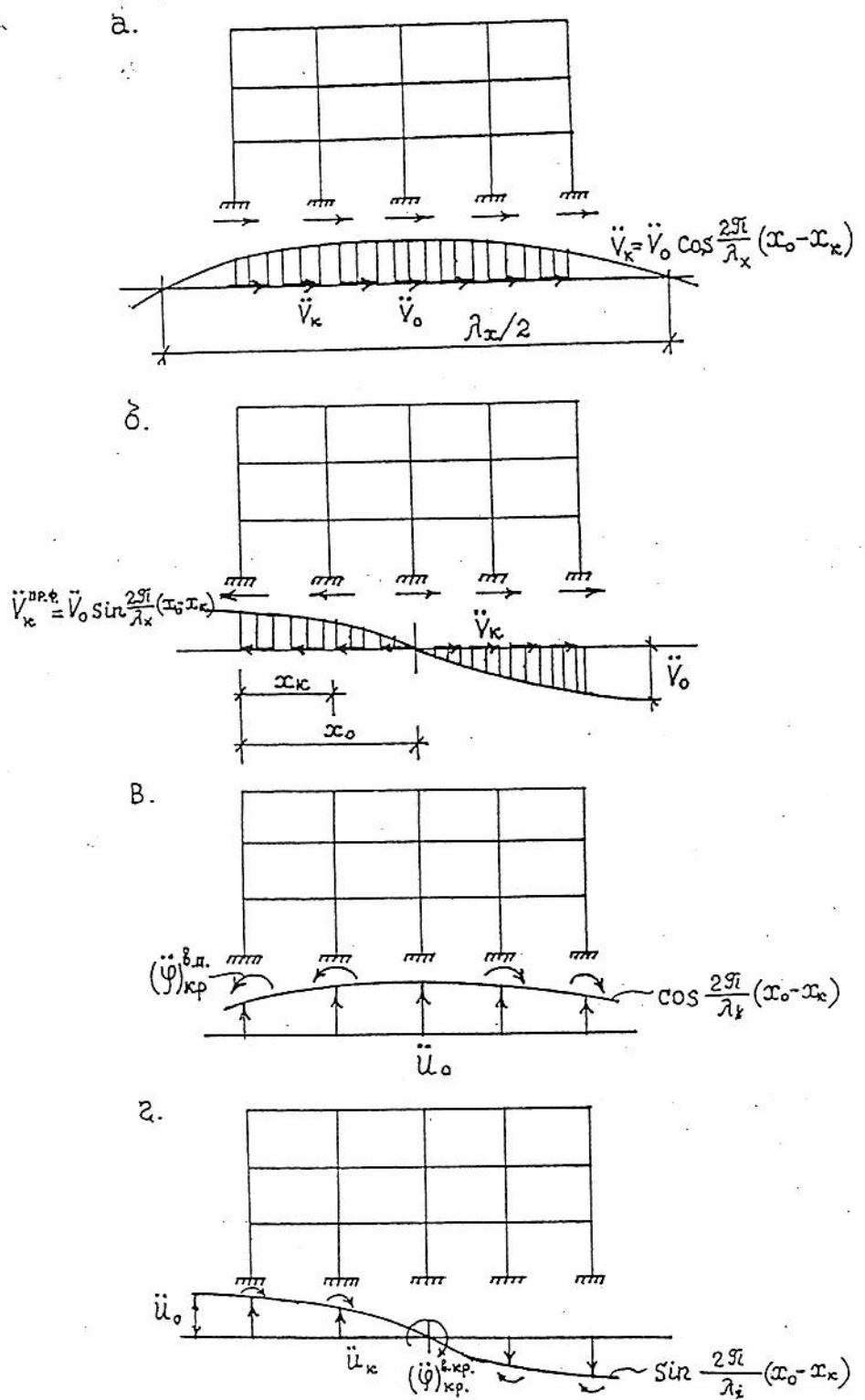


Рис. 3.7. Сейсмические ускорения, приходящиеся на протяженную рамную систему: а) горизонтальное поступательное; б) горизонтальное противофазовое; в) вертикальное поступательное; г) вертикальное крутильное

где

$$(\gamma_{ik})_j^{\text{пр.ф.}} = (X_{ik})_j \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d (X_{ik})_j m_{ik} \sin \frac{2\pi l}{\lambda_x} (x_0 - x_k)}{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d m_{ik} (X_{ik})_j^2}$$

При вертикальном поступательном воздействии имеем следующие значения сейсмических ускорений (рис. 3.7, в):

- поступательные вертикальные ускорения:

$$(\ddot{U}_k)^{\text{в.п.}} = \ddot{U}_0 \cos \frac{2\pi l}{\lambda_x} (x_0 - x_k) \quad (3.24)$$

- крутильные ускорения, вызванные неравномерностью вертикального воздействия по длине фундамента:

$$(\ddot{\psi}_k)_{\text{кр.}}^{\text{в.п.}} = \ddot{U}_0 \frac{2\pi l}{\lambda_x} \sin \frac{2\pi l}{\lambda_x} (x_0 - x_k), \quad (3.25)$$

где:  $\ddot{U}_0 = K_1 K_2 K_\psi A \mu$ .

$\mu$  - коэффициент, равный отношению вертикального поступательного ускорения к горизонтальному поступательному ускорению.

Соответствующие сейсмические нагрузки выразятся следующим образом:

- поступательные вертикальные:

$$(S_{ik})_j^{\text{в.п.}} = \ddot{U}_0 g m_{ik} \beta_i (\gamma_{ik})_j^{\text{в.п.}}, \quad (3.26)$$

где

$$(\gamma_{ik})_j^{\text{в.п.}} = (Z_{ik})_j \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d (Z_{ik})_j m_{ik} \cos \frac{2\pi l}{\lambda_x} (x_0 - x_k)}{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d m_{ik} (Z_{ik})_j^2}$$

- крутильные, вызванные неравномерностью вертикального воздействия по длине фундамента:

$$(m_{ik})_j^{в.п.} = \ddot{U}_0 g m_{ik}^0 \beta_i (\theta_{ik})_j^{в.п.}, \quad (3.27)$$

где

$$(\theta_{ik})_j^{в.п.} = (\psi_{ik}^y)_j \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d (\psi_{ik}^y)_j m_{ik}^0 \left[ -\frac{2\pi}{\lambda_x} \sin \frac{2\pi}{\lambda_x} (x_0 - x_k) \right]}{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d m_{ik}^0 (\psi_{ik}^y)_j^2}$$

При вертикальном крутильном воздействии имеем следующие сейсмические ускорения (рис. 3.7, г):

- вертикальные крутильные:

$$(\ddot{U}_k)_п^{в.кр.} = \ddot{U}_0 \sin \frac{2\pi}{\lambda_x} (x_0 - x_k)$$

- крутильные ускорения:

$$(\ddot{\psi}_k)_{кр.}^{в.кр.} = \ddot{U}_0 \frac{2\pi}{\lambda_x} \cos \frac{2\pi}{\lambda_x} (x_0 - x_k)$$

Соответствующие сейсмические нагрузки имеют следующий вид:

$$(S_{ik})_j^{в.кр.} = \ddot{U}_0 g m_{ik} \beta_i (\gamma_{ik})_j^{в.кр.}; \quad (3.28)$$

$$(m_{ik})_j^{в.кр.} = \ddot{U}_0 g m_{ik}^0 \beta_i (\theta_{ik})_j^{кр.}, \quad (3.29)$$

где:

$$(\gamma_{ik})_j^{в.кр.} = (Z_{ik})_j \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d (Z_{ik})_j m_{ik} \sin \frac{2\pi}{\lambda_x} (x_0 - x_k)}{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d m_{ik} (Z_{ik})_j^2};$$

$$(\theta_{ik})_j^{кр.} = (\psi_{ik}^y)_j \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d (\psi_{ik}^y)_j m_{ik}^0 \left[ \frac{2\pi}{\lambda_x} \cos \frac{2\pi}{\lambda_x} (x_0 - x_k) \right]}{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^d m_{ik}^0 (\psi_{ik}^y)_j^2}.$$

В случае рассмотрения перекрестной и рамной систем, имеющих единую фундаментную плиту, сейсмические воздействия можно представить согласно рис. 3.8.

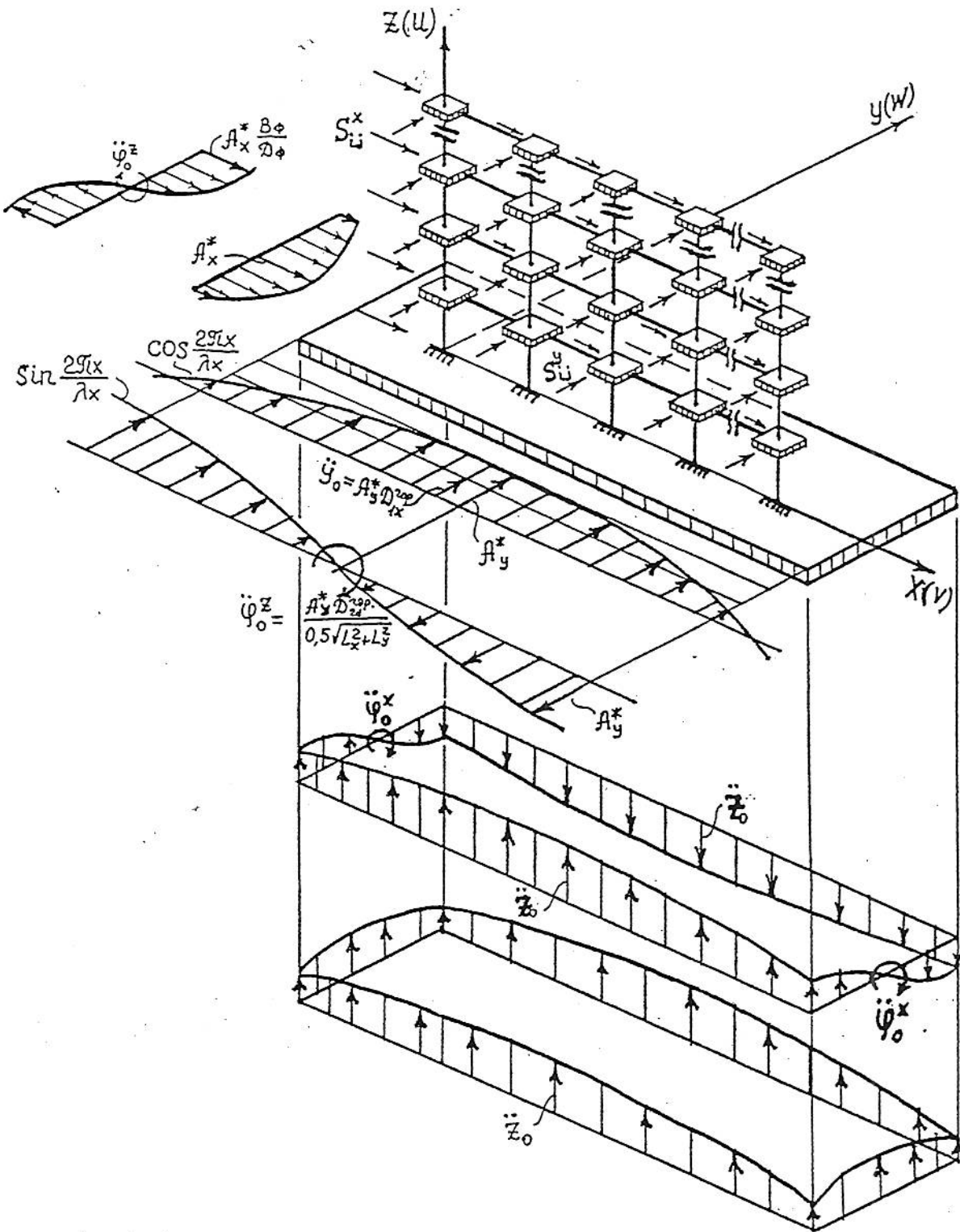


Рис. 3.8. Сейсмические нагрузки, действующие на перекрестную и рамную системы, с единой фундаментной плитой

Внутренние усилия: поперечные силы по длине стержня, изгибающие моменты по обоим концам и крутящие моменты соответственно, для фрагмента системы, представленного на рис. 3.4, определяются по нижеприведенным формулам:

В случае перекрестной системы:

- для вертикальных стержней:

$$\begin{aligned} Q_{fn}^y &= -Q_{nf}^y = A_{nf}^y \varphi_n^x + A_{fn}^y \varphi_f^x - B_{nf}^y (W_f - W_n); \\ M_{nf}^x &= \alpha_{nf}^y \varphi_n^x + \beta_{nf}^y \varphi_f^x - A_{nf}^y (W_f - W_n); \\ M_{fn}^z &= -M_{nf}^z = \Theta_{fn} \varphi_f^z - \Theta_{nf} \varphi_n^z. \end{aligned} \quad (3.30)$$

- для горизонтальных стержней:

$$\begin{aligned} Q_{kn}^y &= -Q_{nk}^y = A_{nk}^y \varphi_n^z + A_{kn}^y \varphi_k^z - B_{nk}^y (W_k - W_n); \\ M_{nk}^z &= \alpha_{nk}^y \varphi_n^z + \beta_{nk}^y \varphi_k^z - A_{nk}^y (W_k - W_n); \\ M_{kn}^x &= -M_{nk}^x = \Theta_{kn} \varphi_k^x - \Theta_{nk} \varphi_n^x. \end{aligned} \quad (3.31)$$

В случае рамной системы имеем поперечные силы по длине стержня, изгибающие моменты по обоим концам стержня и нормальные (осевые) усилия:

- для вертикальных стержней:

$$\begin{aligned} Q_{fn}^x &= -Q_{nf}^x = A_{nf}^x \varphi_n^y + A_{fn}^x \varphi_f^y - B_{nf}^x (V_f - V_n); \\ M_{nf}^y &= \alpha_{nf}^x \varphi_n^y + \beta_{nf}^x \varphi_f^y - A_{nf}^x (V_f - V_n); \\ N_{nf}^z &= -N_{fn}^z = \gamma_{nf}^z (U_f - U_n). \end{aligned} \quad (3.32)$$

- для горизонтальных стержней:

$$\begin{aligned}
 Q_{kn}^z &= -Q_{nk}^z = A_{nk}^z \varphi_n^y + A_{kn}^z \varphi_k^y - B_{nk}^z (U_k - U_n); \\
 M_{nk}^y &= \alpha_{nk}^z \varphi_n^y + \beta_{nk}^z \varphi_k^y - A_{nk}^z (U_k - U_n); \\
 N_{nk}^z &= -N_{kn}^z = \gamma_{nk}^x (V_k - V_n).
 \end{aligned} \tag{3.33}$$

В вышеприведенных формулах значения моментов и углов поворотов приводятся относительно тех осей, вокруг которых происходит вращение, остальные значения приняты по направлениям соответствующих осей.

Значения внутренних усилий для заданной системы определяются в цикле для разных форм колебаний, после чего определяются их среднеквадратичные усилия согласно формуле (2.40).

Усилия в упругих связях узлов для перекрестной и рамной систем соответственно представляются следующим образом по аналогии с формулой (2.39).

$$\begin{vmatrix} R_i^y \\ R_i^{\varphi_x} \\ R_i^{\varphi_z} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} C_i^y & & 0 \\ & C_i^{\varphi_x} & \\ 0 & & C_i^{\varphi_z} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} y_i \\ \varphi_i^x \\ \varphi_i^z \end{vmatrix};$$

$$\begin{vmatrix} R_i^x \\ R_i^{\varphi_y} \\ R_i^z \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} C_i^x & & 0 \\ & C_i^{\varphi_y} & \\ 0 & & C_i^z \end{vmatrix} \begin{vmatrix} x_i \\ \varphi_i^y \\ z_i \end{vmatrix}.$$

### 3.5. Создание алгоритма решения задачи

По программе предусмотрено членение системы по вертикальной координатной оси на  $(M\bar{z} - 1)$  стержней и по горизонтальной координатной оси на  $(M\bar{x} - 1)$  стержней, где  $M\bar{z}$  и  $M\bar{x}$  - количество узловых масс по тем же осям соответственно. Количество узловых масс при этом, в случае регулярных систем, составит  $M\bar{x}M\bar{z} = M\bar{x} \cdot M\bar{z}$ . Количество вертикальных стержней  $KV = (M\bar{z} - 1) \cdot M\bar{x}$ , горизонтальных -  $KG = (M\bar{x} - 1) \cdot M\bar{z}$ . Общее же количество стержней для регулярных систем составит:  $KSTS = (M\bar{z} - 1) \cdot M\bar{x} + (M\bar{x} - 1) \cdot M\bar{z}$ .

Предусмотрено также введение дополнительных идентификаторов, необходимых для последующих расчетов, а именно:

$$M\bar{x}M\bar{1} = M\bar{x} - 1; \quad M\bar{z}M\bar{1} = M\bar{z} - 1; \quad M\bar{x}M\bar{z}P\bar{1} = M\bar{x}M\bar{z} + 1; \quad M\bar{x}M\bar{z}M\bar{1} = M\bar{x}M\bar{z} - 1; \\ M\bar{x}M\bar{z}U\bar{2} = M\bar{x} \cdot M\bar{z} \cdot 2; \quad M\bar{x}M\bar{z}U\bar{3} = M\bar{x} \cdot M\bar{z} \cdot 3; \quad NSNS = M\bar{x}M\bar{z}U\bar{3} \cdot M\bar{x}M\bar{z}U\bar{3}; \quad \text{и т.д.}$$

Остальные идентификаторы, содержащие комбинации вышеуказанных переменных, определяются непосредственно перед их применением.

При количестве степеней свободы массы, приходящейся к узлу для перекрестной и рамной систем  $KSSGK$  и  $KSSGR$ , общие длины составляемых матриц жесткости получатся соответственно:

$$NSK = M\bar{x}M\bar{z} \cdot KSSGK; \quad NSR = M\bar{x}M\bar{z} \cdot KSSGR.$$

В случае, если примем  $KSSGK = KSSGR$ , то общее число элементов для матриц жесткости рассматриваемых систем получим равным:

$$NSNS = NSK \cdot NSK = NSR \cdot NSR.$$

В перекрестной стержневой системе рассматриваются следующие усилия (см. табл. 3.1): перерезывающие силы по направлению оси  $OY - \|\vec{Q}_i^y\|$ , изгибающие моменты в том же направлении (т.е. вокруг оси  $OX$ ) -  $\|\vec{M}_i^{\varphi_x}\|$  и крутящие моменты вокруг оси  $OZ - \|\vec{M}_i^{\varphi_z}\|$ .

В рамной стержневой системе рассматриваются следующие усилия: перерезывающие силы по направлению оси  $OX - \|\vec{Q}_i^x\|$ , изгибающие мо -

менты в том же направлении (т.е. вокруг оси  $OY$ ) -  $\|\vec{M}_i^{\varphi_y}\|$  и вертикальные усилия вдоль оси  $OZ$  -  $\|\vec{N}_i^u\|$ . Индекс изменяется в пределах  $i = 1 \div M \times M \times Z$

В поперечном направлении принимается обозначение перемещений -  $W$ , в продольном -  $V$ , в вертикальном -  $U$ .

Значения поперечных, вращательных в поперечном направлении и крутильных деформаций для перекрестной системы приняты следующими:  $W_i$ ,  $FIX_i$ ,  $FIZ_i$ , а для рамной системы значения поперечных, вращательных в продольном направлении и вертикальных деформаций следующими:  $V_i$ ,  $FUY_i$ ,  $U_i$ .

В матрицах жесткости для одного элемента вышеуказанные усилия и деформации располагаются по следующим нижеуказанным интервалам в пределах общих длин матриц  $NSK$  и  $NSR$ .

Таблица 3.1

Рассматриваемая система	Расположение по общей матрице жесткости		Границы изменения	
	по столбцу	по строке	от	до
перекрестная	$\begin{bmatrix} \vec{Q}_i^W \\ \vec{M}_i^{\varphi_x} \\ \vec{M}_i^{\varphi_z} \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} \vec{W}_i \\ F_{IX_i} \\ F_{IZ_i} \end{bmatrix}$	I M X M Z P 1 M X M Z U 2 + 1	M X M Z M X M Z U 2 M X M Z U 3
рамная	$\begin{bmatrix} \vec{Q}_i^V \\ \vec{M}_i^{\varphi_y} \\ \vec{N}_i^U \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} \vec{V}_i \\ F_{IY_i} \\ \vec{U}_i \end{bmatrix}$	I M X M Z P 1 M X M Z U 2 + 1	M X M Z M X M Z U 2 M X M Z U 3

В табл. 3.1 значения  $i$  принимаются для двух концов одного элемента.



$$\|\vec{S}K_i\| = \begin{bmatrix} \vec{Q}_i^w \\ \vec{M}_i^{\varphi_x} \\ \vec{M}_i^{\varphi_z} \end{bmatrix} ; \quad \|\vec{S}R_i\| = \begin{bmatrix} \vec{Q}_i^v \\ \vec{M}_i^{\varphi_y} \\ \vec{N}_i^u \end{bmatrix}$$

$\|\vec{S}K_i\|$  и  $\|\vec{S}R_i\|$  - векторы, характеризующие внутренние усилия, возникающие на концах элемента перекрестной и рамной систем (  $i$  принимает поочередно значения индексов двух концов стержня)

$$\|\vec{Z}K_i\| = \begin{bmatrix} \vec{W}_i \\ \vec{F}IX_i \\ \vec{F}IZ_i \end{bmatrix} ; \quad \|\vec{Z}R_i\| = \begin{bmatrix} \vec{V}_i \\ \vec{F}IY_i \\ \vec{U}_i \end{bmatrix}$$

$\|\vec{Z}K_i\|$  и  $\|\vec{Z}R_i\|$  - векторы обобщенных деформаций для одного элемента перекрестной и рамной систем (  $i = f, n$  ).

Зависимости между векторами внутренних усилий и обобщенных деформаций для одного элемента перекрестной и рамной систем соответственно выражаются следующими матричными соотношениями:

$$\|\vec{S}K_{\vartheta}\| = [GK_{\vartheta}] \|\vec{Z}K_{\vartheta}\| ; \quad (3.34)$$

$$\|\vec{S}R_{\vartheta}\| = [GR_{\vartheta}] \|\vec{Z}R_{\vartheta}\| . \quad (3.35)$$

где  $[GK_{\vartheta}]$ ,  $[GR_{\vartheta}]$  - матрицы жесткости для элемента перекрестной и рамной систем соответственно.

Общие матрицы жесткостей  $[GK]$  и  $[GR]$  для перекрестной и рамной систем формируются из матриц жесткостей отдельных элементов соответствующих систем и в окончательном виде представляются следующим образом:

Границы  
изменения

	$y_i (w_i)$	$\frac{MXMZ}{MXMZP1}$	$\varphi_i^x$	$\frac{MXMZU2}{MXMZU2+1}$	$\varphi_i^z$	$\frac{MXMZU3}{MXMZU3}$
[GK] =	[KK <sub>11</sub> ]		[KK <sub>12</sub> ]		[KK <sub>13</sub> ]	
	[KK <sub>21</sub> ]		[KK <sub>22</sub> ]			
	[KK <sub>31</sub> ]				[KK <sub>33</sub> ]	

Границы  
изменения

	$x_i (v_i)$	$\frac{MXMZ}{MXMZP1}$	$\varphi_i^y$	$\frac{MXMZU2}{MXMZU2+1}$	$z_i (u_i)$	$\frac{MXMZU3}{MXMZU3}$
[GR] =	[KR <sub>11</sub> ]		[KR <sub>12</sub> ]			
	[KR <sub>21</sub> ]		[KR <sub>22</sub> ]		[KR <sub>23</sub> ]	
			[KR <sub>32</sub> ]		[KR <sub>33</sub> ]	

где [KK<sub>ij</sub>], [KR<sub>ij</sub>] - соответственно следующие нижеперечисленные блочные подматрицы в матрицах [GK] и [GR], для фрагмента систем, представленных на рис. 3.4 и 3.5.

В развернутом виде блочные подматрицы [KK<sub>ij</sub>], [KR<sub>ij</sub>] для фрагмента систем (рис. 3.4) в матрицах жесткостей [GK] и [GR] представлены на рис. 3.9.

Для произвольного же количества масс всей системы структуры общих матриц жесткостей [GK] и [GR] представлены на рис. 3.10.

Следует отметить, что в случае увеличения числа масс систем ранг подматриц [KK<sub>ij</sub>] и [KR<sub>ij</sub>] и соответственно общих матриц [GK] и [GR] увеличивается.

Границы изменения

Границы изменения	$Y_i(W_i)$			$\varphi_i^x$	$\varphi_i^z$				
	МКМЗ	МКМЗ	МКМЗ		МКМЗ	МКМЗ	МКМЗ		
[GK] =	$K_{11}$	$K_{12}$		$K_{14}$		$K_{17}$	$K_{18}$		
	$K_{21}$	$K_{22}$	$K_{23}$		$K_{25}$		$K_{27}$	$K_{28}$	$K_{29}$
		$K_{32}$	$K_{33}$			$K_{36}$		$K_{38}$	$K_{39}$
	$K_{41}$			$K_{44}$	$K_{45}$				
		$K_{52}$		$K_{54}$	$K_{55}$	$K_{56}$			
			$K_{63}$		$K_{65}$	$K_{66}$			
	$K_{71}$	$K_{72}$					$K_{77}$	$K_{78}$	
	$K_{81}$	$K_{82}$	$K_{83}$				$K_{87}$	$K_{88}$	$K_{89}$
		$K_{92}$	$K_{93}$					$K_{98}$	$K_{99}$

Границы изменения

Границы изменения	$X_i(V_i)$			$\varphi_i^y$	$Z_i(U_i)$				
	МКМЗ	МКМЗ	МКМЗ		МКМЗ	МКМЗ	МКМЗ		
[GR] =	$R_{11}$	$R_{12}$		$R_{14}$					
	$R_{21}$	$R_{22}$	$R_{23}$		$R_{25}$				
		$R_{32}$	$R_{33}$			$R_{36}$			
	$R_{41}$			$R_{44}$	$R_{45}$		$R_{47}$	$R_{48}$	
		$R_{52}$		$R_{54}$	$R_{55}$	$R_{56}$	$R_{57}$	$R_{58}$	$R_{59}$
			$R_{63}$		$R_{65}$	$R_{66}$		$R_{68}$	$R_{69}$
				$R_{74}$	$R_{75}$		$R_{77}$	$R_{78}$	
				$R_{84}$	$R_{85}$	$R_{86}$	$R_{87}$	$R_{88}$	$R_{89}$
					$R_{95}$	$R_{96}$		$R_{98}$	$R_{99}$

Рис. 3.9. Структурное расположение подматриц в матрицах жесткостей [GK] и [GR] для перекрестной и рамной систем соответственно

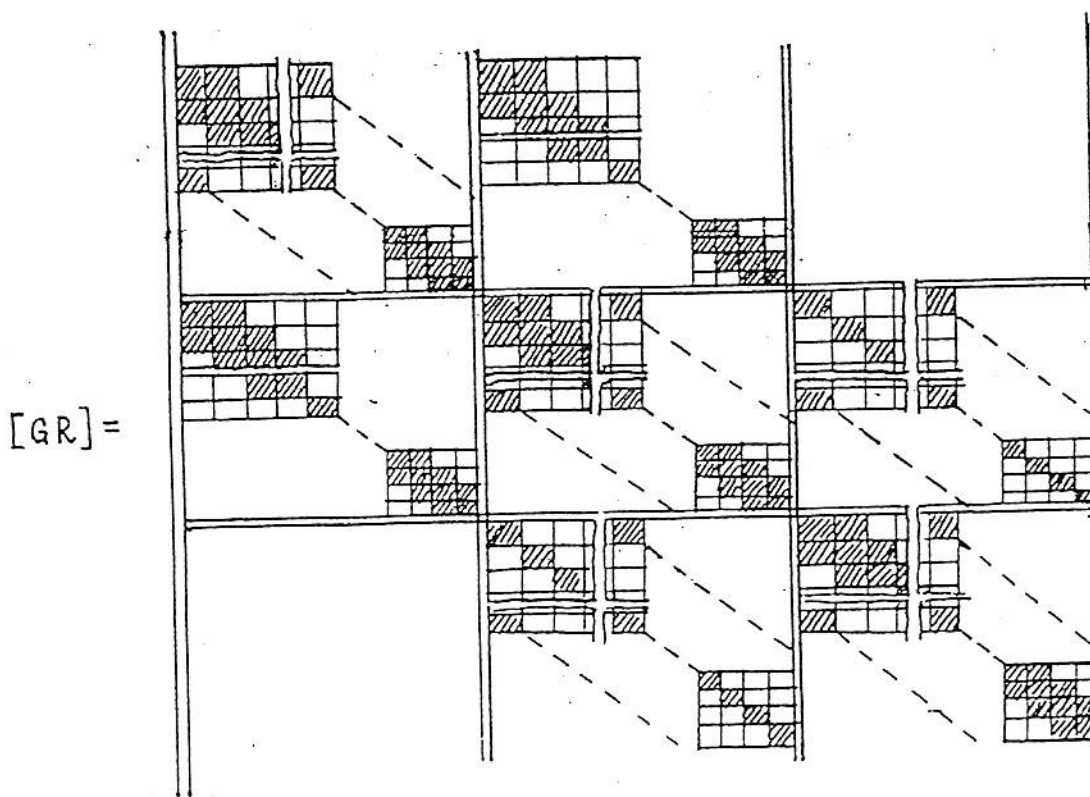
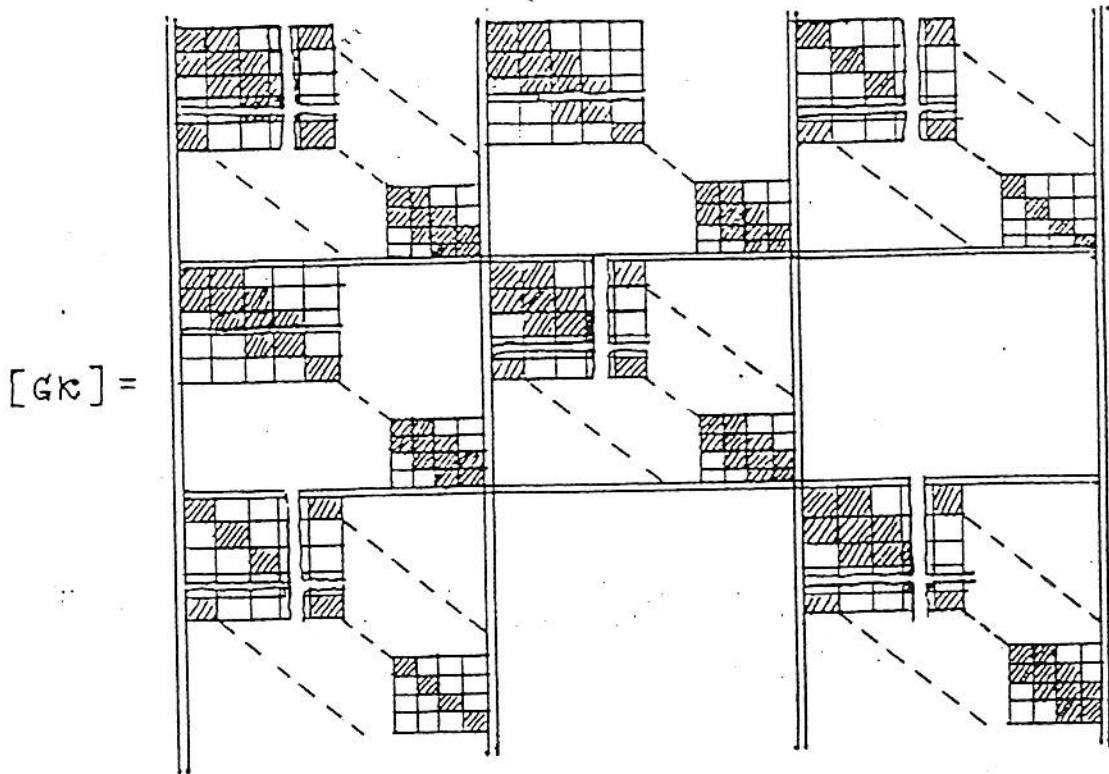


Рис. 3.10. Структуры общих матриц жесткостей для перекрестной и рамной систем с произвольным количеством сосредоточенных масс

Ниже приводятся некоторые отдельные матрицы блочных подматриц  $[K_{ij}]$  и  $[KR_{ij}]$  для фрагмента системы (рис. 3.4).

$$[K_{11}] = \begin{vmatrix} (B_{am}^y + B_{ae}^y + C_a^y) & -B_{am}^y \\ -B_{am}^y & (B_{am}^y + B_{mb}^y + B_{mn}^y + C_m^y) & -B_{mb}^y \\ & -B_{mb}^y & (B_{mb}^y + B_{bf}^y + C_b^y) \end{vmatrix} ;$$

$$[K_{12}] = \begin{vmatrix} -B_{ae}^y & 0 \\ & -B_{mn}^y \\ 0 & & -B_{bf}^y \end{vmatrix} ;$$

$$[K_{14}] = \begin{vmatrix} A_{am}^y & A_{ma}^y \\ -A_{am}^y & -(A_{ma}^y - A_{mb}^y) & A_{bm}^y \\ & -A_{mb}^y & -A_{bm}^y \end{vmatrix} ;$$

$$[K_{12}] = \begin{vmatrix} A_{ae}^y & 0 \\ & A_{mn}^y \\ 0 & & A_{bf}^y \end{vmatrix} ;$$

$$[K_{22}] = \begin{vmatrix} (B_{en}^y + B_{ea}^y + B_{ec}^y + C_e^y) & -B_{en}^y & \\ -B_{en}^y & (B_{en}^y + B_{nf}^y + B_{mn}^y + B_{nk}^y + C_n^y) & -B_{nf}^y \\ & -B_{nf}^y & (B_{nf}^y + B_{ef}^y + B_{fd}^y + C_f^y) \end{vmatrix};$$

$$[K_{28}] = \begin{vmatrix} -(A_{ea}^y - A_{ec}^y) & & 0 \\ & -(A_{nm}^y - A_{nk}^y) & \\ 0 & & -(A_{fb}^y - A_{fd}^y) \end{vmatrix};$$

$$[K_{52}] = \begin{vmatrix} A_{en}^y & -A_{en}^y & \\ A_{ne}^y & -(A_{ne}^y - A_{nf}^y) & -A_{nf}^y \\ & A_{fn}^y & -A_{fn}^y \end{vmatrix};$$

$$[K_{55}] = \begin{vmatrix} (d_{en}^y + \theta_{ae}^x + \theta_{ec}^x + C_e^{\psi_x}) & \beta_{en}^y & \\ \beta_{en}^y & (d_{ne}^y + d_{nf}^y + \theta_{mn}^x + \theta_{nk}^x + C_n^{\psi_x}) & \beta_{nf}^y \\ & \beta_{nf}^y & (d_{fn}^y + \theta_{bf}^x + \theta_{fd}^x + C_f^{\psi_x}) \end{vmatrix};$$

$$[K_{88}] = \begin{vmatrix} (\theta_{en}^z + d_{ea}^y + d_{ec}^y + C_e^{\psi_x}) & -\theta_{en}^z & \\ -\theta_{en}^z & (\theta_{en}^z + \theta_{nf}^z + d_{nm}^y + d_{nk}^y + C_n^{\psi_z}) & -\theta_{nf}^z \\ & -\theta_{nf}^z & (\theta_{nf}^z + d_{fb}^y + d_{fd}^y + C_f^{\psi_z}) \end{vmatrix};$$

$$[K_{98}] = \begin{vmatrix} \beta_{ec}^y & & 0 \\ & \beta_{nc}^y & \\ 0 & & \beta_{fd}^y \end{vmatrix} ;$$

$$[K_{99}] = \begin{vmatrix} (\theta_{ck}^z + \alpha_{ce}^y + C_c^{\varphi_z}) & -\theta_{ck}^z & \\ -\theta_{ck}^z & (\theta_{ck}^z + \theta_{kd}^z + \alpha_{kn}^y + C_k^{\varphi_z}) & -\theta_{kd}^z \\ & -\theta_{kd}^z & (\theta_{kd}^z + \alpha_{df}^y + C_d^{\varphi_z}) \end{vmatrix} ;$$

$$[R_{22}] = \begin{vmatrix} (B_{en}^x + \gamma_{ae}^x + \gamma_{ec}^x + C_e^x) & -B_{en}^x & \\ -B_{en}^x & (B_{en}^x + B_{nf}^x + \gamma_{mn}^x + \gamma_{nc}^x + C_n^x) & -B_{nf}^x \\ & -B_{nf}^x & (B_{nf}^x + \gamma_{ef}^x + \gamma_{fd}^x + C_f^x) \end{vmatrix} ;$$

$$[R_{23}] = \begin{vmatrix} -\gamma_{ec}^x & & 0 \\ & -\gamma_{nc}^x & \\ 0 & & -\gamma_{fd}^x \end{vmatrix} ;$$

$$[R_{25}] = \begin{vmatrix} A_{en}^x & A_{ne}^x & \\ -A_{en}^x - (A_{ne}^x - A_{nf}^x) & A_{fn}^x & \\ & -A_{nf}^x & -A_{fn}^x \end{vmatrix} ;$$

$$[R_{55}] = \begin{vmatrix} (\alpha_{en}^x + \alpha_{ea}^z + \alpha_{ec}^z + C_e^{\varphi_y}) & \beta_{en} \\ \beta_{en} & (\alpha_{ne}^x + \alpha_{nf}^x + \alpha_{nm}^z + \alpha_{nk}^z + C_n^{\varphi_y}) & \beta_{nf} \\ & \beta_{nf} & (\alpha_{fn}^x + \alpha_{fb}^z + \alpha_{fd}^z + C_f^{\varphi_y}) \end{vmatrix};$$

$$[R_{58}] = \begin{vmatrix} -(\mathcal{A}_{ea}^z - \mathcal{A}_{ec}^z) & 0 \\ & -(\mathcal{A}_{nm}^z - \mathcal{A}_{nk}^z) \\ 0 & & -(\mathcal{A}_{fb}^z - \mathcal{A}_{fd}^z) \end{vmatrix};$$

$$[R_{59}] = \begin{vmatrix} -\mathcal{A}_{ce}^z & 0 \\ & -\mathcal{A}_{kn}^z \\ 0 & & -\mathcal{A}_{df}^z \end{vmatrix};$$

$$[R_{88}] = \begin{vmatrix} (\gamma_{en}^z + B_{ae}^z + B_{ec}^z + C_e^z) & -\gamma_{en}^z \\ -\gamma_{en}^z & (\gamma_{en}^z + \gamma_{nf}^z + B_{nm}^z + B_{nk}^z + C_n^z) & -\gamma_{nf}^z \\ & -\gamma_{nf}^z & (\gamma_{nf}^z + B_{fb}^z + B_{fd}^z + C_f^z) \end{vmatrix};$$

$$[R_{89}] = \begin{vmatrix} -B_{ec}^z & 0 \\ & -B_{nk}^z \\ 0 & & -B_{fd}^z \end{vmatrix}, \text{ и т.д.}$$

Для рассматриваемых систем составляются общие матрицы обобщенных масс, в которые входят и значения масс с учетом инерционности. По составленным матрицам жесткости и матрицам обобщенных



масс для рассматриваемых систем на основании уравнения (2.23) и с использованием стандартной подпрограммы из пакета научных подпрограмм ЭВМ типа ОС ЕС определяются динамические характеристики систем (частота и формы собственных колебаний). Частоты собственных колебаний и соответствующие им формы вы печатаются в порядке их убывания.

С учетом полученных динамических характеристик систем по вышеуказанной методике и процедурам формируются и определяются остальные интересующие значения неизвестных величин, характеризующих состояние рассматриваемой системы под действием того или иного сейсмического воздействия.

### 3.6. Область применения и назначение программы

Разработанный программный модуль предназначен для проектирования перекрестных и рамных систем на статические и динамические (в виде сейсмических) воздействия. С его помощью можно также оптимизировать расчет отдельной балки или группы балок. При этом длины и поперечные сечения отдельных балок могут быть произвольными. Можно также использовать различные типы балок (табл. 2.1). Конструкции данных систем могут иметь произвольные граничные условия как для контурных, так и для внутренних узлов, что позволяет получать оптимальные решения как для балочных конструкций перекрытий и покрытий, так и для фундаментов под здания и сооружения.

По программе можно рассчитывать вышеуказанные системы в виде систем с подкрепленными ребрами жесткости, а также с имеющимися в них отверстиями и различными ослаблениями.

Разнозначность граничных условий, которое может иметь место при расчете указанных систем делает возможным использовать разра-

ботанный программный модуль и при расчете конструктивно нелинейных систем.

С помощью унификации отдельных балок и задания им произвольных жесткостей по разным направлениям координатных осей возможно получение решений для указанных систем, как для анизотропных, так и в случае различных жестких вкраплений в них.

Программный модуль служит реальной базой для использования при оптимизации расчетов по указанным системам.

Для уменьшения требуемых ресурсов ЭВМ и в соответствии с требованиями реального инженерного проектирования расчет производится с использованием рабочих массивов, принимающих на каждом конкретном шаге задания конкретные значения. Далее эти значения вы печатаются и на другом шаге рабочие массивы пополняются другими данными и т.д. до конца работы программы.

Программа состоит из нескольких основных блоков, решающих логически различные и завершенные задачи. Основные из них перечислены в предыдущем разделе. То есть блок-схема задачи (см. приложение I) остается прежней (как и при расчете системы в виде консольного стержня), с той лишь разницей, что так как расчет перекрестной и рамной систем ведется выборочно (так же с целью экономии памяти на ЭВМ) согласно признаку задачи, то перед каждым блоком проверяется условие признака и в соответствии с ним решается та или иная конкретная система задачи.

С помощью входной информации имеется возможность влиять на процесс проектирования и характер результата. Исходные данные после их распечатки с диагностическими сообщениями должны тщательно проверяться, чтобы они соответствовали решению поставленной конкретной задачи.

Результаты решения задачи печатаются в составе выводимой ин-

формации, которая задается в исходных данных.

Программа, составленная на языке Фортран-IV, имеет иерархическую модульную структуру и может быть сгенерирована на любой ЭВМ ЕС, начиная с ЕС 1035.

Передача промежуточной информации между блоками производится с помощью последовательных наборов данных.

При выборе расчетных сочетаний усилий использована методика, построенная на пространственной модели сейсмического воздействия.

По программе рассчитаны здания и сооружения протяженной в плане формы с массами, обладающими шестью степенями свободы, на действие поступательных горизонтальных и вертикальных, и крутильных, а также вращательных (в вертикальных плоскостях) сейсмических усилий, с учетом произвольных граничных условий.

Программа составлена по методике, принятой в /100/, и может служить ее дополнением. Она не исчерпывает себя и может быть улучшена, а также дополнена с целью еще большего расширения ее функциональных возможностей, включающих в себя как способ решения, так и круг решаемых задач. В программу можно включать и другие виды нагрузок, например, блок ветровой нагрузки и рассчитывать на них системы.

В случае ослабленных сечений или сечений с трещинами, когда наблюдается падение жесткостей в отдельных частях системы, в программу можно включать различные виды и типы стержней (по табл.2.1).

Основные расчетные формулы, по которым реализована программа, приняты на основании метода перемещений в развернутой форме.

#### 4. АНАЛИЗ РАБОТЫ НЕКОТОРЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ РАЗРАБОТАННЫХ ПРОГРАММ

В разделе приводится численное решение некоторых инженерных задач по предложенным алгоритмам и составленным программам. В частности, для иллюстрации необходимости и существенности учета инерционности масс при расчете на сейсмические воздействия сооружений с вынесенными массами на этажах, приведены расчеты в двух вариантах (с учетом и без учета инерционности масс) здания Минавтотдора ГССР.

Приведены результаты проверочного расчета шестнадцатиэтажного жилого здания с монолитным ядром жесткости, смонтированным методом подъема этажей на сейсмические воздействия. Указанное здание, как известно, было построено в г. Ленинакане и пострадало в результате происшедшего 7 декабря 1988г. землетрясения.

Приведены также варианты расчетов системы десятиэтажного каркасного здания с двусторонними оттяжками на разных уровнях на сейсмические воздействия.

Кроме того, приводится проверочный расчет десятиэтажного жилого здания с двумя монолитными ядрами жесткости, разрушенного во время землетрясения в г. Ленинакане.

В технико-экономических соображениях указывается о необходимости создания новых алгоритмов и программ, отвечающих вопросам поставленных задач.

#### 4.1. Расчет инженерного корпуса Министерства автомобильных дорог ГССР на сейсмические воздействия с учетом разработанной методики

В качестве примера для апробации разработанной методики и программы расчета сооружений башенного типа в виде консоли, с массами, обладающими шестью степенями свободы, на сейсмические воздействия, не случайно выбрано здание инженерного корпуса Министерства дорог ГССР, имеющее вылеты консольных частей (рис. 4.1).

Здание, архитектурно-планировочное решение которого было продиктовано своеобразными условиями участка строительства, состоит из трех башен высотой 18, 12 и 8 этажей, размещенных на разных террасах и связанных друг с другом двухэтажными консольными частями, расположенными на разных уровнях в двух взаимно-перпендикулярных направлениях.

В башнях, имеющих в плане размеры 12х12 м, размещены вертикальные коммуникации, сантехническое оборудование и часть рабочих помещений.

Вылеты консольных частей составляют 12,25 м; в них расположены горизонтальные коммуникации и основная часть рабочих помещений; на верхних этажах устроены эксплуатируемые террасы.

При расчете здания на сейсмические воздействия каждая башня рассматривается как самостоятельный тонкостенный консольный ствол с замкнутым контуром, по граням которого расположены взаимно перпендикулярные консоли. Рамы, составляющие контур ствола, представлены в виде стенок, ослабленных большими проемами, а консоли - распределенными по граням ствола и несущими равномерно распределенные массы.

Характерной особенностью работы рассматриваемых башен при

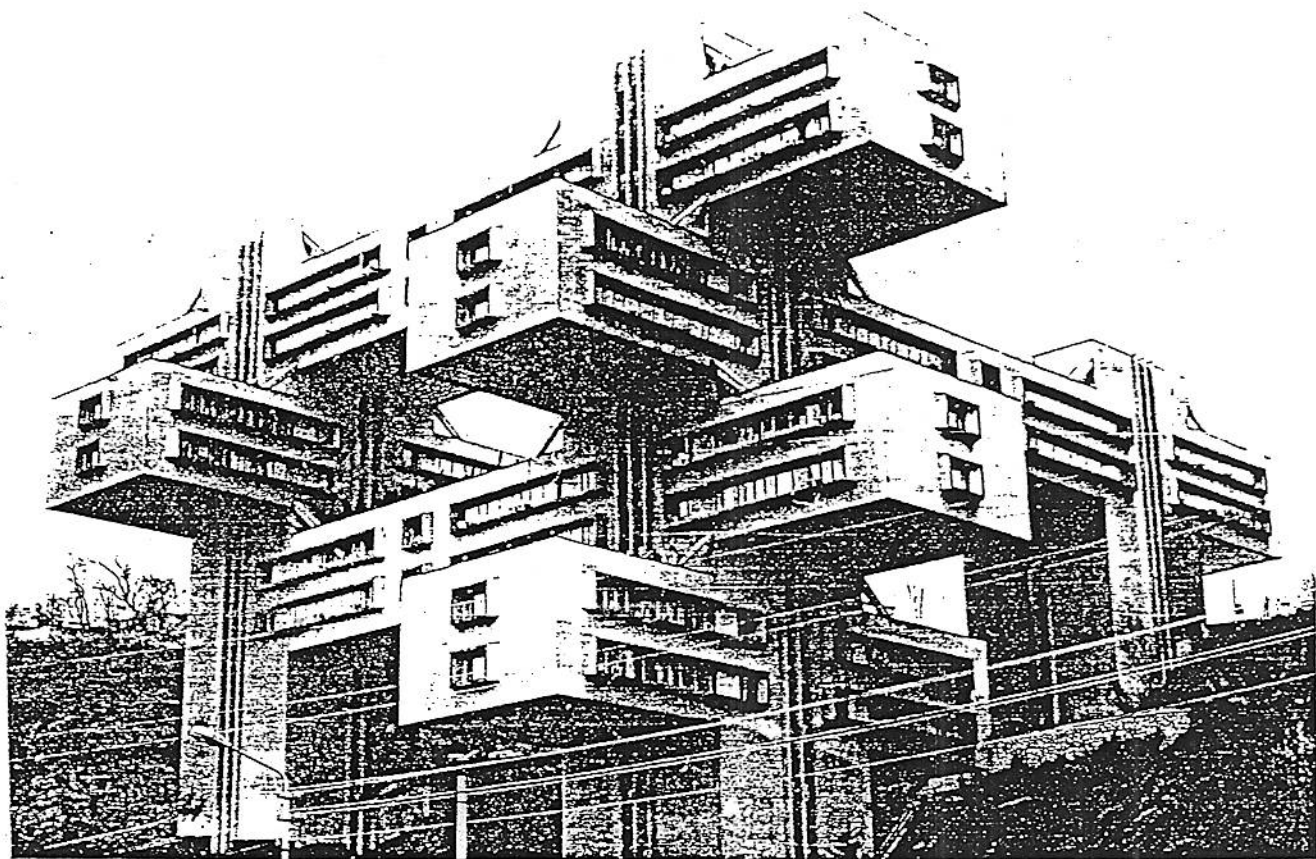


Рис. 4.1. Общий вид здания инженерного корпуса  
Министерства автомобильных дорог ГССР

сейсмических воздействиях является возникновение продольных, поперечных, вертикальных и вращательных (вокруг трех координатных осей) колебаний с добавочными инерционными силами, создаваемыми массами, вынесенными за контур ствола.

Расчеты велись для двух случаев расчетной динамической модели сооружения для башни I (18 этажей) с учетом и без учета инерционности масс в вертикальной и горизонтальной плоскостях, что позволило оценить влияние последних при расчете такого рода сооружений.

Применение разработанной методики к расчету инженерного корпуса Министерства автомобильных дорог ГССР может служить иллюстрацией тех возможностей, которые открываются перед ней при расчетах сооружений башенного типа на сейсмические воздействия.

Рассчитывалась башня высотой 18 этажей, выполненная в железобетонном каркасе.

Некоторые исходные характеристики здания были использованы на основании паспорта инженерно-сейсмометрической станции ТбилЗНИИЭП и при расчете принимались следующими:

- размеры башни в плане - 12x12 м;
- длина вылета консольных частей - 12,25 м;
- высота башни - 62,1 м (при высоте этажа 3,45 м).

Сечение колонн:

- внутренних - 0,5x0,5 м;
- наружных - 1,0x0,5 м и 1,5x0,5 м.

Сечение ригелей 0,75x0,5 м и 0,8x0,5 м.

Марка бетона ж/б колонн М-300, ригелей и плит перекрытий - М-200.

Перегородки выполнены в виде каменной кладки.

Сейсмичность стройплощадки - 7 баллов.

Грунты непросадочные.

Модуль упругости бетона принят  $E = 3,1 \cdot 10^7$  кН/м<sup>2</sup>.

Схема плана и разреза зданий представлены на рис. 4.2.

Для составления расчетной динамической модели (РДМ) в виде консоли с массами, обладающими шестью степенями свободы, массы приняты и рассматриваются для 19 узлов (с учетом узла защемления) (рис. 4.3).

Фрагмент крайней рамы башни здания, по которой определялись исходные жесткостные характеристики ствола, представлен на рис. 4.4.

Площадь сечения и момент инерции для одной угловой колонны определяем следующим образом /99/:

$$F = \alpha H + \beta c = 1,25 \text{ м}^2$$

$$I_x = \frac{1}{3} (\beta y_h^3 - \beta h^3 + \alpha y_b^3) = 0,2260418 \text{ м}^4$$

Площадь сечения и моменты инерции для промежуточных наружных колонн:

$$F_{\text{кол.}} = 0,5 \text{ м}^2$$

$$I_{\text{кол.}} = 0,041 \text{ м}^4$$

Площадь сечения и моменты инерции для ригелей

$$F_{\text{риг.}} = 0,4 \text{ м}^2$$

$$I_{\text{риг.}} = 0,021 \text{ м}^4$$

Приведенные жесткости: сдвиговые  $[GF]$ , изгибные  $[EI]$ , крутильные  $[GF]_{\text{кр.}}$  и осевые  $[EF]_{\text{ос.}}$  определяются на основании формул, представленных в /97/ (рис. 4.5)

$$[GF] = \frac{1}{h} [(\sum \beta_{\text{кол.}})^{-1} + (\sum \beta_{\text{риг.}})^{-1}]^{-1};$$

$$[EI] = \sum EF_i \alpha_i^2;$$



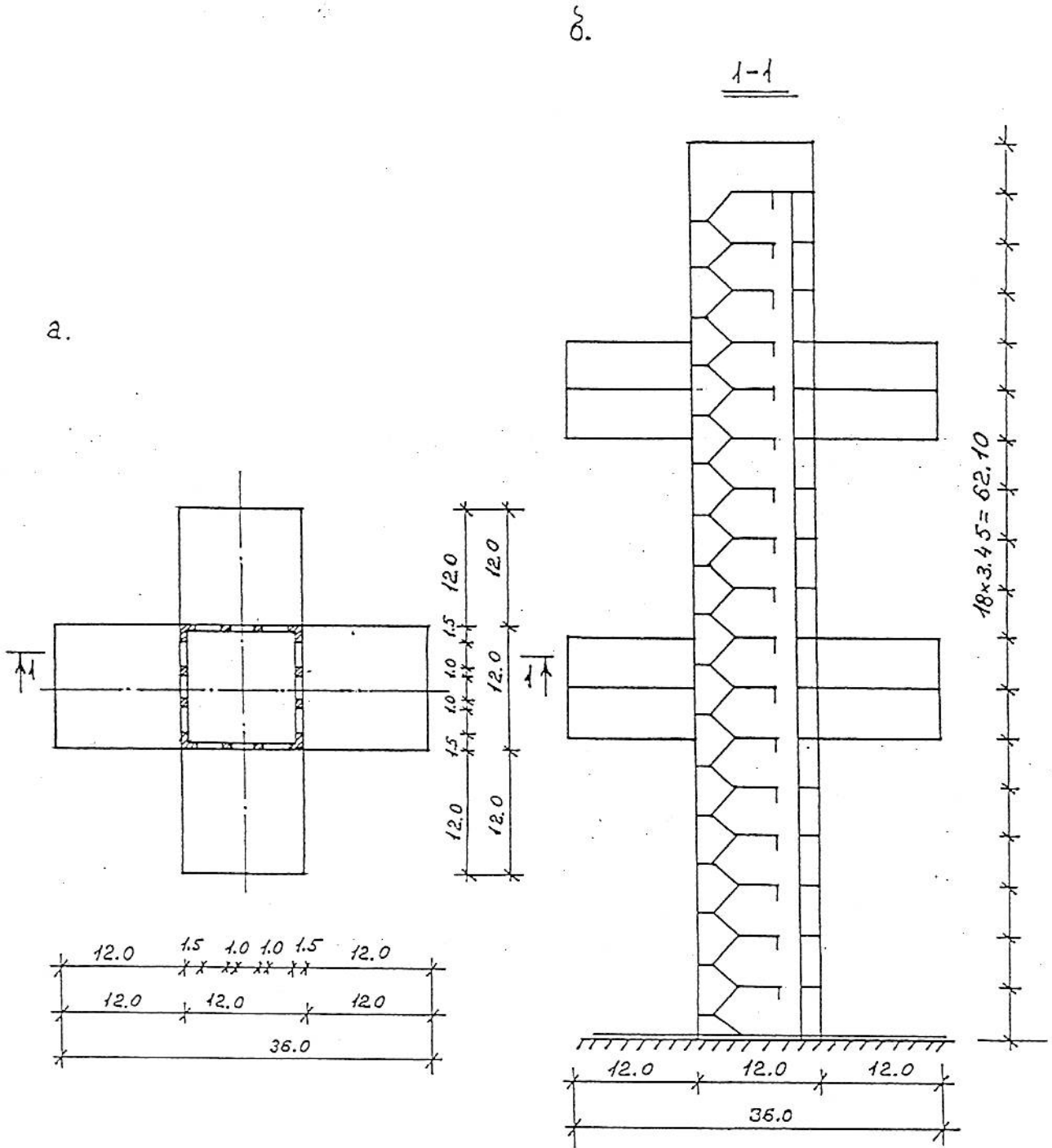


Рис. 4.2. Конструктивная схема здания: а) план;  
б) разрез по оси I-I

По оси OX

По оси OY

Вокруг оси OZ

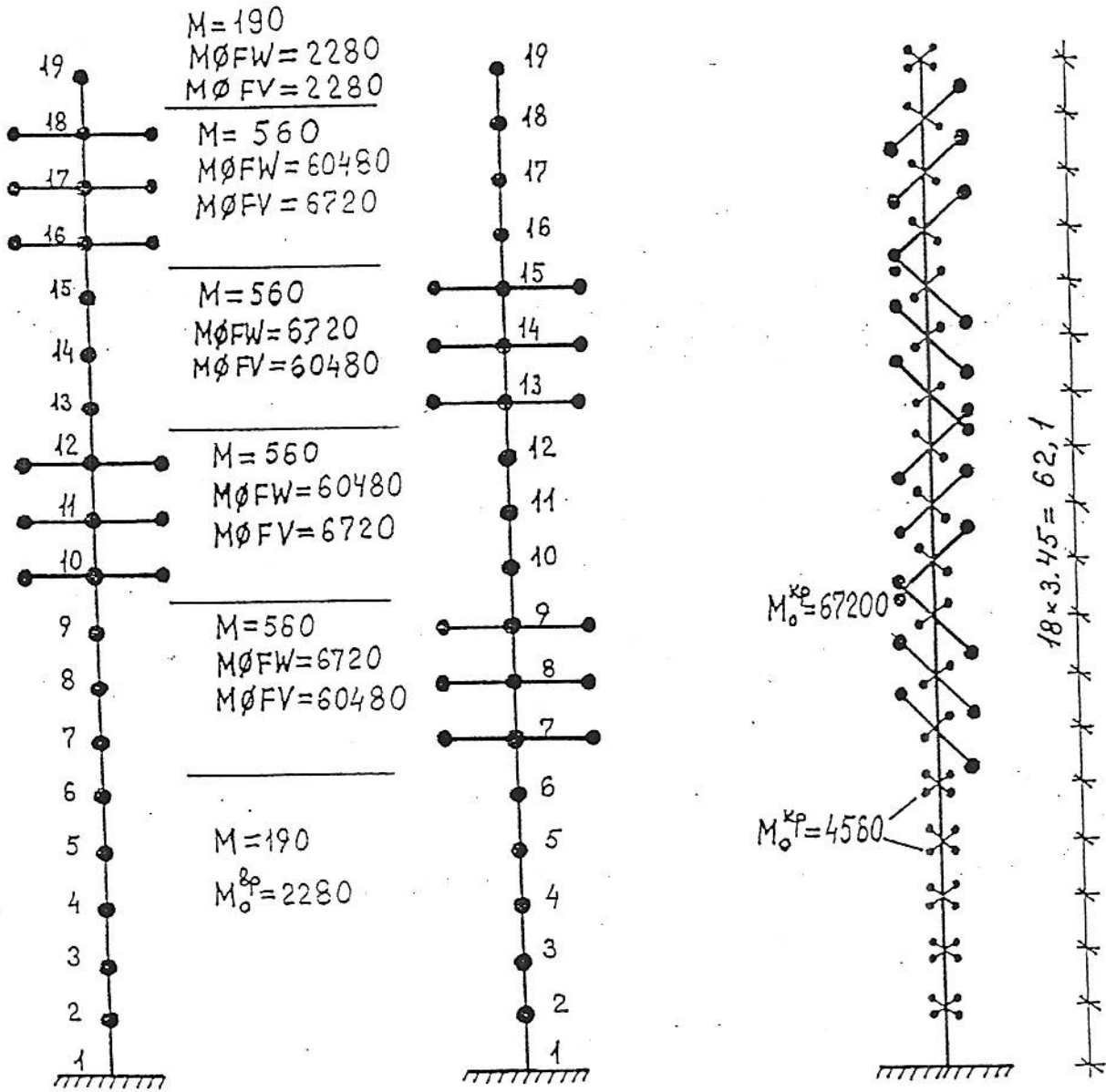


Рис. 4.3. Схемы расчетных динамических моделей здания

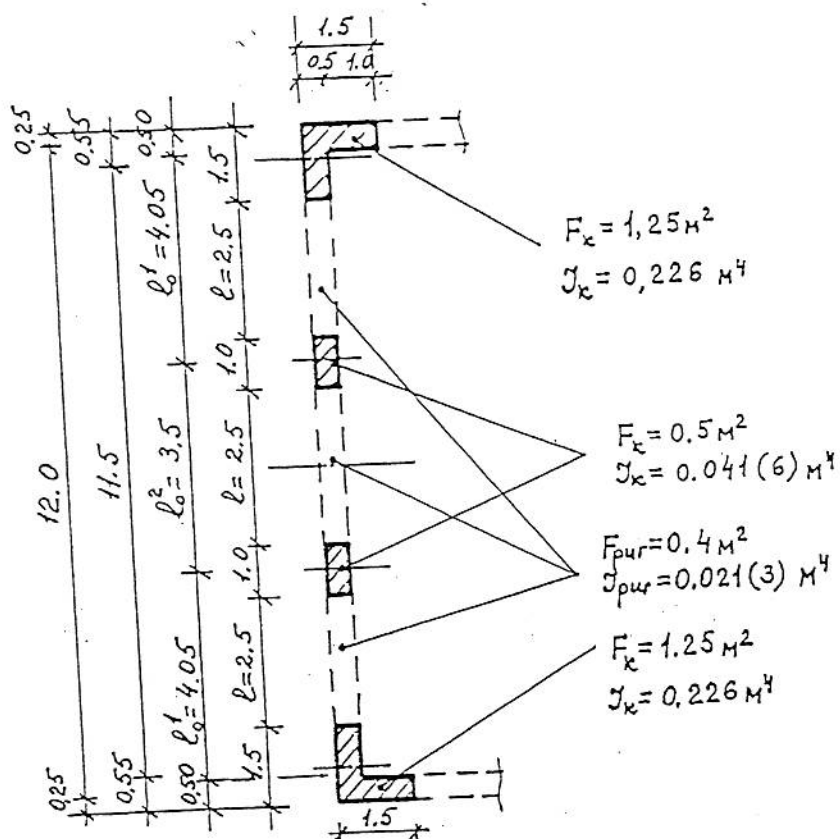


Рис. 4.4. Фрагмент контурной рамы башни

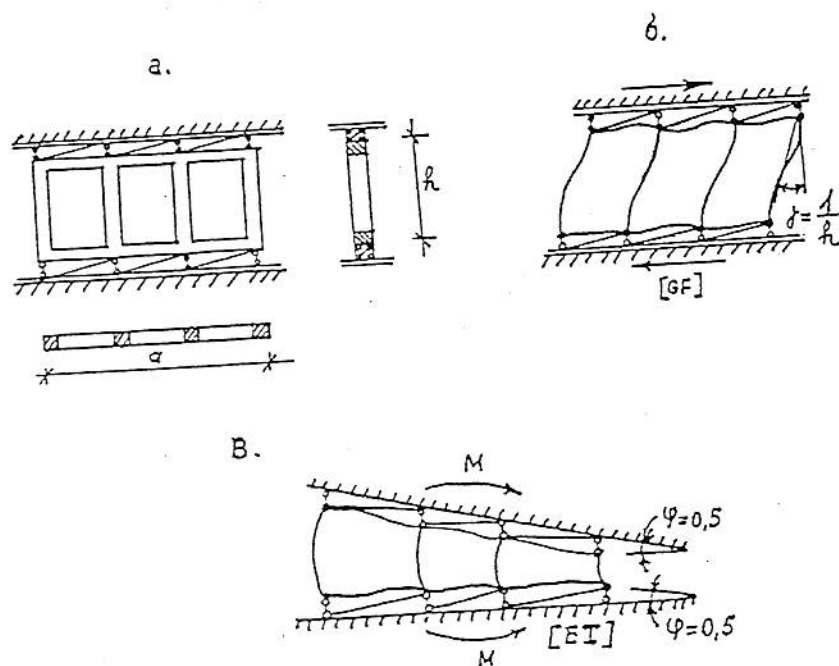


Рис. 4.5. Определение приведенных жесткостей: а) ярусный элемент; б) сдвиговая жесткость; в) изгибная жесткость

$$[GF]_{кр.} = \sum [GF]_{рам.} \alpha_i^2 ; \quad [EF]_{яр.} = \sum EF_i ,$$

где  $h$  - высота этажа, м;

$\beta$  - коэффициент, принимаемый равным  $\frac{12EI}{\ell}$  ( $\ell$  - для ригелей - длина, для колонн - высота);

$\alpha_i$  - расстояние от центра тяжести сечений отдельных конструктивных элементов до центра тяжести всей башни в целом.

Согласно формулам /97/ имеем:

$$\begin{aligned} \beta_{угл.квл.} &= \frac{12EI}{h} = 2358,697 \cdot 10^4 \text{ кН}\cdot\text{м} \\ \beta_{квл.} &= 434,782 \cdot 10^4 \text{ кН}\cdot\text{м} \\ \beta_1^{риз.} &= \frac{12EI}{\ell} \left( \frac{\ell_0}{\ell} \right)^2 = 786,417 \cdot 10^4 \text{ кН}\cdot\text{м} \\ \beta_2^{риз.} &= 602,113 \cdot 10^4 \text{ кН}\cdot\text{м} \end{aligned}$$

Приведенную сдвиговую жесткость для одной рамы получим следующей:

$$[GF]_{рам.} = \frac{10^4}{3,45} \left[ (2 \cdot 2358,697 + 2 \cdot 434,782)^{-1} + (2 \cdot 786,417 + 602,113)^{-1} \right]^{-1} = 453,9 \cdot 10^4 \text{ кН}$$

Для двух торцевых рам башни получим  $[GF] = 907,8 \cdot 10^4 \text{ кН}$ .

Приведенная сдвиговая жесткость заполнения рам определяется следующим образом:

$$[GF]^{зап.} = G_{квл.} F_{квл.} ,$$

где  $G_{квл.} = 0,4 E_{квл.}$  - сдвиговая жесткость кладки;

$E_{квл.} = \alpha R_u$  - модуль упругости кладки;

$R_u = 900 \text{ кН/м}^2$  - расчетное сопротивление к изгибу кладки марки М10;

$\alpha = 1000$  при марке раствора М10,

следовательно имеем:

$$E_{кл.} = 90 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^2$$

$$G_{кл.} = 36 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^2$$

Поэтому  $[GF]^{3ал.} = 2 \cdot 2,5 \cdot 0,5 \cdot 36 \cdot 10^4 = 90 \cdot 10^4 \text{ кН}$

Для двух торцевых рам:  $[GF]^{3ал.} = 180 \cdot 10^4 \text{ кН}$

Полная приведенная сдвиговая жесткость башни с учетом заполнения принимается равной

$$[GF] = 907,8 \cdot 10^4 + 180 \cdot 10^4 = 1087,8 \cdot 10^4 \text{ кН}$$

Приведенная изгибная жесткость одной торцевой рамы:

$$[EI]_{рам.} = 2 \cdot 3 \cdot 10^7 [(1,25 \cdot 5,5^2) + 0,5(2,25)^2] = 242,1 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Полная приведенная изгибная жесткость башни

$$[EI] = 2 \cdot 242,1 \cdot 10^7 = 484,125 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Приведенная крутильная жесткость башни (в кручении участвуют четыре торцевые рамы):

$$[GF]_{кр.} = 2 \cdot 1087,8 \cdot 10^4 \cdot 6^2 = 78,3 \cdot 10^7 \text{ кН}$$

Приведенная осевая жесткость башни

$$[EF] = (4 \cdot 1,25 + 8 \cdot 0,5) 3 \cdot 10^6 = 27,0 \cdot 10^7 \text{ кН}$$

Определение масс для узлов системы определялось с учетом веса этажа на  $1 \text{ м}^2$  равным 13 кН.

Вес и масса этажа с учетом примыкания к нему 2 крыльев:

$$\Sigma F_{обстр.} = 12 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 1,3 = 5620 \text{ кН} \quad M_{эт} = 560 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{м}$$

Вес и масса этажа, где отсутствуют крылья

$$\Sigma F_{обстр.} = 12 \cdot 12 \cdot 1,3 = 1880 \text{ кН} \quad M_{эт} = 190 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{м}$$

Учет инерционности масс при вращении в вертикальной плоскости на этаже, где нет крыльев:  $(M_{\sigma}^{8p})_1 = 2280 \text{ кН} \cdot \text{с}^2/\text{м}$ ; на этаже, где примыкают два крыла:

- по ширине  $(M_o^{вр.})_2 = 6720 \text{ кН} \cdot \text{с}^2 / \text{м}$

- по длине  $(M_o^{вр.})_2 = 60480 \text{ кН} \cdot \text{с}^2 / \text{м}$

Учет инерционности масс при закручивании их в горизонтальной плоскости на этаже, где нет крыльев:  $M_o^{кр.} = 4560 \text{ кН} \cdot \text{с}^2 / \text{м}$ ; на этаже, где примыкают два крыла:  $M_o^{кр.} = 67200 \text{ кН} \cdot \text{с}^2 / \text{м}$ .

Исходные значения масс, принятые по программе, для обоих случаев расшифрованы в приложении I.

Ниже, на рис. 4.6 и 4.7, приведены результаты расчетов здания в двух вариантах: с учетом и без учета инерционности масс соответственно.

Полученные результаты расчетов вышеуказанного здания сравнивались с результатами натуральных испытаний этого же здания /6/ и дали хорошее совпадение в пределах 10-15%, тогда как более детальное уточнение исходных данных, исходя из реальной работы отдельных элементов и всего здания, в целом позволили бы получить более точную картину. Получение таких результатов с теоретической точки зрения, с использованием программы, не представляется сложным.

Проведенные расчеты здания с учетом инерционности масс показывают, что первая (основная) форма колебаний здания - крутильная, которая возникает при горизонтальных крутильных сейсмических воздействиях, далее следуют первые формы поступательных колебаний в двух противоположных направлениях, вертикальная форма и т.д. до высших форм колебаний.

Как видно из результатов расчета, для первой формы горизонтальных поступательных колебаний период собственных колебаний, в случае учета инерционности масс (I вариант), превышает это же значение, полученное при расчете указанного здания без учета инер -

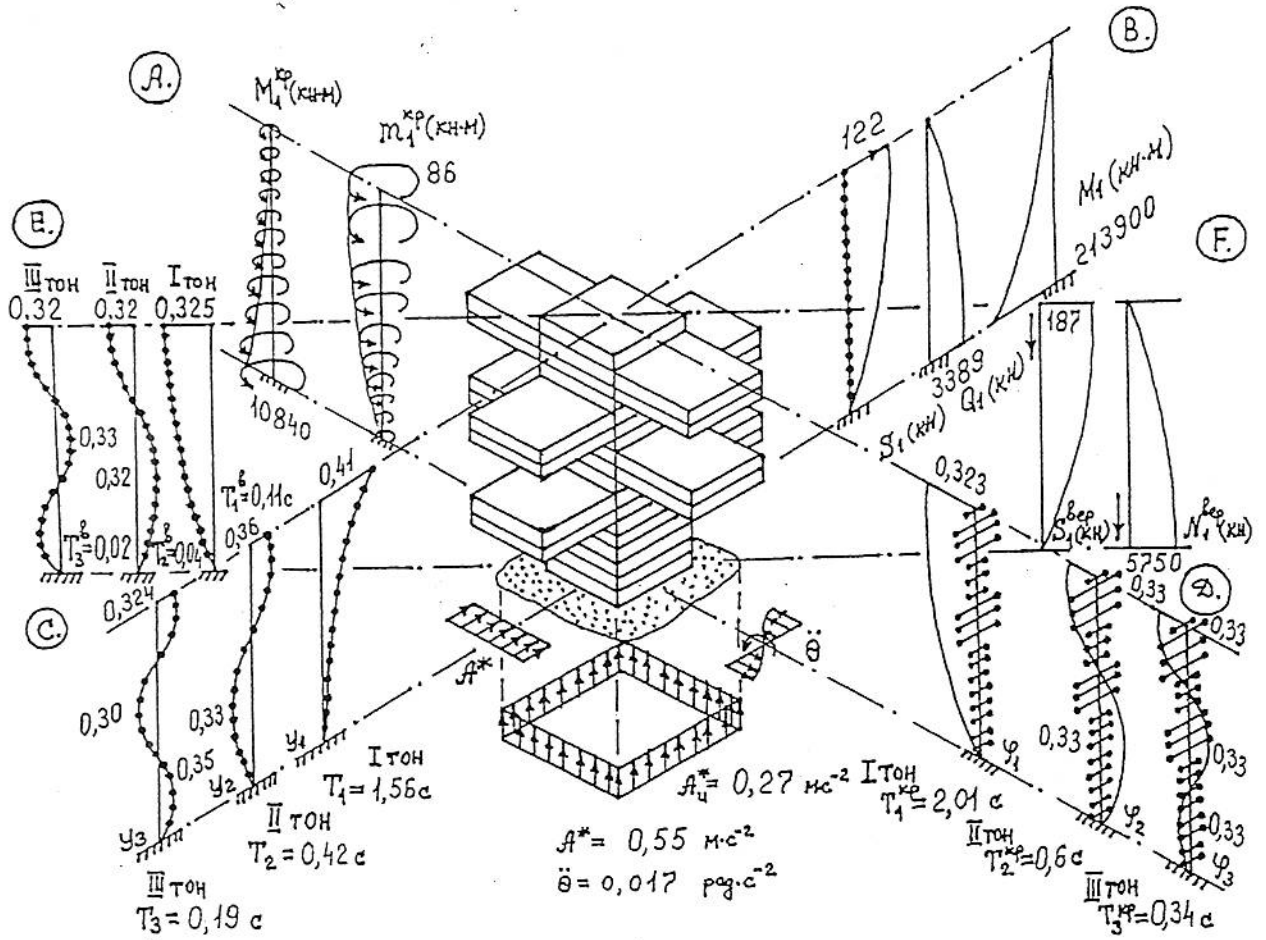


Рис. 4.6. Расчет здания Минавтодорог ГССР с учетом инерционности масс на сейсмические воздействия.

- А — эпюры сейсмических крутящих моментов от крутильных сейсмических воздействий;
- В — эпюры сейсмических нагрузок, поперечных сил и изгибающих моментов от поступательных сейсмических воздействий;
- С — формы собственных поступательных колебаний здания;
- Д — формы собственных крутильных колебаний здания;
- Е — формы собственных вертикальных колебаний здания;
- эпюры сейсмических нагрузок и продольных усилий от вертикальных сейсмических воздействий.

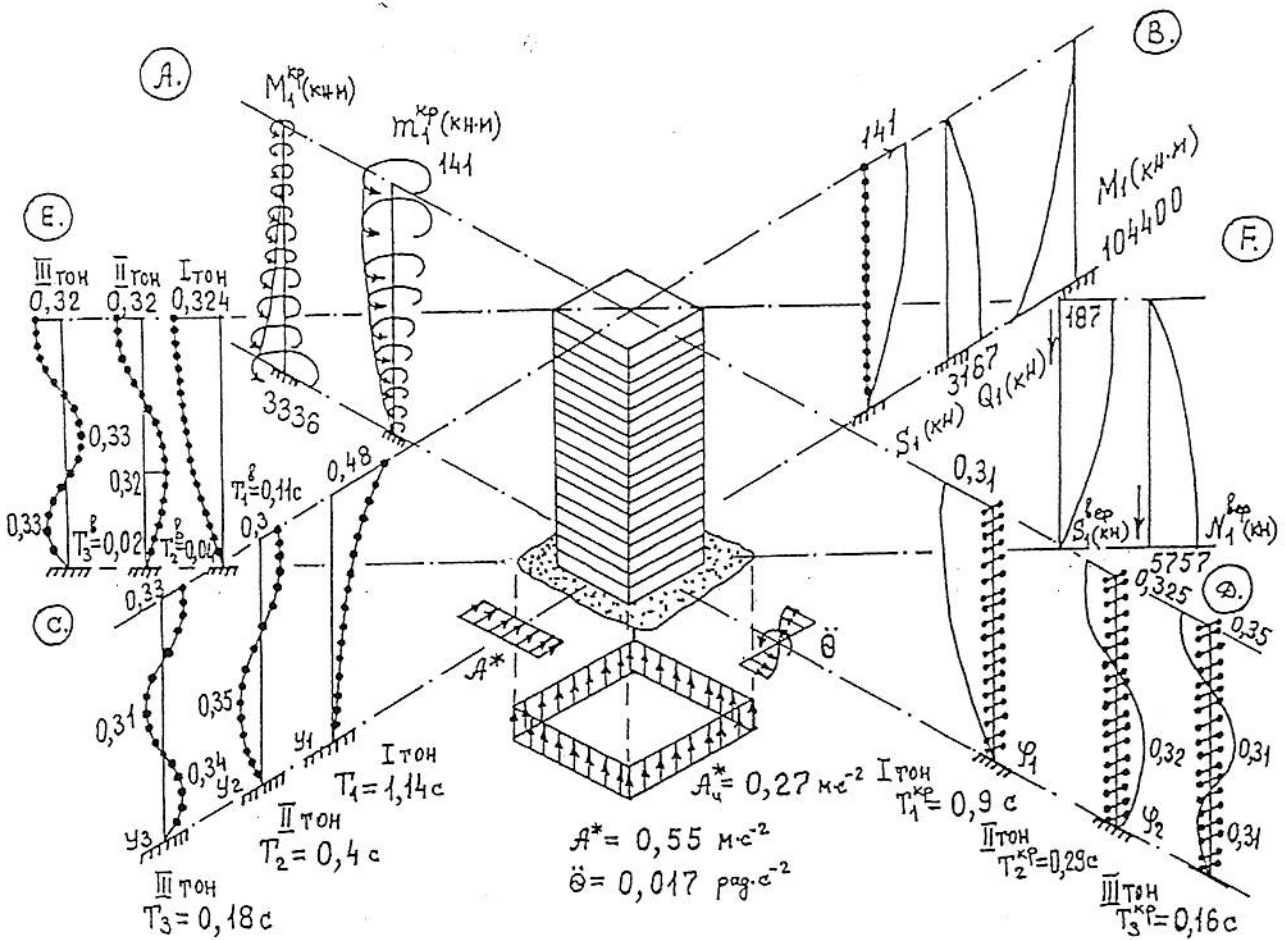


Рис. 4.7. Расчет здания Минавтодорог ГССР без учета инерционности масс на сейсмические воздействия.

- А – эпюры сейсмических крутящих моментов от крутильных сейсмических воздействий;
- В – эпюры сейсмических нагрузок, поперечных сил и изгибающих моментов от поступательных сейсмических воздействий;
- С – формы собственных поступательных колебаний здания;
- Д – формы собственных крутильных колебаний здания;
- Е – формы собственных вертикальных колебаний здания;
- эпюры сейсмических нагрузок и продольных усилий от вертикальных сейсмических воздействий.



ционности масс (II вариант) на 36%, а форма колебаний, соответственно с учетом верхнего максимального отклонения узла, получается на 17% меньше. Последующие периоды и формы колебаний не отличаются сильно друг от друга.

Сравнение величин сейсмических нагрузок, поперечных сил и изгибающих моментов производится по их среднеквадратичным значениям. Хотя, как видно из результатов расчета, в I варианте в самом верхнем узле сейсмическая нагрузка меньше той же величины, полученной для II варианта, на 15%, для всех же нижерасположенных узлов эти значения для I варианта постепенно начинают превышать аналогичные значения, полученные для II варианта. Та же картина наблюдается и для первой формы поступательного горизонтального колебания.

Значения поперечной силы и изгибающего момента в основании здания от поступательного горизонтального сейсмического воздействия для I варианта получаются большими, чем для II варианта расчета здания, причем для поперечной силы на 7%, для изгибающего момента — более, чем в два раза.

Результаты расчетов обоих вариантов на вертикальные поступательные сейсмические воздействия показывают совпадение друг с другом.

При горизонтальном крутильном сейсмическом воздействии периоды собственных крутильных колебаний, полученных для I варианта, с учетом первых трех форм крутильных колебаний, превышают те же значения, полученные для II варианта почти в два раза. Значения же соответствующих крутильных форм колебаний не отличаются сильно друг от друга. А значение суммарного крутящего момента, в основании здания, полученное для I варианта, превысило это же значение II варианта более, чем в три раза.

С учетом вышеизложенного, для рассматриваемого здания, а

также зданий и сооружений аналогичных типов, представляется необходимым и обязательным вести расчеты на сейсмические воздействия с учетом инерционности сосредоточенных масс.

#### 4.2. Проверочный расчет 16-этажного жилого дома с ядром жесткости на сейсмические воздействия в г. Ленинакане

К числу пострадавших зданий в результате сильного землетрясения, происшедшего в северных районах Армении 7 декабря 1988 г. в 10 час. 41 мин. по московскому времени, относится и 16-этажный каркасный жилой дом с монолитным ядром жесткости и перекрытиями, смонтированными методом подъема этажей, в г. Ленинакане (рис.4.8).

Как известно, в г. Ленинакане разрушено более 80% жилых, служебных и производственных зданий. Полностью уничтожено 120 зданий. Все 11 тыс. личных домов были повреждены или частично разрушены.

Хотя 16-этажное здание рамно-связевой (ядро жесткости) схемы и выстояло в результате землетрясения, но оно, как известно, получило серьезные повреждения, что выразилось в трещинах на фасадной стене, в результате образования трещин в монолитном ядре жесткости и перекосе I-го этажа.

Впоследствии данное здание было снесено. План и разрез конструктивной схемы 16-этажного жилого здания с монолитным ядром жесткости, каркасной обстройкой и перекрытиями, смонтированными методом подъема этажей, представлены на рис. 4.9.

Проект экспериментального односекционного 16-этажного 90-квартирного жилого здания типа "Трилистник" разработан в институте ВПЭКТИ в 1973 году для сейсмичности 7 баллов и условий IV климатической зоны. Конструктивный остов здания решен в виде железобетонного каркаса связевой системы, в котором пространственная

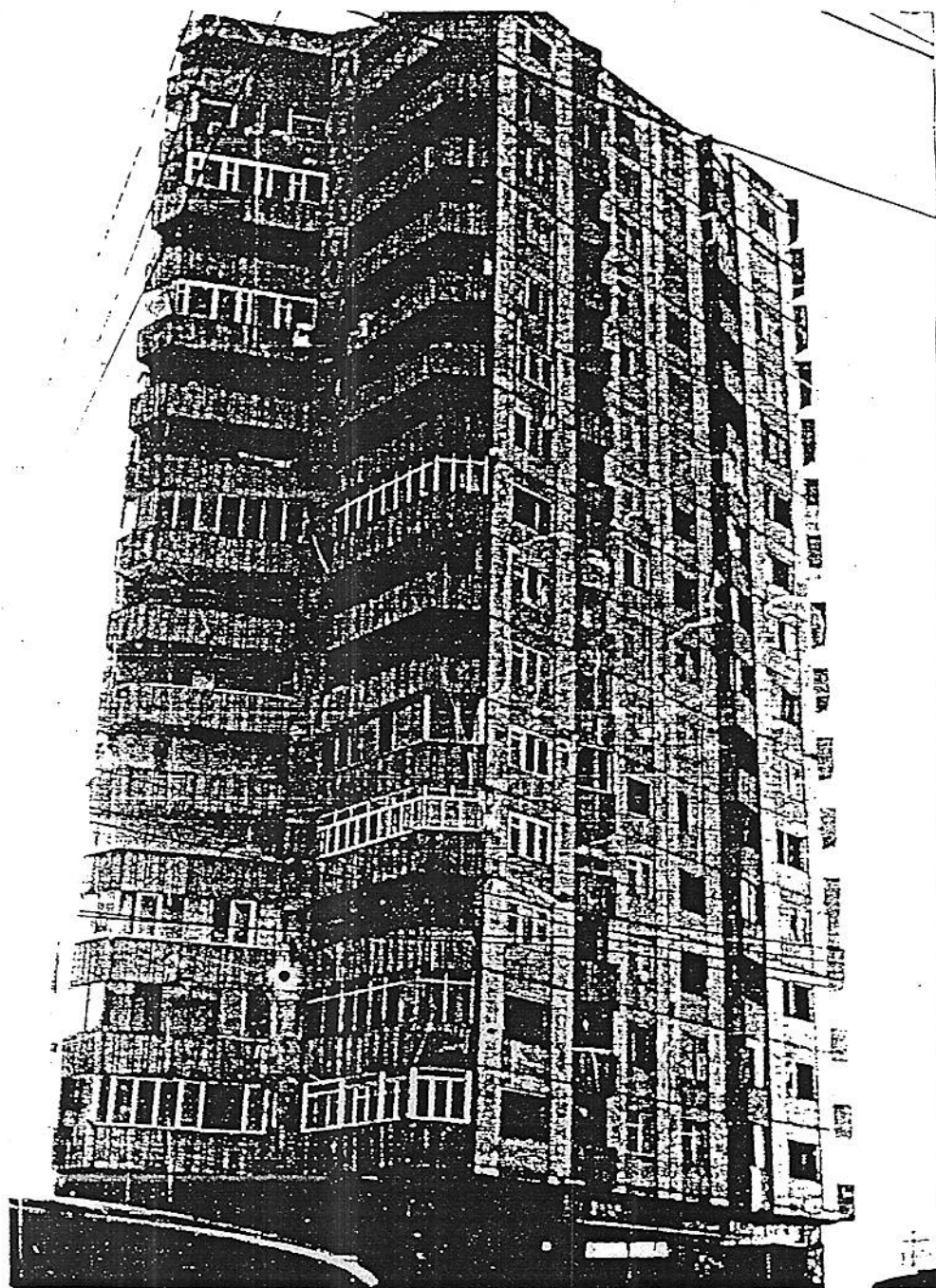


Рис. 4.8. Общий вид 16-этажного каркасного жилого дома с монолитным ядром жесткости и перекрытиями, смонтированными методом подъема этажей, в г. Ленинкане.

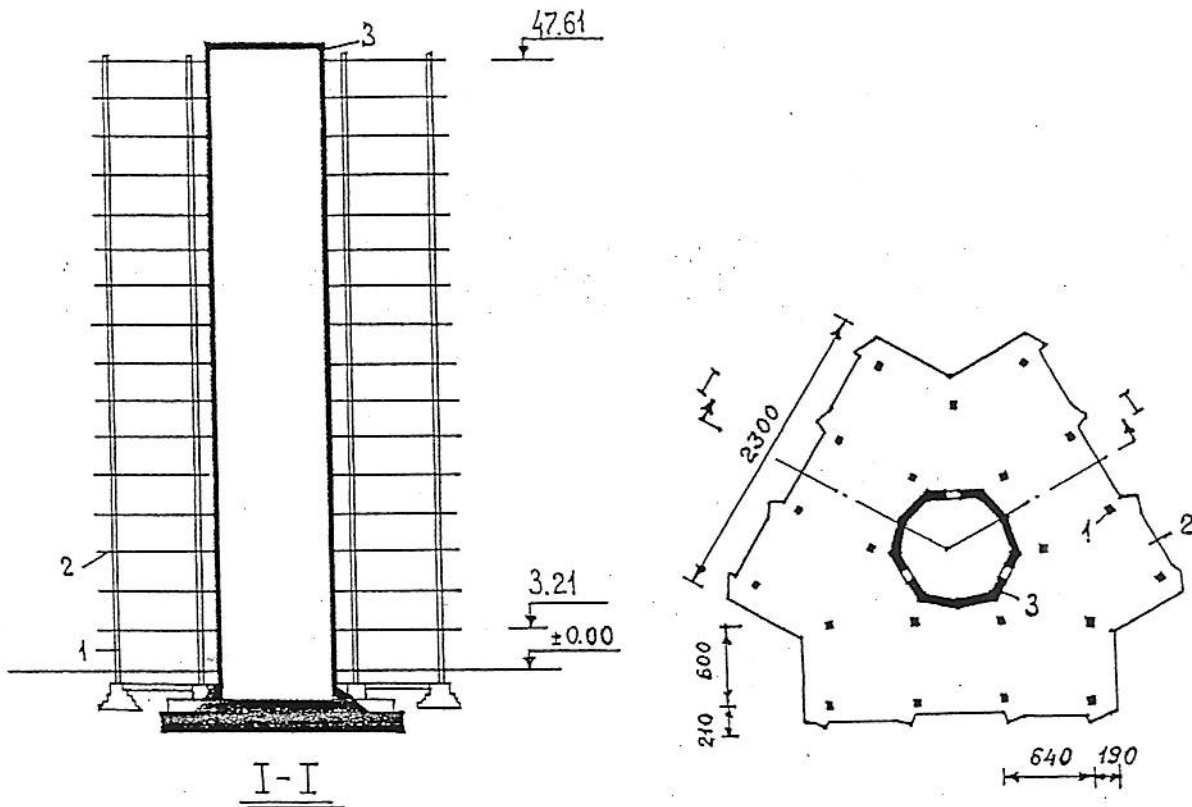


Рис. 4.9. План и разрез конструктивной схемы 16-этажного жилого здания с монолитным ядром жесткости, каркасной обстройкой и перекрытиями, смонтированными методом подъема этажей

жесткость обеспечивается одним железобетонным ядром жесткости (рис. 4.9).

Пространственная жесткость здания обеспечивается совместной работой железобетонного ядра жесткости с каркасом, соединенных между собой шарнирно в местах примыкания консольных вылетов плит перекрытий всех этажей с ядром. Внутренний контур ядра очерчен по окружности диаметром 8,3 м с прямыми участками в местах расположения проемов. Геометрические параметры ядра определяются из условия обеспечения их необходимой прочности и жесткости с учетом габаритов лестнично-лифтовой группы, распределительных шлюзов и других вертикальных коммуникаций. Наружный контур ядра имеет форму девятигранника с шириной граней, предопределяемой размерами проемов и другими геометрическими параметрами. Многогранная форма ядра жесткости позволила с одной стороны обеспечить непосредственную передачу крутящих моментов от плит перекрытий на ядро (без закладных элементов и сварки), с другой - усилить стенки ствола ядра жесткости в местах расположения проемов.

В стенах ствола ядра жесткости предусмотрены три дверных проема на этаж, оси которых по отношению друг к другу расположены под углом  $120^{\circ}$ . Для повышения прочности ствола, ослабленного проемами, толщина стен в этих местах принята 60 см, а в гранях минимальная толщина 35 см. Ядро жесткости армируется продольной и кольцевой арматурой, расположенной по наружной и внутренней граням ствола. Продольная арматура стыкуется с арматурными выпусками фундамента. Сечение продольной арматуры в соответствии с напряженным состоянием ядра уменьшается от основания к вершине ствола, что достигается только варьированием диаметра продольной арматуры в пределах от 25 до 16 см.

По конструктивным соображениям продольная арматура, требуе -

мая по расчету для участков, ослабленных проемами, сосредотачивается в утолщенных простенках. Кольцевую арматуру диаметром 10 мм устанавливают по высоте ствола с шагом 20 см. Проектное расстояние продольной арматуры, расположенной между наружной и внутренней гранями ствола, фиксируется односрезными хомутами.

Имея в виду, что перемычки ядра работают на знакопеременные усилия от действия горизонтальных нагрузок, предусмотрено применение двойной арматуры, заанкеренной в простенки. Поперечная арматура перемычек выполнена в виде парных замкнутых четырехсрезных часто расположенных хомутов.

Ядро жесткости и расположенные по его периметру шесть колонн имеют общий фундамент в виде круглой ребристой монолитной железобетонной плиты. Применение общего фундамента под ядро и колонны увеличивает устойчивость ядра на опрокидывание и позволяет получить компактные размеры самих фундаментов. Плита фундамента под ядро жесткости имеет круглую форму, размеры которой определяются из условия обеспечения устойчивости ядра на опрокидывание с учетом несущей способности основания.

Строительство первых 16-этажных 90-квартирных жилых домов типа "Трилистник" было начато в Армянской ССР в 1975 году. В частности, 12 таких зданий были построены в Ереване в Шаумянском и Норкском жилых массивах. Несколько позже такие здания были построены и в других городах Армянской ССР - в Ленинакане и Абовяне. При этом возведение монолитных железобетонных ядер жесткости осуществлялось с помощью "устройства" с плиты кровли.

При расчете указанного здания по составленной программе были приняты нижеследующие исходные данные.

Геометрические характеристики здания

Здание, точечное в плане, с центральным ядром жесткости  $D = 9$  м и толщиной стенок 46 см. Размеры здания в плане трехугольной конфигурации с длиной стороны 34 м. Конструктивная схема - связевая. Высота этажа 3 м, высота здания 50 м. Колонны сечением в нижних этажах 45x45 см, в верхних этажах 40x40 см.

Перекрытие безбалочное со скрытой металлической капителью, толщиной 18 см, монолитное на все здание. Соединение ядра с плитой перекрытия осуществляется с помощью шпонок и углами граней наружной поверхности ядра.

Расчет здания производился на поступательные сейсмические воздействия в продольном и поперечном направлениях, вертикальные сейсмические воздействия и крутильные сейсмические воздействия в горизонтальной плоскости.

Расчет производился на 7-бальные сейсмические воздействия по СНиП II-7-81 "Строительство в сейсмических районах", где  $A = 0,1$ ;  $K_1 = 0,25$ ;  $K_2 = 1,5$ ;  $K_\psi = 1,5$ ;  $\beta = 1/\tau$ .

Расчетные данные

Вес этажа  $Q_{эт} = q_f \pi R^2 = 10,3,14 \cdot 15,2^2 = 7260$  кН

Масса этажа  $M_{эт} = 740$  кН·с<sup>2</sup>/м

Масса всего здания  $M_{зд} = 74 \cdot 16 = 11840$  кН·с<sup>2</sup>/м

Учет инерционности массы всего здания:

$$M_0 = 11840 \frac{27^2 + 27^2}{12} = 143,16 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{с}^2 / \text{м}$$

Размеры фундамента в плане  $L_\phi = 36$  м,  $B_\phi = 36$  м.

Длина сейсмической волны  $\lambda = 150$  м.

Жесткостные характеристики ядра приняты следующими:

$$\begin{aligned} [EI]_я &= 111,4 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2 & [GI]_{кр.} &= 240 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2 \\ [GF]_я &= 14 \cdot 10^7 \text{ кН} & [EF] &= 10,1 \cdot 10^7 \text{ кН} \end{aligned}$$

Жесткостные характеристики колонны:

$$\begin{aligned} \text{Приведенная сдвиговая жесткость} & [GF]_{кол.} = 2,2 \cdot 10^4 \text{ кН} \\ \text{Крутильная жесткость} & [GI_{кр.}]_{кол.} = 4,1 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2 \\ \text{Продольная жесткость} & [EF]_{кол.} = 0,48 \cdot 10^7 \text{ кН} \end{aligned}$$

Результаты расчета здания приведены на рис. 4.10.

Ввиду незначительности поперечных сил на уровне верхнего этажа, по сравнению с их значением в защемлении, они на эшпоре не обозначены.

Полученные результаты проверочного расчета указанного здания сравнивались с результатами расчетов, проведенных согласно методике, предлагаемой в /96, 97, 100/, а также с результатами натурных испытаний этого здания, проведенных другими авторами /84, 94/ и дали хорошее совпадение, что особенно проявлялось при рассмотрении горизонтальных поступательных сейсмических воздействий. Однако, что же касается результатов, полученных от горизонтальных крутильных сейсмических воздействий, то они в 2-3 раза и более превышают значения, которые определяются в допущении предполагаемого 5%-ного эксцентриситета по длине здания при распределении горизонтальных сейсмических сил.

Из вышеуказанного следует, что при расчете на сейсмостойкость важное значение имеют крутильные сейсмические воздействия, которые в существующих нормах /100/ отражены недостаточно полно. Полученные по предлагаемой методике расчета значения крутящих моментов в несколько раз превосходят значения, получаемые согласно требованиям п. 2.15 СНиП /100/, что может приводить к повреждениям зданий и сооружений.



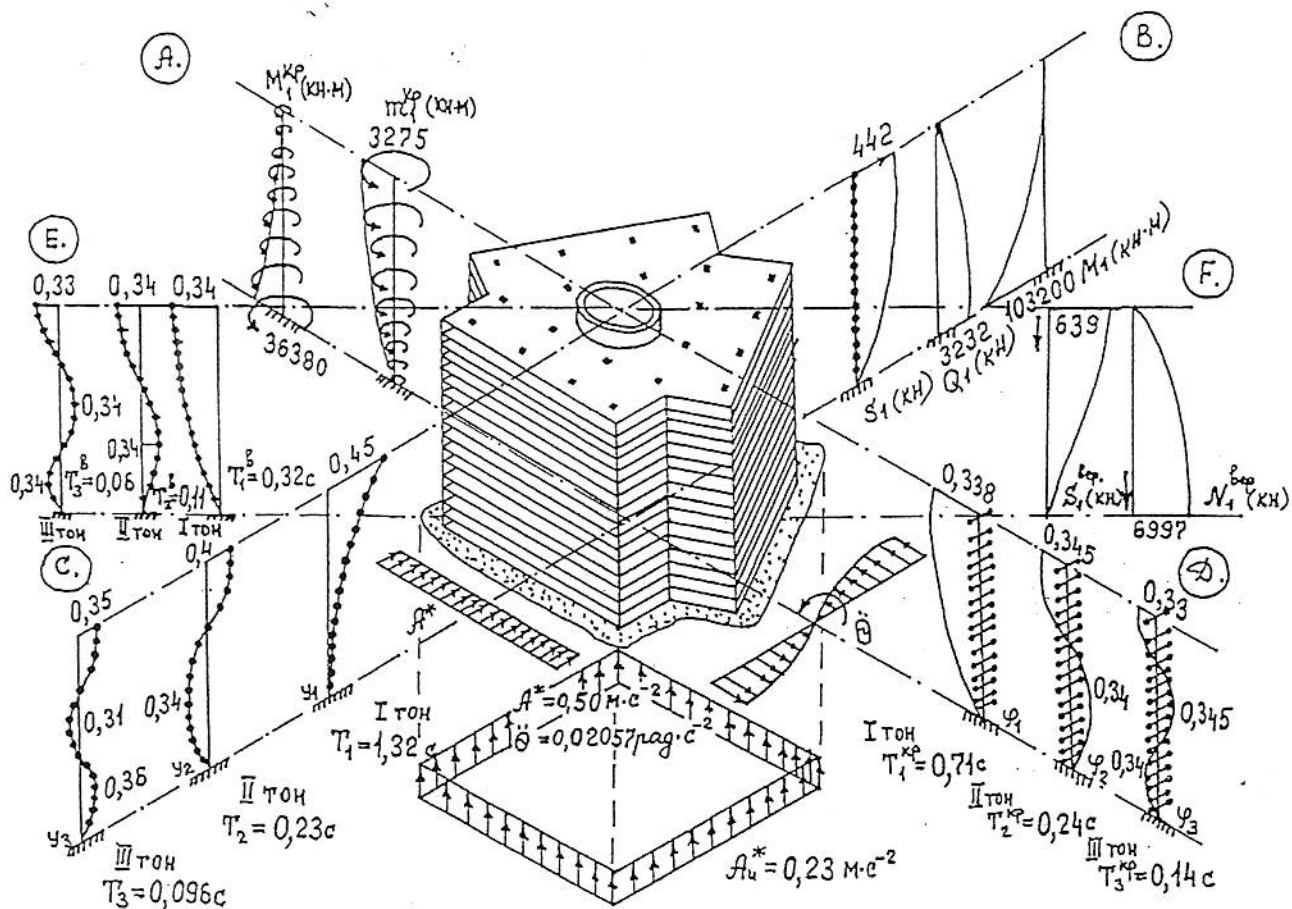


Рис. 4.10. Расчет 16-этажного жилого дома с ядром жесткости на сейсмические воздействия в г. Ленинакане.

- А – эпюры сейсмических крутящих моментов от крутильных сейсмических воздействий;
- В – эпюры сейсмических нагрузок, поперечных сил и изгибающих моментов от поступательных сейсмических воздействий;
- С – формы собственных поступательных колебаний здания;
- Д – формы собственных крутильных колебаний здания;
- Е – формы собственных вертикальных колебаний здания;
- эпюры сейсмических нагрузок и продольных усилий от вертикальных сейсмических воздействий.

#### 4.3. Расчет здания башенного типа с оттяжками

При проектировании зданий и сооружений для строительства в сейсмических районах важная роль уделяется обеспечению наименьших значений сейсмических нагрузок.

Определенный интерес с этой точки зрения представляет поведение расчетной модели сооружения в виде консольного стержня с сосредоточенными массами на действие сейсмической нагрузки при различных граничных условиях для каждой массы.

Для исследования этих целей была создана расчетная модель в виде консоли с изгибно-сдвиговыми жесткостями, в которой отдельным сосредоточенным массам можно задавать различные закрепления, как например, упругое защемление и поворот (рис. 4.II).

Граничные условия масс характеризуются наличием двусторонних оттяжек в виде тросов, которые можно выносить за пределы здания или располагать внутри нее.

Оттяжки осуществляются тросами с их последующим заанкерованием в отдельные фундаменты.

Идея наложения промежуточных связей на каркасы зданий, проектируемых в сейсмических районах, по сути своей не новая. Они, как правило, позволяют уменьшать "расчетную длину" здания, увеличивают ее "жесткость" на горизонтальные воздействия, уменьшают периоды собственных колебаний и т.д. Перечисленные положительные особенности использования промежуточных связей по высоте каркаса существенно увеличивают спектр возможностей подбора наиболее оптимальных расчетных схем каркаса на горизонтальные воздействия, в том числе и сейсмические. Примеры использования такого рода конструктивных мероприятий приведены в работе /5/. Для большей наглядности одна из таких схем показана на рис. 4.II.

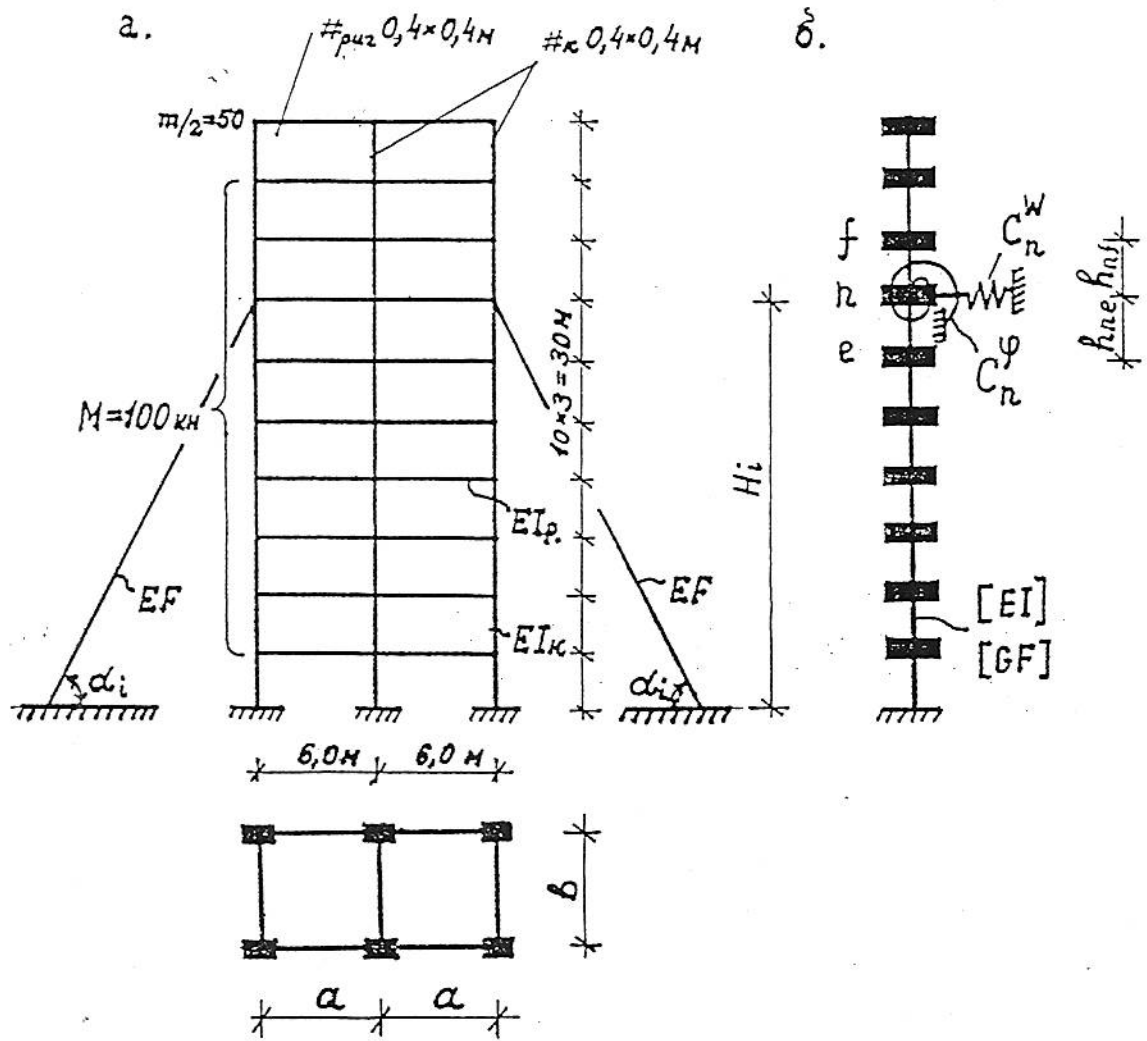


Рис. 4.II. Приведение схемы каркасного здания к расчетной динамической модели с сосредоточенными массами: а) физическая модель; б) расчетная схема.

В зависимости от конкретных требований поставленной задачи связям можно придавать различную физическую природу, проектируя их таким образом, чтобы при определенной степени интенсивности сейсмического воздействия они теряли бы свою несущую способность. Тогда такую систему можно классифицировать как нестационарную с выключающимися резервными связями. В том случае, если связям придается большая продольная жесткость ( $EF$ ), обеспечивающая их несущую способность, то она может расцениваться как стационарная, которая отличается определенными очевидными преимуществами перед традиционными, чисто каркасными схемами. Область применения таких расчетных схем прежде всего определяется возможностями конструктивного и архитектурно-планировочного решения здания, которая в некоторой мере может быть расширена за счет компоновки связей в пределах каркаса здания.

Однако в той постановке, в которой они используются на сегодняшний день, рассматриваемые расчетные схемы по сути своей мало чем отличаются от перечисленных выше колебательных систем, используемых для сейсмостойких каркасных зданий.

Это объясняется тем, что указанные системы являются стационарными как в диапазоне их работы по "расчетной" схеме, так и в диапазоне "пределной" схемы, если таковая реализуется в процессе сейсмического воздействия в результате выключения дополнительных связей. Иначе говоря, эти схемы до и после выключения связей можно классифицировать как стационарные, с соответствующим каждой схеме набором динамических характеристик.

Для расчета каркасного здания по составленной программе были приняты ее такие габаритные размеры, которые отвечают наиболее распространенным размерам реальных конструкций, используемых в каркасных зданиях. При этом поперечные сечения стоек и ригелей бы-

ли приняты равными 0,4 0,4 м. Количество этажей принято равным 10, высота этажа - 3 м, количество пролетов - два с размерами по 6 м (рис. 4.11).

На основании принятых геометрических размеров и характеристик реального каркасного здания, были подсчитаны необходимые для машинного счета исходные данные, в частности:

$$EI = 64000 \text{ кНм}^2$$

$$I = \frac{8R^3}{12} = 0,00213 \text{ м}^4$$

$$E = 3 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$$

$$F_p = F_k = 0,16 \text{ м}^2$$

$$\beta = \frac{12EI}{l}$$

$$j = EF$$

$$\beta_{\text{кол.}} = \frac{12EI}{3} = 4EI = 256 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\beta_{\text{риг.}} = \frac{12EI}{6} = 2EI = 128 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$[GF]_p = \frac{1}{h} \left[ \left( \sum_{i=1}^d \beta_i^{\text{кол.}} \right)^{-1} + \left( \sum_{i=1}^{d-1} \beta_i^{\text{риг.}} \right)^{-1} \right]^{-1} = 64 \cdot 10^3 \text{ кН}$$

$$[EI]_p = \sum_{i=1}^d \gamma_{\text{кол.}} \beta_i^2 = 34,56 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Масса нулевого и десятого этажей принята равной  $m_0 = 50 \text{ кН}$ , а остальных промежуточных этажей -  $M = 100 \text{ кН}$ .

В зависимости от вида расчетной схемы с промежуточными опорами в виде оттяжек получены формы колебаний, деформации и расчетные усилия систем в виде моментов и поперечных сил, а также средне - квадратические значения этих усилий по всем формам колебаний.

Проведены варианты расчетов для конструктивной схемы здания с промежуточными опорами в виде двусторонних оттяжек, поочередно расположенных на каждом уровне консоли.

Достоверность полученных по программе результатов расчета

указанного каркасного здания была апробирована в сравнении с результатами экспериментальных данных, полученных с конструкции малых размеров десятиэтажного каркасного здания, колеблющегося на сейсмоплатформе следующим образом: результаты расчета здания малых размеров на ЭВМ сравнивались с результатами экспериментального исследования этого же здания и дали хорошее совпадение, в пределах 5-8%, с учетом высших форм колебаний. Причем расчеты на ЭВМ и эксперименты велись как для свободных систем, так и для систем с двусторонними оттяжками, которые располагались то на одном, то на другом уровнях. Эксперименты проведены другими авторами.

Вышеуказанное позволило вести расчеты на ЭВМ по разработанной программе и для реальных каркасных зданий, в том числе и для рассматриваемого десятиэтажного каркасного здания.

Кроме того полученные результаты расчета сравнивались также с результатами, полученными согласно методике, предложенной в /97/, и тоже дали хорошее совпадение.

Анализ результатов расчета на ЭВМ по предложенной методике и программе показал, что наиболее оптимальной схемой (из условия получения минимальных усилий деформаций системы) является схема с оттяжками на уровне выше средних этажей.

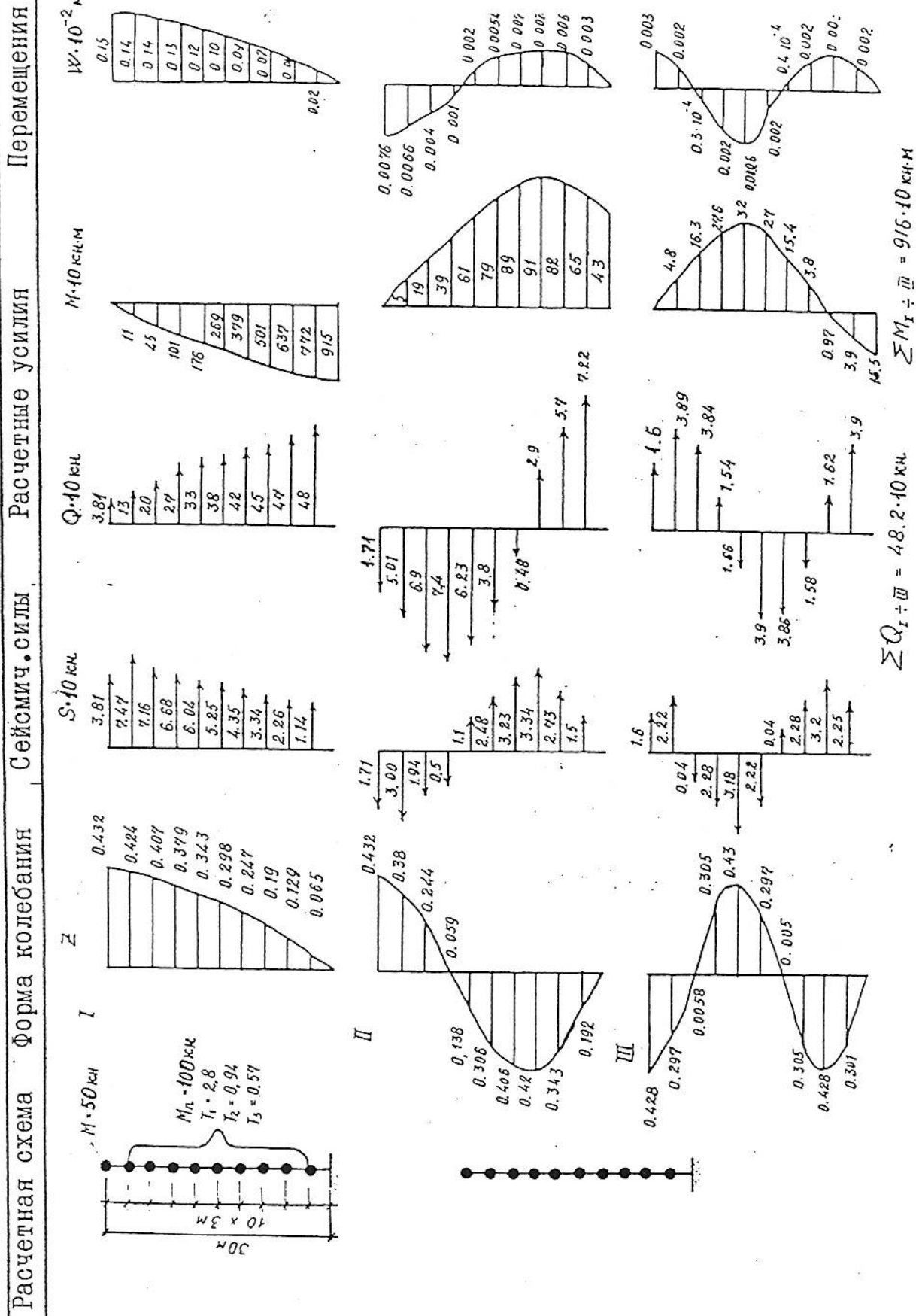
Некоторые варианты расчетов конструктивных схем здания приведены в табл. 4.1.

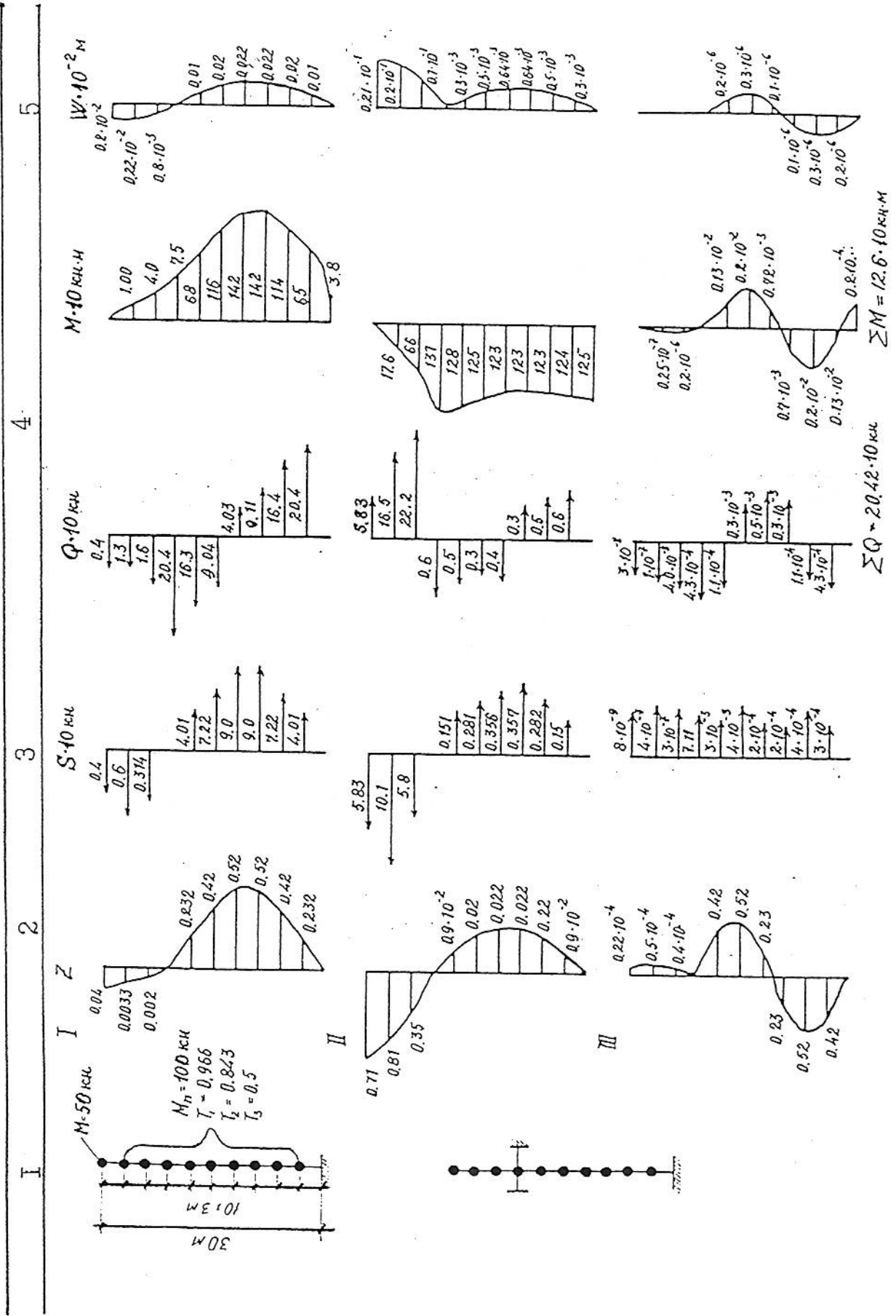
#### 4.4. Проверочный расчет 10-этажного жилого дома с двумя ядрами жесткости в г.Ленинакане

Построенное в г.Ленинакане 10-этажное жилое здание с двумя монолитными железобетонными ядрами жесткости полностью разрушилось во время землетрясения. Поэтому проведение проверочного расчета

Таблица 4.1

Расчетные значения форм колебаний, сейсмических сил и расчетных усилий  
для различных расчетных схем реального каркасного здания







этого здания по предлагаемой методике представлялось не безынтересным.

План и разрез конструктивной схемы 10-этажного жилого здания с монолитными ядрами жесткости, каркасной обстройкой и перекрытиями, смонтированными методом подъема этажей, представлены на рис. 4.12.

Проект указанного жилого здания был разработан в институте ВПЭКТИ в 1967 году для строительства в районах с сейсмичностью 7-8 баллов и условий IV климатической зоны. Конструктивную основу здания составляет связевой каркас с двумя симметрично расположенными железобетонными ядрами жесткости цилиндрической формы (рис. 4.12). Каждое ядро жесткости имеет наружный диаметр 7 м с толщиной стенок 26 см. Три проема в стенках ядра на каждом этаже располагаются под углом  $120^\circ$ . Стенки ствола в зоне проемов имеют утолщения, достигающие до 50 см. Ствол ядра армируется продольной и кольцевой арматурой. Каждое ядро и расположенные по его периметру пять колонн имеют общий фундамент в виде круглой ребристой монолитной железобетонной плиты.

Возведение ядер жесткости здания осуществлялось с помощью "устройства", находящегося на плите кровли вместе с краном МСК-4-21. По проекту такие здания за период 1969-1977 гг. в Ереване и в ряде других городов Армянской ССР были построены около 230 тыс.м<sup>2</sup> общей приведенной площади. В процессе строительства были отработаны конструктивные и технологические решения, что явилось предпосылкой для использования новых проектов зданий структуры "ядро жесткости - каркас".

При расчете данного здания по разработанной программе были приняты в учет нижеследующие исходные данные.

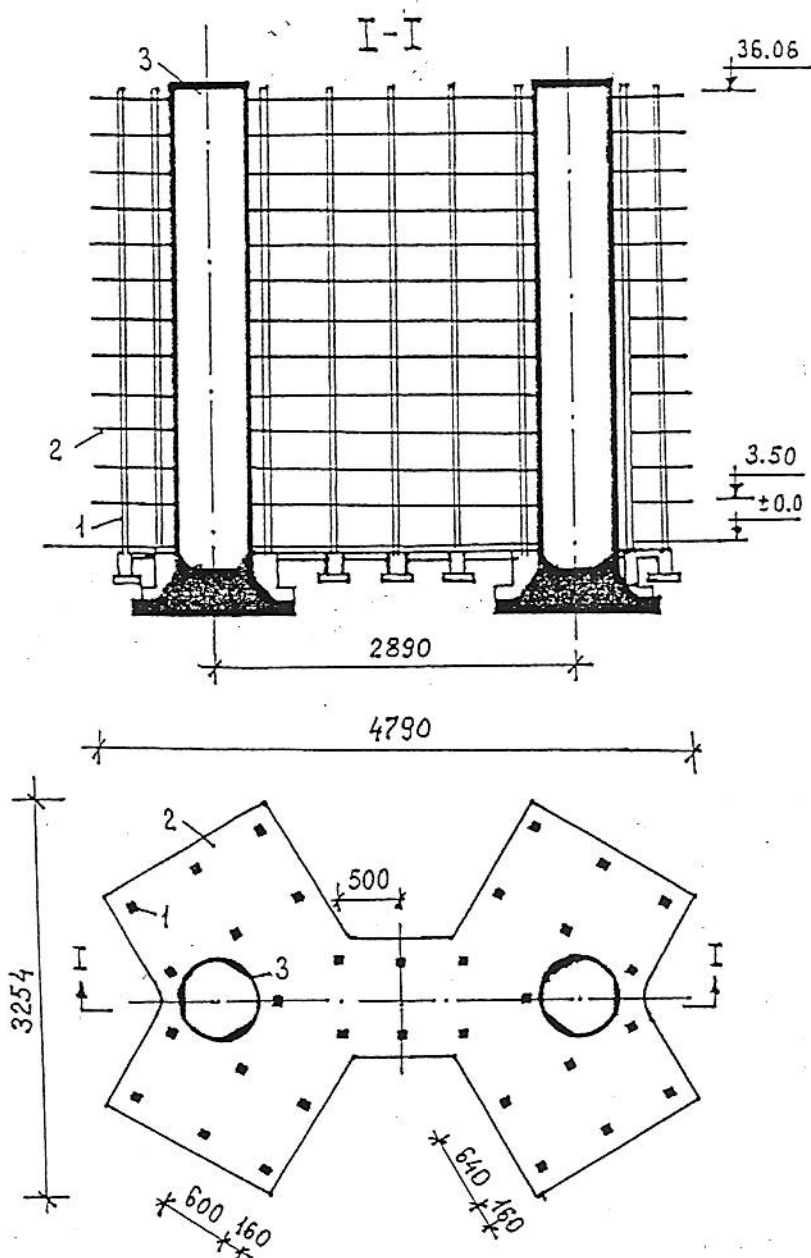


Рис. 4.12. План и разрез конструктивной схемы 10-этажного жилого здания с двумя монолитными ядрами жесткости, каркасной обстройкой и перекрытиями, смонтированными методом подъема этажей: 1 - колонна; 2 - плита перекрытия; 3 - ядро жесткости.

Геометрические характеристики здания

Здание протяженное в плане, с двумя ядрами жесткости с расстоянием между ними 28 м и развитыми торцами в виде крыльев. Конструктивная схема - связевая. Высота этажа 3 м, высота здания 31 м. Ядра круглые в плане, с наружным диаметром  $D = 7,0$  м и толщиной стенки 26 см. Колонны сечением в нижних этажах 45x45 см и в верхних этажах 40x40 см. Перекрытие безбалочное со скрытой ка-  
пителю, толщиной 18 см, монолитное на все здание. Соединение ядер с плитой перекрытия осуществляется с помощью шпонок.

Расчет здания производился на поступательные сейсмические воздействия в поперечном направлении, на вертикальные сейсмические воздействия и крутильные сейсмические воздействия в горизонтальной плоскости.

Расчет производился на 7-бальные сейсмические воздействия согласно значениям, принимаемым по СНиП /100/, где  $A = 0,1$ ;  
 $K_1 = 0,25$ ;  $K_2 = 1,4$ ;  $K_\psi = 1,5$ ;  $\beta = 1/T$ .

Расчетные данные

Вес этажа  $Q_{эт} = 8600$  кН.

Масса всего здания  $M_{зд.} = 8760$  кН·с<sup>2</sup>/м.

Учет инерционности масс всего здания

$$M_0 = \frac{8760}{2} \left( \frac{25^2 + 16^2}{12} \right) 2 + \frac{8760}{2} 2 \cdot 10^2 = 150 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{с}^2 \cdot \text{м}$$

Жесткостные характеристики ядра:

$$[EI]_{я.}^{ноп.} = 185 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$[EI]_{я.}^{пр.} = 173 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$[GF]_{я.} = 5,18 \cdot 10^7 \text{ кН};$$

$$[GI_{кр.}]_{я.} = 75 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Жесткость колонны:

Приведенная сдвиговая жесткость

$$[GF]_{кол.}^{ноп.} = 1,7 \cdot 10^4 \text{ кН}; \quad [GF]_{кол.}^{пр.} = 1,2 \cdot 10^4 \text{ кН};$$

$$[GI]_{кол.}^{кр.} = 4,1 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2; \quad [EF]_{кол.} = 0,48 \cdot 10^7 \text{ кН}.$$

Результаты расчета здания представлены на рис. 4.13.

Полученные результаты проверочного расчета данного здания сравнивались с результатами натурных испытаний этого же здания /84, 94/ и показали хорошую совместимость до 10-14%. Кроме того сравнение проводилось согласно расчетам, проведенным другими авторами /96/. Некоторые сравнительные значения расчетных данных для указанного здания приведены в табл. 4.2.

По результатам расчетов видно, что большее различие получено в значениях момента кручения в основании ядра, которые в случае расчета по предложенной методике более, чем в 3 раза превышают значения, принятые по рекомендациям ВПЭКТИ.

Таблица 4.2

Сравнительная таблица расчетных данных 10-этажного дома, построенного методом подъема перекрытий

Основные расчетные данные	Результаты расчетов, проведенных ВПЭКТИ	Результаты расчетов по предлагаемой методике	Расхождение в %
I	2	3	4
Период свободных горизонтальных поступательных колебаний $T_1^{п.}$ (с)	0,562	0,50	12
Период свободных крутильных колебаний $T_1^{кр.}$ (с)	-	0,385	

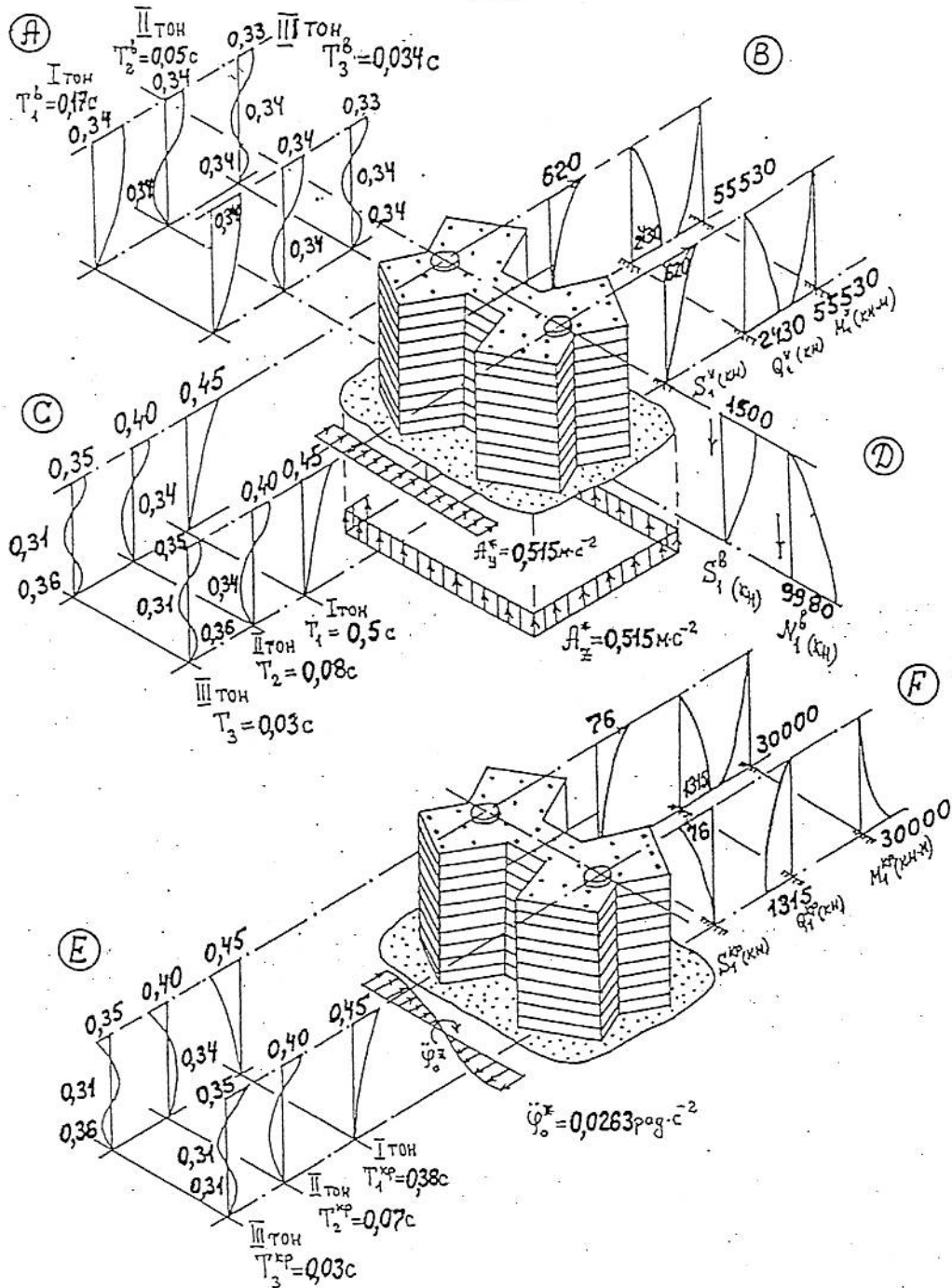


Рис. 4.13. Расчет 10-этажного жилого дома с двумя ядрами жесткости на сейсмические воздействия.

- А - формы собственных вертикальных колебаний здания;
- В - эпюры сейсмических нагрузок, поперечных сил и изгибающих моментов от поступательных сейсмических воздействий;
- С - формы собственных поступательных колебаний здания;
- Д - эпюры сейсмических нагрузок и продольных усилий от вертикальных сейсмических воздействий;
- Е - формы собственных крутильных колебаний здания;
- эпюры сейсмических нагрузок, поперечных сил и изгибающих моментов от крутильных сейсмических воздействий

Продолжение табл. 4.3

1	2	3	4
Перерезывающая сила в основании ядра $Q^H$ (кН)	2780,0	2430,0	14
Изгибающий момент в основании ядра $M^y$ (кН·м)	50690,0	55530,0	10
Момент кручения в основании ядра $M^{xp}$ (кН·м)	2850,0	11500,0	303
Дополнительная вертикальная сейсмическая сила на одну колонну I этажа $N$ (кН)	-	300,0	

#### 4.5. О технико-экономических соображениях предложенных методов расчета и разработанных программ

Повышение экономичности сейсмостойкого строительства в значительной степени зависит от надежности расчетов зданий и сооружений на сейсмические воздействия. Расчетные и конструктивные мероприятия, направленные на снижение материалоемкости сооружений, призваны обеспечивать и соответствующий уровень надежности зданий и сооружений. Свидетельством тому является анализ последствий сильных землетрясений. Определенную сложность составляет также и сравнение надежности вновь разработанных конструкций с надежностью ранее созданных.

Современный уровень развития методов расчета сооружений на сейсмические воздействия, с учетом пространственной работы конструкций, требует привлечения в расчетах как разных конструктивных возможностей в конструктивных схемах с учетом изменения характера и условий работы конструкций в стадиях проектирования и

реальной работы сооружения до и после землетрясения, так и новых, более разнообразных возможностей при рассмотрении моделей сейсмических воздействий.

Вышеуказанное входило в цель и задачи исследования работы.

Затрагивать тему экономической эффективности от предлагаемой методики расчетов, когда речь идет о столь важной и острой проблеме, как сейсмостойкость зданий и сооружений, с учетом происходящих массовых и губительных разрушений зданий при землетрясениях, уносящих с каждым разом тысячи человеческих жизней, весьма трудно и сложно. Методы расчета на сейсмические воздействия пока еще далеки от совершенства, что подтвердило последнее разрушительное землетрясение в Северной Армении.

При проектировании современных многоэтажных каркасных зданий возникает ряд сложных проблем, связанных с необходимостью пространственного расчета сооружений, с учетом сборности конструкций и податливости стыков и соединений. В связи с этим в предлагаемой работе рассмотрены пространственные расчеты каркасных зданий разных конструктивных систем на сейсмические воздействия с учетом инерционности масс. Использование разных типов стержней, а также шести условий узловых закреплений позволяют учитывать разнообразные условия конструктивных схем каркасных зданий.

Немаловажное значение имеют и вопросы моделирования сейсмических воздействий и создания практических инженерных моделей воздействий с учетом неравномерности многокомпонентного поля перемещения грунта.

Согласно предложенной методике расчета сейсмическое горизонтальное поступательное воздействие в виде бегущей поперечной сейсмической волны, с учетом преобладающего периода колебания грунта и скорости распространения волны, распространяется по всей длине

основания (фундамента) здания. Последнее позволяет принимать расчетные горизонтальные поступательные сейсмические ускорения, приходящиеся на основание здания, с учетом коэффициентов разложения колебаний  $D_i^{top}$  (2.1), усредняющих эти значения по длине фундамента здания (рис. 2.1). Коэффициент разложения колебаний принимает значения меньше единицы в зависимости от длины фундамента здания категории грунта. Сглаживание значений поступательных горизонтальных сейсмических ускорений вызывает уменьшение сейсмических нагрузок этого направления на систему, а также уменьшение деформаций и внутренних усилий в пределах 15-20% от тех значений, которые получаются согласно действующим СНиП /100/, что может дать экономию материалов до 3% и чтобы указанное не пошло в ущерб сейсмостойкости зданий и сооружений, необходимо наряду с этим повысить качество строительных работ, а также исключить просчеты в проектировании.

В предложенной методике расчета существенным можно считать также и наличие возможностей, позволяющих несложно и компактно представить алгоритмы и программы расчета рассмотренных в работе систем каркасных зданий, с точки зрения использования более малых ресурсов ЭВМ, чем это бывает обычно необходимо при использовании других методов расчета. Например, при формировании матриц жесткостей рассматриваемых систем, по предлагаемой методике, уравнения равновесия и неразрывности (совместности) деформаций для сходящихся в один узел элементов объединяются в одно уравнение, которое записывается для каждого  $n$ -го узла системы (обычно эти уравнения формируются в системе отдельно). В результате порядок матрицы резко сокращается.

Кроме того, наличие в матрицах жесткостей диагональных членов упругих, узловых, жесткостных характеристик, играющих по сути дела роль своеобразных граничных условий, а также возможность изменения исходных значений обобщенных матриц масс системы, наряду с другими параметрами задачи, позволяют без труда приспособливать разработанные алгоритмы и программы для решения разнообразных задач.



## В И В О Д Ы

1. Разработаны расчетные модели каркасных зданий башенного типа в виде консольной системы с массами, обладающими шестью степенями свободы, с учетом применения разных типов и длин стержней, обладающих приведенными совместными изгибно-сдвиговыми, осевыми и крутильными жесткостями, и с учетом узловых жесткостей.

2. Разработаны расчетные модели каркасных зданий и сооружений протяженной в плане формы в виде перекрестных и рамных систем с массами, обладающими тремя степенями свободы соответственно для каждой системы, с учетом применения разных типов и длин стержней, позволяющих решать широкий круг задач.

3. Выведены уравнения равновесия для указанных конструктивных систем каркасных зданий и сооружений, при работе их как на статические, так и динамические (в виде сейсмических) воздействия, с использованием метода перемещений.

4. Для вышеуказанных конструктивных систем получены матрицы жесткости, с возможностью использования в них стержней различных типов и длин, с учетом также всевозможных узловых закреплений, а также обобщенные матрицы масс, на основании чего возможен расчет на статические и динамические (сейсмические) воздействия.

5. Для разработанных конструктивных систем каркасных зданий и сооружений разработаны новые модели сейсмических воздействий с учетом неравномерности поля сейсмического воздействия, а также их особого сочетания.

6. Разработаны алгоритмы, блок-схемы и программы на языке Фортран-IV для ЭВМ типа ОС ЕС по расчету каркасных зданий и сооружений: башенного типа в виде консольной системы и сооружений протяженной в плане формы в виде перекрестной и рамной систем с мас -

сами, обладающими шестью степенями свободы на статические воздействия, а также на действие горизонтальных и вертикальных попутных и крутильных сейсмических воздействий, с учетом особого сочетания воздействий.

7. По разработанным программам рассчитаны и реализованы варианты расчетов, рассмотренных в работе многоэтажных каркасных зданий.

8. Кроме того, приведенные в табл. 2.1 конструктивные типы стержней, позволяют с большой точностью и легкостью учитывать и рассчитывать напряженно-деформированное состояние грунта под любым зданием и сооружением, при рассмотрении их пространственной расчетно-конструктивной модели по типу: "сооружение - грунт", принимающий важное значение при расчете зданий и сооружений на сейсмические и др. виды динамических нагрузок и воздействий, (Рис. 4.14)

9. Предложенная методика расчета позволяет легко определять матрицы для системы дифференциальных уравнений движения системы, что очень важно при учете податливости фундаментов:

Система дифференциальных уравнений движения системы [ДУДС]

$$[M]\ddot{\vec{x}} + [C]\dot{\vec{x}} + [K]\vec{x} = -\vec{F}(t) \quad \text{— Двухпараметрическая вязкоупругая модель Фойгта}$$

$x, F$  — векторы перемещений и нагрузки в уровнях этажей

$[M]$  — матрица масс системы;

$[C]$  — матрица демпфирования системы; (принята пропорциональной м-це ж-ти  $[K]$ );

$$[C] = (\beta/\omega_1)[K],$$

где  $\beta$  — коэф. демпфирования для 1-ой формы колебаний  
 $\omega_1$  — круговая частота первой формы колебаний (опред. по методу Рэлея.)

$[K]$  — матрица жесткости системы;

Коэф. пластичности =  $\frac{\text{макс. знач. деформации}}{\text{пределным упругим знач. деф.}}$

1). Решение системы с помощью шагового метода Ньюмарка! с формул. и ж.с.  $[K]$  на каждом шаге разг.

2).

*Элементы м-цы жесткости (т.е. масс, демпфирования, жесткости)*

*диф. ур. дв. сист.*

10. С применением <sup>выше</sup> указанных стержней можно очень легко рассчитывать <sup>н</sup>такие пространственные конструкции, как оболочки гиперболоического параболоида, цилиндрические оболочки и оболочки двойной кривизны, конические оболочки и др. не только строительные конструкции, но и конструкции, применяемые в различных областях техники и оборонной промышленности, учитывая угол наклона стержней и радиусы их кривизн.

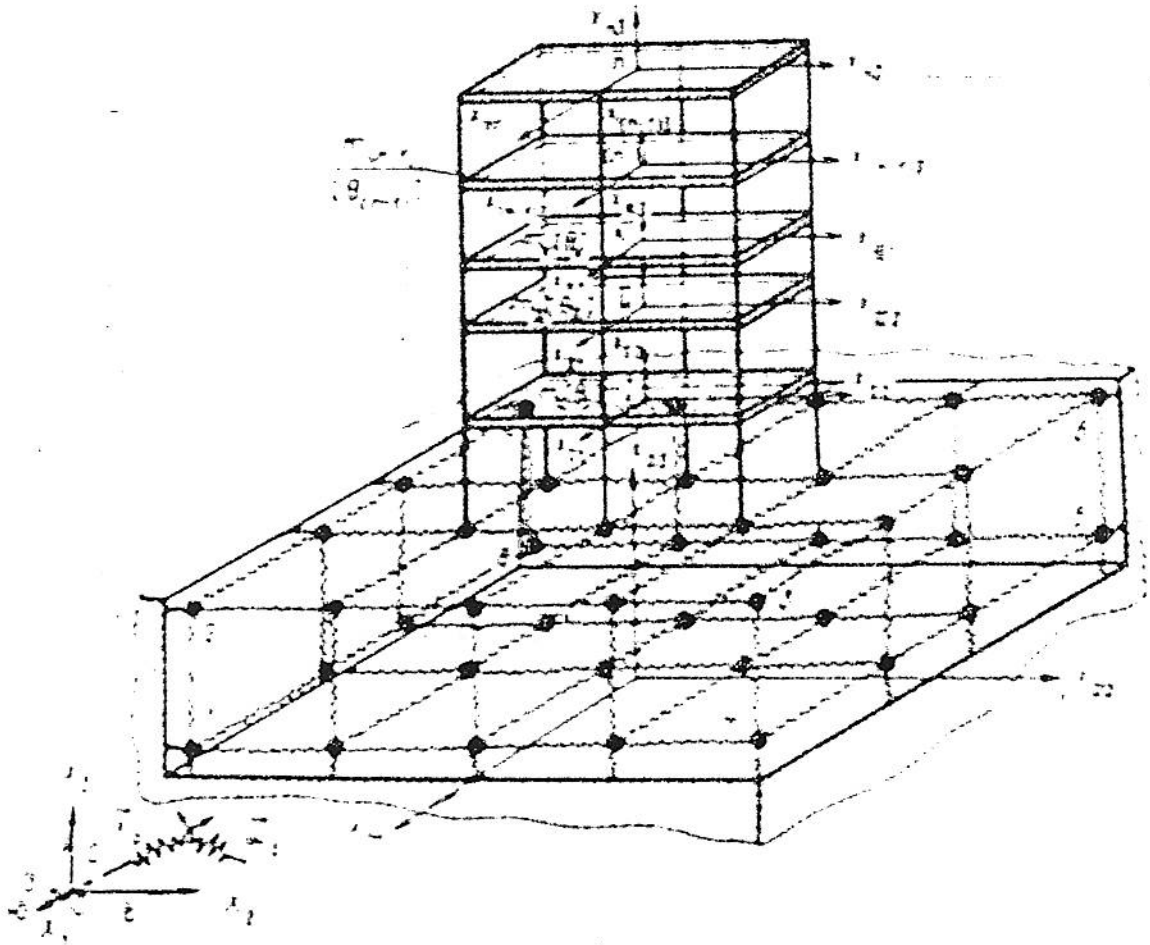


Рис. 4.14 Расчетная схема сооружение – грунт многоэтажного каркасного здания.

П Р И С Л О Ж Е Н И Е I

Программная реализация логической структуры задачи по расчету сооружений башенного типа с массами, обладающими шестью степенями свободы, на горизонтальные и вертикальные поступательные и крутильные сейсмические воздействия

Алгоритм расчета по программе, с учетом концевых жесткостей отдельных стержней и узловых жесткостей системы состоит из следующих основных этапов:

I. Выбор расчетной схемы и разделение системы на отдельные концевые стержни

Выбор расчетной схемы и разделение системы на отдельные концевые стержни производится согласно поставленной задаче. Причем граничные условия для расчетной схемы в каждом конкретном случае фиксируются узловыми жесткостями системы, входящими в выражение общей матрицы жесткости. Для каждой конкретной расчетной схемы могут применяться отдельные, разного типа стержни (табл. 2.1), как для всей системы в целом, так и для всех уровней в отдельности.

Стержни по уровням могут иметь также разные длины. Кроме того аналогичные концевые жесткости могут быть определены и для других стержней, не предусмотренных в табл. 2.1, например, для призматических стержней согласно /85, 103/. Могут применяться и криволинейные элементы.

II. Установление пределов изменений для отдельных направлений внешних воздействий

Для отдельных направлений по внешним воздействиям устанавливаются пределы изменения в зависимости от количества упругих стержней и узловых масс системы. В этих границах, в зависимости от

$N$  рассматриваемых стержней системы, в общей матрице жесткости формируются отдельные подматрицы по направлениям. Они также создают определенные удобства при дальнейшей работе программы.

### III. Назначение исходных данных

Исходными значениями для программы служат количество отдельных упругих стержней системы, их длины и приведенные жесткости, количество стержней свободы отдельных приведенных масс и значения этих масс по направлениям (горизонтальное и вращательное по двум направлениям, а также крутильное и вертикальное), условия закрепления масс (выраженные через узловые жесткости системы), категория грунта, балльность района строительства, геометрические размеры фундаментов и длины волн по направлениям, приведенные жесткостные характеристики стержней: приведенные изгибно-сдвиговые жесткости по двум направлениям, приведенные осевые жесткости и жесткости кручения.

Кроме того, в подпрограмме для определения ускорений фиксируются коэффициенты  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_\psi$  и  $K_3$  по трем направлениям. Указанные коэффициенты корректируют сейсмические усилия по методике, принятой в /100/.

### IV. Определение концевых жесткостей стержней системы

Используется подпрограмма **TIPST4**, в которой желаемые характеристики подсчитываются посредством совместного учета приведенных: изгибно-сдвиговых, осевых и крутильных жесткостей для каждого стержня системы в отдельности.

В программе приняты следующие обозначения для концевых жесткостей на основании формул (2.5) - (2.16), например, для стержня  $en$

$A_{en}^x - ALW(I)$  - левый конец  $i$ -го стержня по направлению  $X$  ;

$A_{ne}^x - APW(I)$  - правый конец  $i$ -го стержня по направлению  $X$  ;

$A_{en}^y - ALV(I)$  - левый конец  $i$ -го стержня по направлению  $Y$  ;

$A_{ne}^y - APV(I)$  - правый конец  $i$ -го стержня по направлению  $Y$  ;

$$B_{en}^x = B_{ne}^x - BW(I); \quad \alpha_{ne}^y - ALFPV(I);$$

$$B_{en}^y = B_{ne}^y - BV(I); \quad \beta_{en}^x = \beta_{ne}^x - BETAW(I);$$

$$\alpha_{en}^x = ALFLW(I); \quad \beta_{en}^y = \beta_{ne}^y - BETAV(I);$$

$$\alpha_{ne}^x = ALFPW(I); \quad \theta_{en} = \theta_{ne} - TETA(I);$$

$$\alpha_{en}^y = ALFLV(I); \quad \gamma_{en} = \gamma_{ne} - GAMA(I).$$

$C_n^x, C_n^y, C_n^z, C_n^{\varphi_x}, C_n^{\varphi_y}, C_n^{\varphi_z}$  - узловые упругие защем-

ления для точки  $n$  обозначены соответственно через:

$$CW(N), CFW(N), CV(N), CFV(N), CFKR(N), CU(N).$$

Для программы *TIPST4* используется такой тип стержней, в котором: концевые жесткости  $ALFPW(N), ALFLW(N), ALFPV(N), ALFLV(N), BETAW(N), BETAV(N)$  функции от  $EIW(N), EIV(N), GFW(N), GFV(N)$  и  $L(N)$  - приведенных изгибных и сдвиговых жесткостей для  $N$  стержней по направлениям  $X$  и  $Y$ , а также функции длин стержней  $L(N)$ . Причем длины каждого стержня  $L(N)$ , как и его жесткостные показатели, могут принимать различные значения.

Жесткости при кручении и продольные жесткости стержней  $TETA(N)$  и  $GAMA(N)$  являются функциями приведенного полярного момента  $GIP(N)$ , приведенной осевой жесткости  $EF(N)$  и длин стержней  $L(N)$  согласно /52/.

По приведенным изгибно-сдвиговым, осевым и крутильным жесткостям и длинам отдельных стержней определяются концевые жесткостные характеристики системы, которые наряду с узловыми жесткостями, входят в общую матрицу жесткости.

#### У. Формирование матрицы жесткости системы

Формирование общей матрицы жесткости системы по вышеуказанным жесткостным характеристикам производится с помощью отдельных подматриц по отдельным направлениям, границы которых определены ранее.

Используется подпрограмма **VMGST**

Количество степеней свободы для массы принято  $KSS=6$

Длина матрицы жесткости, составленной на основании концевых жесткостей отдельных стержней и узловых жесткостей системы, получается равной  $NS = N1 \cdot KSS$ , а общая ее размерность  $NS \cdot NS$

Изменение узловых жесткостей, входящих в матрицу жесткости, позволяет, меняя граничные условия для произвольных масс, получать решение большого разнообразия задач о колебании упругих систем.

В условии (2.20) в программе для  $N1$  узлов  $[K_{ij}]$  подматрицы принимают следующий вид:

$$[K_{11}] = \begin{vmatrix} (BW(1)+CW(1)) & -BW(1) & & \\ -BW(I-1) & (BW(I-1)+BW(I)+CW(I)) & -BW(I) & \\ & \dots & -BW(N) & (BW(N)+CW(N)) \\ & & & \end{vmatrix};$$

$$[K_{22}] = \begin{vmatrix} (BV(1)+CV(1)) & -BV(1) & & \\ -BV(I-1) & (BV(I-1)+BV(I)+CV(I)) & -BV(I) & \\ & \dots & -BV(N) & (BV(N)+CV(N)) \\ & & & \end{vmatrix};$$



$$[K_{42}] = \begin{vmatrix} ALV(1) & & -ALV(1) & & & \\ APV(I-1) & & (-APV(I-1)+ALV(I)) & & -ALV(I) & \\ \dots & & \dots & & \dots & \\ & & APV(N) & & -APV(N) & \end{vmatrix};$$

$$[K_{33}] = \begin{vmatrix} (ALFLW(1)+CFW(1)) & & BETAW(1) & & & \\ BETAW(I-1) & & (ALFPW(I-1)+ALFLW(I)+CFW(I)) & & BETAW(I) & \\ \dots & & \dots & & \dots & \\ & & BETAW(N) & & (ALFPW(N)+CFW(N)) & \end{vmatrix};$$

$$[K_{44}] = \begin{vmatrix} (ALFLV(1)+CFV(1)) & & BETAV(1) & & & \\ BETAV(I-1) & & (ALFPV(I-1)+ALFLV(I)+CFV(I)) & & BETAV(I) & \\ \dots & & \dots & & \dots & \\ & & BETAV(N) & & (ALFPV(N)+CFV(N)) & \end{vmatrix};$$

$$[K_{55}] = \begin{vmatrix} (TETA(1)+CFKR(1)) & & -TETA(1) & & & \\ -TETA(I-1) & & (TETA(I-1)+TETA(I)+CFKR(I)) & & -TETA(I) & \\ \dots & & \dots & & \dots & \\ & & -TETA(N) & & (TETA(N)+CFKR(N)) & \end{vmatrix};$$

$$[K_{66}] = \begin{vmatrix} (GAMA(1)+CU(1)) & & -GAMA(1) & & & \\ -GAMA(I-1) & & (GAMA(I-1)+GAMA(I)+CU(I)) & & -GAMA(I) & \\ \dots & & \dots & & \dots & \\ & & -GAMA(N) & & (GAMA(N)+CU(N)) & \end{vmatrix};$$

$$[K_{13}] = \begin{vmatrix} ALW(1) & & APW(1) & & & \\ -ALW(I-1) & & -(APW(I-1)+ALW(I)) & & APW(I) & \\ \dots & & \dots & & \dots & \\ & & -ALW(N) & & -APW(N) & \end{vmatrix};$$

$$[K_{24}] = \begin{vmatrix} ALV(1) & & APV(1) & & & \\ -ALV(I-1) & & -(APV(I-1)+ALV(I)) & & APV(I) & \\ \dots & & \dots & & \dots & \\ & & -ALV(N) & & -APV(N) & \end{vmatrix};$$



массы системы определяется суммированием отдельных длин стержней, которые предшествуют ей.

Начальными значениями масс могут быть любые действительные величины.

#### УП. Определение частот и форм свободных колебаний системы

На основе сформированных матриц жесткости  $GGD$  и масс  $MSD$  для общей системы вычисляются с удвоенной точностью собственные значения  $PPD$ , соответствующие ей по формам собственные вектора  $VD$  с использованием стандартной подпрограммы из пакета научных подпрограмм со следующим обращением:

**CALL DNR00T (NS,GGD,MSD,PPD,VD)**

В результате получаем в одномерном массиве  $PPD$  и в двумерном массиве  $VD$  - соответственно - частоты и формы колебаний по столбцам для всех направлений, для распечатки которых используется подпрограмма **PSKIF**.

В результате использования этой подпрограммы (**DNR00T**) входящие в нее массивы матрицы жесткости и масс системы портятся. Для дальнейшего использования портящихся массивов используются их за ранее отдублированные массивы.

#### УШ. Определение коэффициентов форм колебаний

Используется подпрограмма **VKFD**.

Коэффициенты форм колебаний  $KFD$  и  $KFDH$  по всем отдельным направлениям определяются на основании диагональных масс системы, форм свободных колебаний и уровней масс системы на основании формул, описанных выше.

В программе, на основании формул (2.24), (2.25), принято следующее соответствие обозначений:

$$\begin{aligned} \gamma_{ij} &- KFD(NS, NS); & \beta_{ij} &- VD(NS, NS); \\ M_j &- MSDIAG(I); & \gamma_{ij}^* &- KFDH(NS, NS); \\ H_i &- HSIST(I). \end{aligned}$$

#### IX. Определение коэффициентов динамичности сооружения

Коэффициенты динамичности **BETGR** по формам колебаний определяются в зависимости от категории грунтов по сейсмическим свойствам и периодов собственных колебаний сооружения по  $i$ -му тону. Методика определения коэффициентов динамичности приводится в подпрограмме **KDINGR** согласно /100/.

#### X. Определение ускорений по отдельным направлениям

Сейсмические поступательные и крутильные ускорения грунта по направлениям осей определяются в подпрограмме **VUSKGR** на основе /100/ с учетом волнового характера сейсмического воздействия. Причем ускорение грунта рассматривается не в долях от " $g$ " (ускорение свободного падения), а как реальное, так как при определении сейсмических усилий, в подпрограмме **VFORCE**, учитывается не вес сооружения, отнесенный к  $i$ -ой точке, а масса этажа. Кроме того в значение ускорения введены те коэффициенты, которые в /100/ входят при определении сейсмических сил.

Алгоритм вычисления ускорений основывается на волновой теории, рассмотренной в /51, 52/.

В подпрограмме использовано следующее соответствие обозначений:

$$D_{1W}^{TOP} - DIGORW; \quad L\phi - LFUND; \quad \lambda_x - LAMBDA X;$$

$D_{1V}^{top.} - D1GORV$ ;  $D_{2W}^{top.} - D2GORW$ ;  $D_{2V}^{top.} - D2GORV$ ;

$D_{2d}^{top.} - D2GORD$ ;  $B_{\phi} - BFUND$ ;  $D_{\phi} - DFUND$ ;

$\lambda_y - LAMBDA Y$ ;  $\lambda_z - LAMBDA Z$ .

Получаемые результаты ускорений по отдельным направлениям обозначены следующим образом:

$\ddot{X}_0 - USKW$ ;  $\ddot{\psi}_0^y - USKFIW$ ;

$\ddot{Y}_0 - USKV$ ;  $\ddot{\psi}_0^x - USKFIV$ ;

$\ddot{Z}_0 - USKU$ ;  $\ddot{\psi}_0^z - USKFKR$ .

- для поступательных колебаний по направлениям X и Y :

$USKW, USKV$

- для вращательных колебаний по тем же направлениям:

$USKFIW, USKFIV$

- для крутильных колебаний:

$USKFKR$

- для вертикальных колебаний:

$USKU$ .

Ускорение свободного падения в подпрограмме принято равным  $USKSP = 9,81 \text{ м/с}^2$ .

XI. Определение сейсмических нагрузок, приходящихся на систему

В подпрограмме **VFORCE** по полученным значениям ускорений грунта, коэффициентов форм колебаний, коэффициентов динамичности для каждой сосредоточенной массы системы формируются сейсмические

нагрузки **SFORCE** по формам колебаний.

Учитывается такое волновое воздействие, которое вызывает появление дополнительных сейсмических усилий по горизонтальным направлениям и дополнительных вращательных сейсмических усилий.

Подпрограммой **SFORCE** можно учитывать также и другие сочетания сейсмических усилий, влияющих на конечные результаты напряженно-деформированного состояния системы.

В подпрограмме принято следующее соответствие в обозначениях:

$$\begin{array}{ll} S_{ij} - SFORCE(I, J) ; & A^W - USKW; \\ \beta_i - BETGR(I) ; & A^V - USKV; \\ M_j - MSDIAG(J) ; & A^{\varphi_w} - USKFIW; \\ \gamma_{ij} - KFD(I, J) ; & A^{\varphi_v} - USKFIV; \\ \gamma_{ij}^* - KFDH(I, J); & A^{\theta} - USKFKR ; A^u - USKU. \end{array}$$

Итак в подпрограмме определяются для  $i$  форм и  $j$  узлов значения сейсмических нагрузок, причем в пределах изменения  $j = 1 \div NS$  получаем сейсмические нагрузки по всем направлениям, как и в случае определения ускорений системы.

## ХII. Определение деформаций по сейсмическим нагрузкам

Деформации системы по сейсмическим нагрузкам по формам колебаний определяются в подпрограмме **VDEFRM**. С этой целью в подпрограмме для решения системы уравнений, где правыми частями служат сейсмические нагрузки, используется стандартная подпрограмма из пакета научных подпрограмм, решающая с двойной точностью по методу Гаусса систему алгебраических уравнений:

$$DSIMQ(FB, PR, NS, KS),$$

где  $FV$  - линейный (одномерный) массив, исходный от двумерного массива матрицы жесткости, который получается посредством оператора *EQUIVALENCE* ;

$PR$  - правые части системы алгебраических уравнений, которые перед каждым решением системы принимают значения сейсмических сил поочередно по формам колебаний;

$NS$  - длина массива;

$KS$  - код, указывающий на правильность решения системы уравнений.

В результате работы подпрограммы определяются горизонтальные деформации  $W$  и  $V$ , деформации вращения  $FIW$ ,  $FIV$ , деформации кручения  $FIKR$  и вертикальные деформации  $U$  по всем формам колебаний.

### ХIII. Определение внутренних усилий системы по деформациям

Внутренние усилия системы определяются в подпрограмме *VNUTRS* согласно формул, приведенных в /52/, на основе полученных деформаций.

В подпрограмме определяются внутренние усилия по направлениям  $X$ ,  $Y$  и  $Z$  и усилия кручения.

Кроме того, в подпрограмме определяются и усилия в упругих связях узлов. В случае консольной системы реакции в упругих связях узлов для всех точек, кроме точки защемления, равны нулю.

В подпрограмме принято следующее соответствие в обозначениях:

$$M_{fn}^y - MOMPW(NS, N) ; \quad M_{nf}^y - MOMLW(NS, N) ;$$

$$M_{fn}^x - MOMPV(NS, N) ; \quad M_{nf}^x - MOMLV(NS, N) ;$$

$$Q_{fn}^x - QPW(NS, N) ; \quad Q_{nf}^x - QLW(NS, N) ;$$

$$\begin{aligned} Q_{fn}^y &= QPV(NS, N); & Q_{nf}^y &= QLV(NS, N); \\ \mu_{fn}^z &= MKRP(NS, N); & \mu_{nf}^z &= MKRL(NS, N); \\ N_{fn} &= NBUP(NS, N); & N_{nf} &= NBUL(NS, N). \end{aligned}$$

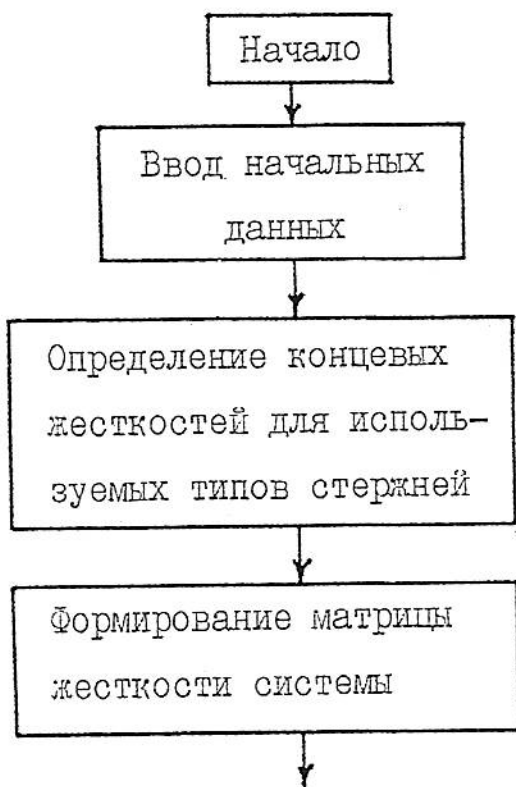
Обозначения концевых жесткостей  $\alpha, \beta, A, B, \theta$  и  $\delta$ , как и узловых жесткостей приняты уже ранее в подпрограмме **TIPST4** и **VMGST**.

Внутренние усилия для системы определяются по уровням, как показано на рис. 2.5, согласно принятым в программе обозначений.

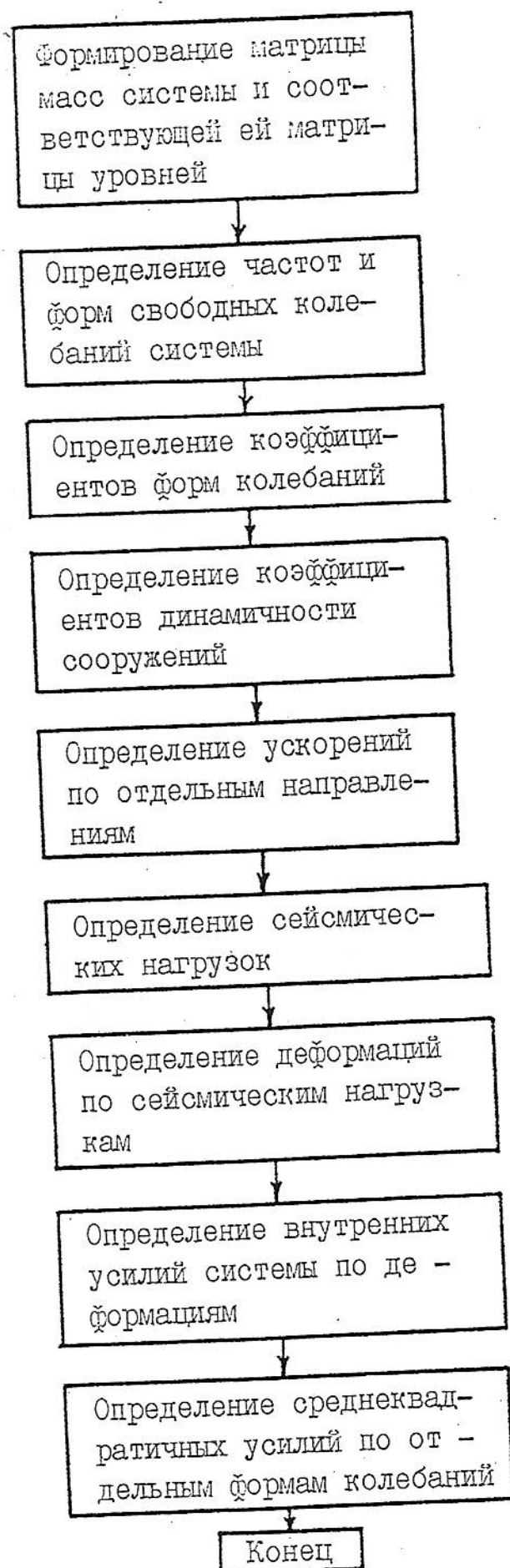
#### XIV. Определение среднеквадратичных усилий по отдельным формам колебаний

Определение среднеквадратичных усилий по отдельным формам колебаний производится в подпрограмме **SRKVUS**.

На основании перечисленных выше этапов решения задачи блок-схема программы будет представлена следующим образом:







Для программы предусмотрены следующие входные данные:

$N$  - количество отдельных стержней системы;

$L$  - длины соответствующих стержней;

$KSS$  - количество степеней свободы сосредоточенной, узловой массы;

$KGR$  - категория грунта стройплощадки;

$BALN$  - балльность района;

$LFUND$  - длина фундамента;

$BFUND$  - ширина фундамента;

$DFUND$  - длина фундамента по диагонали;

$LAMBDA X$  - длина волны в продольном направлении;

$LAMBDA Y$  - длина волны в поперечном направлении;

$LAMBDA Z$  - длина волны в вертикальном направлении;

$CW(N)$ ,  $CV(N)$ ,  $CFW(N)$ ,  $CFV(N)$ ,  $CFKR(N)$ ,  $CU(N)$  - векторы узловых жесткостей по направлениям  $X$ ,  $Y$  к вращению по  $X$  и  $Y$ , к кручению и по направлению  $Z$  - соответственно;

$GFW(N)$ ,  $GFV(N)$ ,  $EIW(N)$ ,  $EIV(N)$ ,  $EF(N)$ ,  $GIP(N)$  - сдвиговые и изгибные жесткости отдельных стержней по направлениям  $X$  и  $Y$ , а также осевая и полярная жесткости;

$MWW(N)$ ,  $MVV(N)$ ,  $MOFW(N)$ ,  $MOFV(N)$ ,  $MTETA(N)$ ,  $M GAMMA(N)$  - векторы начальных масс по направлениям  $X$  и  $Y$ , к вращению по тем же направлениям, по кручению и вертикальному смещению соответственно.

Выходные данные:

$ALW(N)$ ,  $APW(N)$ ,  $ALV(N)$ ,  $APV(N)$ ,  $BW(N)$ ,  $BV(N)$ ,  $TETA(N)$ ,

$ALFLW(N)$ ,  $ALFPW(N)$ ,  $ALFLV(N)$ ,  $ALFPV(N)$ ,  $BETA W(N)$ ,  $BETA V(N)$ ,

$GAMMA(N)$  - векторы концевых жесткостей для отдельных стержней системы;

- $ZN(N)$ ,  $ZNW(N)$ ,  $ZNV(N)$  - рабочие массивы, используемые для промежуточных расчетов;
- $GG(NS, NS)$ ,  $GGD(NS, NS)$  - матрицы жесткости системы;
- $MS(NS, NS)$ ,  $MSD(NS, NS)$  - двумерные массивы матриц масс;
- $MSDIAG(N)$  - вектор узловых масс;
- $HM(N)$  - рабочий вектор для расчета уровней масс;
- $HSIST(N)$  - вектор уровней узловых масс;
- $PPD(NS)$  - вектор, заполняющийся значениями частот свободных колебаний системы;
- $VD(NS, NS)$  - двумерный массив форм свободных колебаний;
- $KFD(NS, NS)$ ,  $KFDH(NS, NS)$  - матрицы коэффициентов форм колебаний по формам колебаний;
- $BETGR(NS)$  - вектор для формируемых коэффициентов динамичности сооружения;
- $SFORCE(NS, NS)$  - двумерный массив сейсмических сил по формам деформаций для  $N1$  узлов системы;
- $PR(NS)$ ,  $FB(NSNS)$ ,  $FF(NSNS)$  - линейные массивы, необходимые при вычислении деформаций системы;
- $W(NS, N1)$ ,  $V(NS, N1)$ ,  $FIW(NS, N1)$ ,  $FIV(NS, N1)$ ,  $FIKR(NS, N1)$ ,  $U(NS, N1)$  - векторы деформаций системы по направлениям  $X$  и  $Y$ , деформаций вращения, деформаций кручения и осевых деформаций соответственно;
- $МОМРW(NS, N)$ ,  $МОМРV(NS, N)$ ,  $МОМЛW(NS, N)$ ,  $МОМЛV(NS, N)$  - матрицы правых и левых изгибающих моментов по направлениям  $X$  и  $Y$ ;
- $QPW(NS, N)$ ,  $QPV(NS, N)$ ,  $QLW(NS, N)$ ,  $QLV(NS, N)$  - матрицы правых и левых поперечных сил по направлениям  $X$  и  $Y$ ;

$MKRP(N_S, N)$ ,  $MKRL(N_S, N)$  - матрицы правых и левых крутящих моментов стержней;

$NBUP(N_S, N)$ ,  $NBUL(N_S, N)$  - матрицы верхних и нижних осевых усилий отдельных стержней системы;

$RCW(N_S, N_1)$ ,  $RCV(N_S, N_1)$ ,  $RMFW(N_S, N_1)$ ,  $RMFV(N_S, N_1)$ ,

$RKR(N_S, N_1)$ ,  $RSU(N_S, N_1)$  - матрицы усилий в упругих связях узлов по формам деформаций;

$MOMPWS(N)$ ,  $MOMPVS(N)$ ,  $MOMLWS(N)$ ,  $MOMLVS(N)$  - векторы среднеквадратичных правых и левых значений изгибающих моментов по направлениям  $X$  и  $Y$ ;

$QPWST(N)$ ,  $QPVST(N)$ ,  $QLWST(N)$ ,  $QLVST(N)$  - векторы среднеквадратичных правых и левых значений поперечных сил по направлениям  $X$  и  $Y$ ;

$MKRPST(N)$ ,  $MKRLST(N)$  - векторы среднеквадратичных значений правых и левых крутящих моментов стержней;

$NBUPST(N)$ ,  $NBULST(N)$  - векторы среднеквадратичных значений верхних и нижних осевых усилий отдельных стержней.

П Р И Л О Ж Е Н И Е 2

საქართველოს სსრ მეცნიერებათა აკადემია

ბ. მუსხელიშვილის სახელობის გამოთვლითი მათემატიკის ინსტიტუტი

АКАДЕМИЯ НАУК ГРУЗИНСКОЙ ССР

ИНСТИТУТ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОЙ МАТЕМАТИКИ им. Н. И. МУСХЕЛИШВИЛИ

380093, თბილისი 93, აკურის ქ. 8

380093, Тбилиси 93. ул. Акурская 8

ტელ. 37-26-79

Тел. 37-26-79

სამეცნიერო-ტექნიკური ინფორმაციის განყოფილება

ОТДЕЛ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЙ ИНФОРМАЦИИ

1.05.89 № 3 / 190

С П Р А В К А

Ведомственный фонд алгоритмов и программ АН ГССР сообщает, что разработанная в ИВМ им.Н.И.Мусхелишвили АН ГССР работа сотрудников: академика АН ГССР, д.т.н., проф. Сехниашвили Э.А., д.т.н. Марджанишвили М.А., м.н.с. Гелхвидзе С.П. "Расчет сооружений башенного типа с массами, обладающими шестью степенями свободы, на горизонтальные и вертикальные поступательные и крутильные сейсмические воздействия (в развитие СНиП II-7-8I "Строительство в сейсмических районах)" - включена в Государственный фонд алгоритмов и программ за инвентарным номером 50890000025.

Руководитель ФАН



*Handwritten signature of D. Dolidze*

Долидзе Д.



КРАСНОЗНАМЕННЫЙ  
ЗАКАВКАЗСКИЙ ВОЕННЫЙ  
ОКРУГ

293 ВОЕНПРОЕКТ

2 "06" 1989 г.  
№ 385

г. Тбилиси, тел. 23-82-66  
99-89-68  
23-88-48

СПРАВКА

Институт 293 Военпроект настоящим сообщает, что при расчете объекта 85063 (17 этажный жилой дом на 75 кв.) была использована разработанная в отделе численных методов в динамических расчетах Института вычислительной математики им. Н.И. Мухелишвили АН ГССР, программа: "Расчет сооружений башенного типа с массами, обладающими шестью степенями свободы, на горизонтальные и вертикальные поступательные и крутильные сейсмические воздействия" (в развитие СНиП П-7-81 "строительство в сейсмических районах") авторов: акад. АН ГССР д.т.н. Сехнишвили Э.А., д.т.н. Марджанишвили М.А., инж. Гелхвидзе С.И.



Генеральный инженер 293 ВОЕНПРОЕКТА

К.АНДРИАНОВ

საქართველოს სსრ  
გეგმვა-საშენობის სამსახური  
ქალაქ თბილისში  
(სსსრ სპეცშენობა)



Грузинская ССР  
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ  
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА  
(ГОССТРОЙ ГССР)

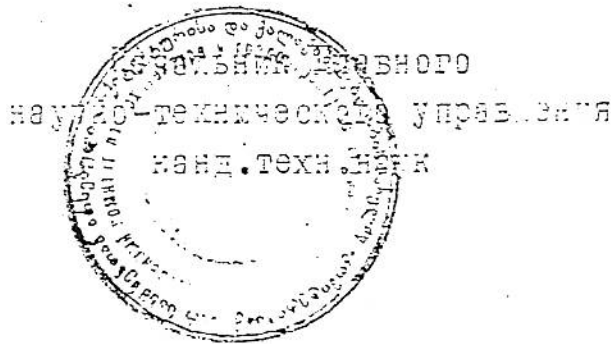
380018, г. Тбилиси, пр. Руставели № 8  
Тел. 93-29-42

მ. თბილისი, რუსთაველის პარკი № 8  
ტელ. 93-29-42  
06892 № H/327-8

С П Р А В К А

Госстрой Грузинской ССР настоящим сообщает, что при разработке  
хозяйственной темы "Конструктивные мероприятия сейсмостойкости кар-  
касных зданий" была использована программа: "Расчет сооружений ба-  
шенного типа с массами, обладающими шестью степенями свободы, на  
горизонтальные и вертикальные поступательные и крутильные сейсми-  
ческие воздействия", разработанная в отделе численных методов в  
динамических расчетах Института вычислительной математики имени  
Н.И. Мусхелишвили АН ГССР.

Справка выдана Телхвидзе С.П.



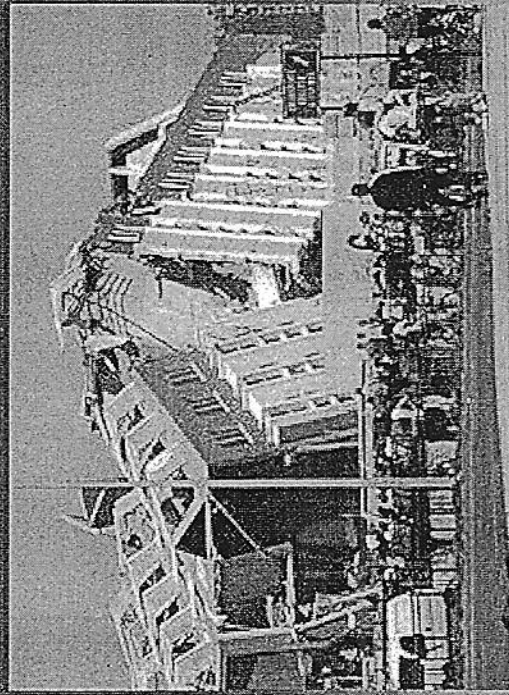
*Handwritten signature*  
Н. Чкуасели



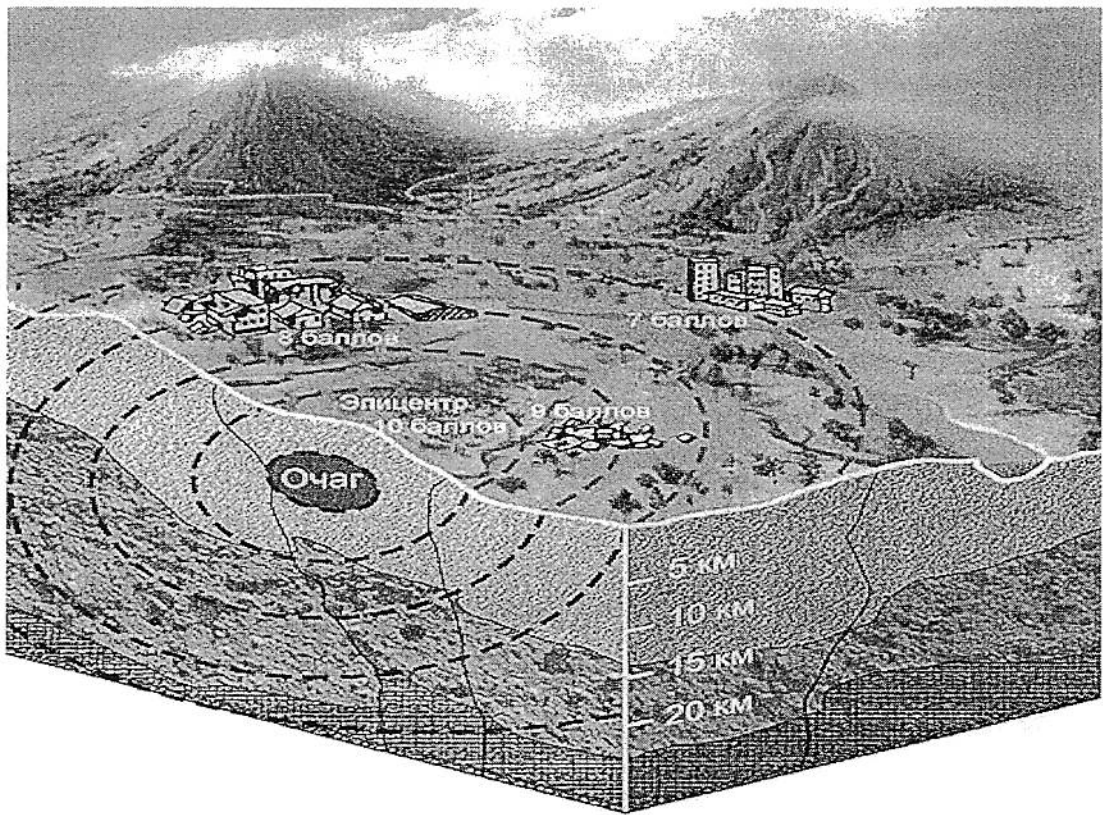
СОСТОЯНИЕ ИССЛЕДОВАНИЙ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ  
СООРУЖЕНИЙ, ПОДГОТОВКИ И ОБУЧЕНИЯ КАД-  
РОВ, РАЗРАБОТКИ КОДОВ (НОРМ) ДЛЯ РАЗВИ-  
ВАЮЩИХСЯ СТРАН.

# Последствия землетрясений

- Изменение рельефа земной коры (гор, дна океана и т.д)
- Разрушения сооружений (зданий, дорог, портов и т.д)



## ВВЕДЕНИЕ



Известно, что на Земле установлены три основные зоны, три основных пояса, опасных в сейсмическом отношении. К ним относятся, во-первых, Тихоокеанский пояс со многими ответвлениями, на долю которого приходится не менее 60% всех землетрясений. Их энергия составляет около 80% всей сейсмической энергии, разряжающейся на земном шаре. Затем – Средиземноморский или Трансазиатский пояс, на который приходится более 15% всей высвобождающейся при землетрясениях на Земле энергии. И, наконец, Арктический пояс.

В мире ежегодно от землетрясений гибнут несколько десятков тыс. человек, а материальный ущерб в среднем превышает несколько сот миллионов долларов. Только за последние годы крупнейшие

землетрясения с большими человеческими жертвами произошли в Алжире, Гватемале, Греции, Индии, Иране, Италии, Лемене, Китае, Марокко, Мексике, Никарагуа, Пакистане, Перу, Румынии, США, Турции, Чили, Югославии, Японии.

Сегодня на карте мира обозначены 208 государств с населением от почти одного миллиарда ста миллионов человек (Китайская Народная Республика) до одной тыс. человек (государство Ватикан). По нашим подсчетам после 1970 года в 64 странах произошли ощутимые землетрясения с интенсивностью более 5 магнитуд (см. Приложение 3.1). Нормы же, стандарты и коды на сейсмостойкое строительство имеются, по неполным данным, в 27 странах, из них большинство являются европейскими.

Поэтому не вызывает сомнения, что необходимость разработки кодов, стандартов на сейсмостойкое строительство зданий и сооружений самого различного назначения и из самых различных строительных материалов, в первую очередь наиболее распространенных типов массовых жилых домов, а также зданий гражданского и общественного назначения (Школ, больниц, театров и кинотеатров, административных зданий и т.д.) - проблема более чем актуальная. При этом приоритетное внимание должно быть уделено сейсмостойкости жилищного строительства.

§5.1. О состоянии жилищного фонда и жилищного строительства в развивающихся странах

Изложение материала данного параграфа основывается на данных, любезно предоставленных нам зав.сектором естественных наук и технологий Отдела науки, техники и высшего образования Секретариата ЮНЕСКО доктором Дж.Зорзи.

В большинстве развивающихся стран, по данным ЮНЕСКО, более одной трети населения живет в плохих условиях, особенно в городах, в частности столицах, где жилища часто строятся без официального разрешения, без удобств и, естественно, без соблюдения каких-либо норм антисейсмического строительства. В Африке своевольно построенные жилища составляют более 50%. Не лучше положение в странах Азии и Латинской Америки. Такие дома образуют, обычно, трущобы больших городов.

В настоящее время, по статистическим данным, в странах Азии, Африки и Латинской Америки проживают более 2,8 млрд. человек. По данным прогноза советского ученого проф. Б.Ц. Урланиса, по "среднему" варианту к 2000 году население нашей планеты составит почти 6,5 млрд. человек, из них в Азии будет проживать почти 4 млрд. человек, в Африке - около 800 млн. человек, в Латинской Америке - 650 млн. человек. Плотность населения (на один квадратный км) в развивающихся странах растет быстрее, чем в развитых.

Следовательно, осуществление жилищного строительства является одной из самых важных проблем человечества на ближайшую обозримую перспективу. По данным ЮНЕСКО в ближайшие 20-25 лет

в странах Азии, Африки и Латинской Америки должны быть построены более 800 миллионов жилищных единиц или домов. Очевидно эти дома должны обходиться недорого и, как правило, строиться с использованием местных строительных материалов, обладающих, большей частью, низкой прочностью. К таким материалам относятся земляной грунт, глина-сырец, необожженный глиняный кирпич, саман, природный камень (рваный или пиленный), обожженный глиняный кирпич, дерево и т.д. Тем не менее, часто жилые дома приходится строить из импортных материалов. Например, в некоторых африканских странах более 90% всего объема используемых строительных материалов являются импортными. Рыночные цены на эти материалы обычно высоки. Так, одна тонна завезенного портландцемента стоит 75-350 американских долларов, в то время как тот же цемент в Европейских странах стоит 40-50 долларов.

Проблема жилищного строительства становится особенно острой для развивающихся стран, расположенных в сейсмических регионах. Недорогие же жилые дома из земляного грунта, глины-сырца, самана, каменной кладки и т.д. характеризуются низкой сейсмостойкостью и, естественно, весьма уязвимы при землетрясениях. Поэтому человеческие жертвы и экономический ущерб от землетрясений в этих странах бывают особенно большими.

Очевидно, что жилищное строительство не только в развивающихся странах, но и в индустриально развитых, зависит от материальных возможностей тех, для кого предназначено жилье, и поэтому осуществляется дифференцированно. Естественно, что заказчики, т.е. владельцы строящихся домов, предъявляют строителям требования в первую очередь экономического характера.

В развивающихся странах, как правило, стоимость рабочей силы низка и составляет незначительную долю от общей стоимости строительного объекта. В то же время стоимость строительных материалов, основная часть которых импортируется, высока и нередко превышает половину стоимости объекта. Для избежания сложившейся диспропорции, следует, очевидно, серьезное внимание обратить на развитие национальной промышленности строительных материалов, ориентированную на использование местного недорогого сырья.

Применение местных неэнергоемких, доступных строительных материалов, использование несложных технологий, машин и механизмов для производства таких строительных материалов будет способствовать повышению конкурентоспособности строительства одно-двухэтажных жилых домов и сельскохозяйственных зданий и построек.

Одним из наиболее распространенных строительных материалов является земля. По данным статистики, почти треть населения мира проживает в домах, построенных с использованием земли как строительного материала. В некоторых странах, например, в Перу использование такого строительного материала достигает 60%, в Руанде - почти 80%. Ввиду малой энергоемкости и технологичности, следовательно дешевизны, земля как строительный материал в последние годы стала применяться и в таких странах как США, Франция, Австралия.

Очевидно, пригодность земли как строительного материала определяется наличием в ней примеси глины. Из такой земляной массы изготавливаются блоки путем вырезания, уплотнения в опа-

лубке, прессования в формах и упрочнения различными способами. В частности, для повышения физико-механических характеристик земляных блоков при их изготовлении применяют различные органические добавки, армируют соломой или другими растительными волокнами, используют цемент, известь, битум в качестве вяжущего и т.д.

Естественно, что доступность и дешевизна землеклоков привлекает внимание к ним, но вместе с этим вызывает необходимость разработки способов повышения их прочности, деформативных характеристик, водостойкости и эрозистойкости. В настоящее время разработаны составы для изготовления землеклоков, методы их стабилизации и уплотнения, армирования, защиты земляных стен от воздействия влаги и т.д.

Установлено, что земляные блоки, изготовленные с использованием для упрочнения 5-10% цемента, и стены из них толщиной 14 см почти в два раза дешевле, чем стены той же толщины из бетонных блоков.

В последнее время изготовление землеклоков индустриализируется и механизмуется. в ряде стран, именно в Швейцарии, ФРГ, Франции, США для этого выпускаются специальные прессы и машины.

Другим, еще более распространенным строительным материалом является глиняный кирпич, в особенности обожженный. Так, в Китайской Народной Республике (КНР) в год производят более 160 миллиардов штук кирпича, из них около 75% обжигается в небольших сельских печах.

Обожженный глиняный кирпич производится, как известно,



ручным, полумеханизированным и полностью механизированным способами.

Ручной способ применяется при производстве небольшого количества кирпичей. Эти кирпичи характеризуются низкой прочностью на сжатие (4-8 МПа) и высокой водопоглощающей способностью (12-20%). Несмотря на это, их применение выгодно, т.к. они изготавливаются на месте, не требуют больших капитальных вложений и транспортных расходов. Кирпичи ручного изготовления используются в одноэтажных зданиях и в ненесущих стенах.

При полумеханизированном способе производства кирпича разработка глины, подготовка замеса и формование осуществляются с помощью механизмов, а закладка в обжигные печи, выгрузка, сортировка и складирование - вручную. Прочность на сжатие кирпичей, изготовленных этим способом, составляет 7-12 МПа, а водопоглощение достигает 5-15%. Такие кирпичи используются в строительстве двухэтажных зданий.

Полностью механизированный способ производства кирпичей требует существенных капитальных вложений, а также наличия высококвалифицированного инженерно-технического персонала и рабочей силы. Поэтому, хотя на таких предприятиях можно производить в год 15-20 млн. штук кирпичей, они не всегда доступны развивающимся странам.

Кирпичи, изготовленные полностью механизированным способом, характеризуются прочностью на сжатие 17-42 МПа и водопоглощением 2-6%. Такие кирпичи можно применять в зданиях до 5 этажей, а также в ряде ответственных производственных построек.

Дешевизна строительства, наряду с дешевыми материалами

для стен и несущих конструкций, требует также дешевых вяжущих, тем более, что в развивающихся странах стоимость вяжущих материалов доходит до 10-30% от полной стоимости строящегося объекта. Наиболее употребительными вяжущими являются известь и цемент, при этом с пуццолановыми добавками, приводящими к снижению стоимости. Вместе с этим, следует отдавать предпочтение неэнергоемким технологиям и учитывать минимальность транспортных расходов.

Последнее обстоятельство, естественно, приводит к мнению о рассредоточенном производстве вяжущих путем строительства малых предприятий шахтными печами для обжига клинкера или извести. Однако может случиться, что суммарные капитальные вложения в эти малые предприятия, к тому же дающие вяжущие сравнительно невысокой активности, превьсят существенные транспортные расходы, сопутствующие крупным предприятиям по производству вяжущих. Поэтому в каждом конкретном случае, для различных развивающихся стран, проблему следует решать отысканием оптимальных результатов.

Очевидно, в строительстве необходимы и другие материалы для изготовления конструкций и деталей различного назначения. Так, для некоторых развивающихся стран серьезной проблемой является замена дорогостоящей арматурной стали местными дешевыми материалами. К примеру, для армирования бетонных элементов можно применить бамбук, дерево, различные волокнистые материалы-растения.

Природные волокнистые растения применяются и для армирования растворов, используемых для оштукатуривания стен из штучных

каменной или кирпичной. Оштукатуренные стены характеризуются лучшей сопротивляемостью изгибным деформациям и ударным воздействиям, чем обычные кирпичные стены.

В качестве кровельных материалов применяются отходы бумаги, обработанные битумом.

В заключение настоящего параграфа следует подчеркнуть, что осуществлять сейсмостойкое строительство в развивающихся странах при разумных минимальных затратах и существующих условиях следует решая ряд важных вопросов.

Во-первых, необходимо разработать и применять методы расчета, проектирования и строительства сейсмостойких зданий, в первую очередь жилищ, с использованием местных строительных материалов;

во-вторых, следует отыскивать наиболее пригодные для строительства местные строительные материалы и систематически разрабатывать способы улучшения их физико-механических и физико-технических свойств, производства в достаточном количестве;

в-третьих, следует научиться правильно строить здания, в первую очередь жилища, из местных строительных материалов, с применением обязательных правил антисейсмического строительства;

в-четвертых, для решения указанных выше этапов необходимо готовить кадры инженеров и техников-строителей, а также рабочих строительных специальностей;

в-пятых, необходимо готовить национальные кадры ученых, которые со временем примут на себя решение всех проблем, связанных со строительством, в том числе и сейсмостойким, в развивающихся странах; для этого же необходимо привлекать квалифици-

рованные научные и инженерно-технические кадры специалистов из других стран.

Первые три вопроса из перечисленных следует узаконить, включив их в Коды (Нормы), стандарты, другие технические регламентации по сейсмостойкому строительству. При этом эти Коды (Нормы) должны быть утверждены высокоответственным правительственным органом данной страны и должны быть обязательными для всех тех, кто осуществляет строительство.

§5.2. О жилищном строительстве в  
Арабском регионе

При написании данного параграфа, наряду с другими, использованы данные проф. N. Ambraseys , приведенные в труде "Оценка и уменьшение сейсмического риска в Арабском регионе".

В Арабском регионе жилые дома и здания общественного назначения могут быть подразделены на следующие типы.

Дома и здания из бутовой кладки со стенами, как правило, толщиной 50-70 см, возведены из рваного камня с применением в качестве вяжущего глиняного раствора. При наличии, вместо рваного камня используют булыжник. Здания из бутовой кладки обычно возводятся без фундаментов и потому их строят одноэтажными. У таких домов кровли, как правило, плоские, из утрамбованной земли или глины, перемешанных с соломой. Несущие конструкции (стропила, балки) под такие кровли выполнены из необработанных стволов деревьев. По этим балкам укладываются прутья и ветки, а затем земляной или глиняный слой толщиной 20-60 см. Такие кровли, хотя достаточно хорошо исполняют функции ограждающих конструкций, однако в несколько раз тяжелее черепичных. Очевидно, что здания такого типа, возводимые их владельцами, не являющимися профессиональными строителями, весьма низкого качества и, самое главное, весьма несейсмостойки.

Другой тип домов, возводимых владельцами-непрофессионалами, это дома со стенами толщиной 50-80 см. из утрамбованной земли или глины-сырца, перемешанных с соломой. Эти здания также строятся обычно без фундаментов, большей частью одноэтажными, встречаются и двухэтажные. Такого типа дома также имеют

плоские крыши описанной выше конструкции.

С целью придания домам из бутовой кладки или из глины-сырца (земли) некоторой сейсмостойкости, стены усиливаются устройством в них деревянных каркасов (фахверков). Нередко эти каркасы делают рамно-связевыми. Иногда в стены вставляются деревянные стойки, поддерживающие балки покрытия. Здания такого типа строят обычно одноэтажными, но нередко и двухэтажными. Кровля состоит, как правило, из деревянных балок (стропил), по которым укладывается слой веток или деревянные планки, а по ним - плиты толщиной 20-30 см из утрамбованной земли. Этим кровлям придают незначительный уклон.

Усиленные фахверком буговые или сырцовые дома более поздней постройки делаются с покрытиями черепицей, шифером, а иногда и волнистой листовой сталью.

Подобные дома и здания возводятся с участием профессиональных строителей.

Дома со стенами толщиной 40-80 см из кладки, возведенной из пиленых камней на известняковом или цементно-песчаном растворе, строятся обычно одно- или двухэтажными с деревянным полом и с черепичной крышей по деревянным стропильным фермам. Иногда кровлей служит шифер, а для несущих конструкций пола применяют железобетон. Эти дома возводятся с участием строителей-профессионалов.

Деревянные дома построены двух- или трехэтажными. В них несущая конструкция осуществляется в виде рамно-связевого деревянного каркаса или бревен (срубы) или пиленого лесоматериала. По деревянным стенам набивается металлическая сетка, по которой дается штукатурка. Иногда каркас заполняется каменной клад-

кой из булыжника и гальки, пиленых камней, глины-сырца с соломой и т.д.

Нередко деревянный каркас ставится на первый этаж из свай или каменной кладки, возведенных по периметру дома. Такого типа дома, полностью строящиеся из местных материалов, выполняются строителями-профессионалами.

Дома с кирпичными несущими стенами строятся из обожженного глиняного кирпича на известковом или цементно-песчаном растворе. Вместо кирпича нередко применены бетонные штучные блоки. Такие дома строятся высотой 1-3 этажа. Пол, перемычки над проемами в стене, лестничные марши исполняются, как правило, из монолитного железобетона, формируемого на месте. Крыша делается обычно черепичная, хотя применяются и железобетонные плиты. Эти здания строятся под руководством, контролем и с участием профессиональных строителей.

Наконец, наиболее сейсмостойкими зданиями из описанных являются железобетонные (каркасные, панельные и т.д.), которые возводятся многоэтажными. Рассчитываются, проектируются и возводятся специалистами-профессионалами-строителями. Однако такого типа дома в Арабском регионе составляют незначительную долю от общего объема.

Очевидно, что построенные в регионе дома представляют не только указанные типы. Нередко встречаются комбинации приведенных типов, например, сочетание бутовой кладки с деревянным фахверком, или сочетание каменной кладки с деревянным фахверком, т.е. двух- или трехэтажный деревянный каркас (второй и третий этажи), покоящийся на первом этаже из каменной кладки и т.д.

§5.3. Опыт последствий происшедших землетрясений,  
о поведении зданий различных систем

Известно, что ни одно землетрясение не похоже на другое, более того в большей или меньшей мере стлчкются друг от друга. И то, что бывает полезно для сейсмозащиты при одном землетрясении, может быть недостаточным при другом. Вместе с этим, имеется много общих правил, определяющих требования к сейсмозащите и подтвержденных всеми без исключения землетрясениями.

К ним, прежде всего, следует отнести требования высокого качества выполнения строительных работ по возведению зданий и сооружений, ими определяются в значительной мере и так называемые конструктивные требования действующих Кодов (Норм).

За последние тридцать лет значения ускорений, характеризующих сейсмический балл, увеличились в несколько раз. Использование при определении нагрузок на здания, рассчитываемых как упругие системы, таких больших значений ускорений приводит к нереальным для осуществления традиционными способами зданиям, сооружениям. Так, например, ни одна хорошо выполненная кирпичная конструкция стен с обычными усилениями, казалось бы, не способна противостоять этим воздействиям, тогда как опыт землетрясений показывает, что даже без усиления кирпичные стены высокого качества исполнения иногда и при сильных землетрясениях остаются неповрежденными.

К заметному снижению сейсмических реакций сооружений может привести разновременный подход сейсмических волн к фундаментным опираниям здания, что возможно при определенных соотношении-



ях его размеров в плане к скоростям сейсмических волн. Увеличение длины здания и расстояния между жесткими вертикальными опорами приводит к увеличению податливости перекрытий (особенно сборных) в поперечном направлении. Податливость же перекрытий увеличивает периоды собственных колебаний здания, а это приводит в случае, если спектр землетрясения близок к принятому в нормах, к заметному снижению сейсмических сил. При иных случаях количественные результаты проявления землетрясений могут быть другими. Они меняются также при учете высших форм колебаний, при изменении конструктивной схемы здания и других факторов.

Важное значение в связи с вышесказанным приобретает необходимость комплексного решения проблем сейсмостойкости, включая принятие реальных расчетных значений ускорения оснований, сейсмических реакций и несущей способности конструкций с учетом развития в них пластических деформаций и других особенностей, характеризующих реальные условия работы сооружения. В то же время расчет сооружений, как упругих систем по акселерограммам реальных землетрясений, часто приводит к экономически неоправданным или практически неосуществимым инженерным решениям.

После землетрясений производятся, как правило, расчетные анализы поведения конструкций, что полезно как для уточнения отдельных положений расчета конструкций, так и для оценки общего уровня реализованных сейсмических воздействий. Для таких оценок оказываются полезными анализы простейших конструкций, особенно таких, которые получили небольшие повреждения, что позволяет произвести достаточно подробную экспертизу их особенностей.

к числу сейсмостойких зданий, при условии надежных связей между элементами и хорошем качестве антисептирования, относятся деревянные здания и особенно рубленые. Но в случае их применения встает проблема огнезащиты, т.к. неисчислимы бедствия приносят, как известно, пожары, сопутствующие землетрясениям.

Опыт землетрясений показывает, что здания с несущими стенами из кирпича и камня, выполненные без специальных антисейсмических мероприятий, являются при 8-ми и особенно 9 балльных землетрясениях объектами массовых разрушений, вызывающих многочисленные человеческие жертвы и большие материальные убытки. Особенно подвержены разрушениям здания со стенами из самана, сырцового кирпича и низкопрочных природных камней на растворах малой прочности. Такие одноэтажные и двухэтажные здания сильно разрушаются даже при 7-балльных землетрясениях. Поэтому в случае применения этих материалов следует усиливать стены деревянными каркасами с диагональными связями. Хорошие результаты показали также правильно выполненные горизонтальные <sup>деревянные</sup> пояса (на каждый этаж). При усилении кладки деревянными связями древесину следует антисептировать.

Такие усиления в сочетании с легкими кровлями и хорошо связанными со стенами междуэтажными перекрытиями обеспечивают достаточную надежность одно-двух этажных зданий в условиях 7-8 балльных сейсмических воздействий. Здания высотой до пяти этажей со стенами из обожженного кирпича с кладкой II категории, с антисейсмическими поясами и с другими конструктивными требованиями Норм выдерживают 7-балльные воздействия без заметных повреждений. В таких же зданиях при 8-балльной интен-

сивности кладка выполняется I категории. В случае опасности эпицентральных воздействий, верхние два этажа зданий любой высоты следует усиливать вертикальной арматурой или выполнять в виде комплексных конструкций. Для всех районов, и особенно с 9-балльной сейсмичностью, наиболее желательно применение сборных крупных кирпичных (каменных) изделий, изготовленных вибрированием или с добавлением специальных добавок в раствор, повышающими сцепление. Такие изделия могут быть использованы в качестве заполнения каркасов, выполненных в виде комплексных конструкций и для несущих стен, в том числе с преднапряжением.

В зданиях из крупных блоков слабыми оказываются вертикальные и горизонтальные швы, по которым при 8-балльном землетрясении происходят заметные подвижки. Поэтому в вертикальные швы необходимо вводить связи между блоками из поясов, препятствующих горизонтальному сдвигу. Вертикальные связи и арматура предусматриваются также в верхних двух этажах в районах с возможными эпицентральными землетрясениями.

Хорошо зарекомендовали себя пятиэтажные крупнопанельные здания при землетрясениях 7-8 балльной интенсивности. Исходя из опыта землетрясений, усовершенствование их должно идти по линии доработки технологии изготовления панелей во избежание появления технологических трещин. Требуют доработки и некоторые узлы сопряжений.

В последние годы в сейсмических районах стали применять монолитные коробчатой системы железобетонные здания. При условии надлежащего качества проекта и производства работ опыт землетрясений показывает их высокую сейсмостойкость. Серьезные

повреждения таких конструкций отмечаются на плохо обработанных участках рабочих швов, при недостаточном уплотнении бетона и занижении его прочности по сравнению с расчетной.

Высокую сейсмостойкость при многочисленных землетрясениях показали каркасные здания. Наряду с этим, землетрясения выявили слабые места таких конструкций. В частности их повреждения связаны с соединениями в узлах и слабостью поперечной арматуры элементов, особенно колонн.

Как показывает опыт землетрясений, весьма благоприятными для сейсмостойкости являются решения конструкций в виде каркасов с диафрагмами жесткости. Они особенно уместны в зданиях большой высоты. Такие диафрагмы воспринимают значительную долю сейсмической нагрузки и, если при этом повреждаются, все же предохраняют каркас от серьезных повреждений. Даже при появлении в диафрагмах трещин они продолжают участвовать в общей работе сооружения. Более того, надо полагать, что появление трещин в диафрагмах увеличивает затухание колебаний здания.

Неудачным решением являются гибкие каркасные системы с вынесенными за пределы здания лестничными клетками. При недостаточном размере шва между последними и зданием <sup>они</sup> будут таранить и разрушать друг друга, так как будут колебаться асинхронно, с разными периодами и фазами.

Лестничные клетки, как правило, должны размещаться в пределах здания, т.к. лестничные клетки более подвержены разрушениям и здание может остаться без путей эвакуации людей. При этом лестничные клетки могут быть жестко связанными с основными конструкциями здания или же отделенными от них. В последнем

случае связи должны быть гибкими, а швы заполнены мягкими материалами, с целью исключения возможности резкого соударения конструкций.

Наиболее благоприятными из каркасных систем являются железобетонные каркасы с жесткой арматурой. По характеру развития пластических деформаций, восприятия растяжения и среза, неблагоприятных для железобетона с гибкой арматурой, они близки к обычным стальным каркасам, но имеют перед последними преимуществами по огне- и коррозиестойкости, а также большей величине затухания колебаний.

Следует отметить, что здания с первыми гибкими этажами, как показал опыт прошедших землетрясений, не оправдали себя.

§5.4. Об оценке степени повреждений зданий и сооружений

Литература, посвященная обследованию последствий землетрясений, носит главным образом описательный характер и, представляя значительный интерес, является далеко не исчерпывающей. Данные этих описаний не позволяют, как правило, установить величины усилий, возникающих в элементах сооружений, проанализировать степень воздействия землетрясения на сооружения.

Несмотря на это, наиболее наглядным и в то же время доступным источником получения информации для оценки сейсмостойкости сооружений все же остается обследование, изучение последствий землетрясений.

Основным критерием оценки правильности теоретических предположений является сравнение результатов теории с наблюдаемыми формами разрушений и повреждений различных видов сооружений при сильных землетрясениях. В то же время оценка ущерба от землетрясений представляет значительные трудности. Между тем о степени повреждения здания судят по стоимостному показателю - затратам на восстановление в процентах к стоимости здания.

Как правило, оценка ущерба производится обычно методом прямого счета на основе фактических затрат, с учетом стоимости сноса здания в зависимости от его типа и этажности, стоимости восстановления несущих и самонесущих конструкций и усиления их, стоимости восстановления ненесущих элементов здания и его ремонта.

В США выдвинуто предложение установить зависимость между

убытками от повреждений зданий в результате землетрясений и шкалой интенсивности землетрясений.

В Японии критерием сейсмостойкости зданий принимают затраты на восстановление. Здание считается сейсмостойким, если сумма убытков и затрат на восстановление после сильного землетрясения не превышает 10% его первоначальной стоимости.

В СССР в основу методики положен принцип сбалансированного риска, требующего, чтобы все объекты, входящие в состав строительной площадки, проектировались на одинаковую степень риска.

Опыт ликвидации последствий землетрясений показывает, что прямые затраты на восстановление зданий и связанные с ними дополнительные затраты (организация строительства, трудовые затраты и т.п.) составляют значительную долю общего ущерба от землетрясения.

Полные затраты определяются методом комплексной экономической оценки, применяемого для определения сравнительной эффективности капитальных вложений в строительство. Комплексная экономическая оценка восстановительных работ учитывает их себестоимость, производственные фонды строительных организаций и сопряженные капитальные вложения в производство строительных материалов и изделий на ремонтно-восстановительные работы. Себестоимость работ по восстановлению может быть принята по их сметной стоимости.

По степени ущерба при землетрясениях, в зависимости от конструктивных решений здания, можно расположить в следующем убывающем порядке: саманные и сырцовые постройки, здания из естественных камней и обожженного кирпича, выполненные без антисейсмического усиления, деревянные и кирпичные с антисейсмическим усилением, каркасные и крупнопанельные.

§5.5. Методы оценки теорий сейсмостойкости  
зданий и сооружений

Основными методами оценки теорий сейсмостойкости являются, как известно: натурные обследования последствий землетрясений; испытания зданий и сооружений в натуре, их фрагментов и физических моделей в лабораторных условиях; теоретические исследования на математических моделях.

Главную роль из них играют натурные обследования, дающие возможность получить фактический материал, подлежащий обработке, дальнейшему изучению и обобщению.

Исследования же, как лабораторные, так и теоретические, являются вспомогательными, но важными методами моделирования, играющими существенную роль при анализе фактических разрушений от землетрясений. Поэтому они способствуют ускорению развития теории сейсмостойкости.

Оценка интенсивности землетрясений осуществляется по сейсмической шкале. В основном, признаками интенсивности являются повреждения зданий и их элементов или максимальные значения скоростей или ускорений почвы при землетрясении.

Оценить интенсивность землетрясений по чисто геометрическим характеристикам без привлечения представлений о силовых воздействиях на здания, а также без знания деформативных и прочностных характеристик строительных материалов и грунта основания невозможно.

Желание установить балл землетрясения по сейсмической шкале, исходя из максимальных ускорений или скоростей смещений поч-



вы, также не достигнет цели, так как отсутствие данных о длительности времени действия не позволяет оценить динамическое поведение сооружений при землетрясениях.

За меру сейсмической интенсивности следует принять кинематические характеристики землетрясения, входящие в правую часть дифференциальных уравнений сейсмостойкости, в виде ускорения грунта, являющегося функцией времени. Задача в такой постановке корректна, однако возникают две основные трудности.

Во-первых, не располагаем точными акселерограммами землетрясений, которые будут воздействовать на сооружение в процессе эксплуатации;

во-вторых, при современном состоянии механики деформируемых твердых тел в общем случае недостаточен объем сведений о связях между шестью компонентами деформаций и соответствующими им напряжениями, в особенности при динамических нагрузках на строительные материалы и грунты.

Созданы альбомы и каталоги акселерограмм сильных землетрясений, происшедших на нашей планете. Количество таких акселерограмм превышает много сотен и оно стремительно растет. В зависимости от магнитуд, эпицентральных расстояний, продолжительности воздействий и т.д. их следует объединить в несколько разных групп.

Для заданной площадки представляют интерес те группы акселерограмм, которые отвечают эпицентральным расстояниям потенциально возможных очагов, представляющих угрозу для нее. Из этих групп следует выбирать 3-4 акселерограммы, амплитудно-частотные характеристики которых являются наиболее опасными для проектиру-

емого сооружения. Сооружения рассчитывать на каждую из этих акселерограмм в отдельности. Для особо ответственных сооружений элементы подбирать по наибольшим усилиям. Для обычных сооружений допускать локальные повреждения, не угрожающие обвалу зданий или их элементов.

Каталог существующих акселерограмм можно значительно расширить, если использовать различные преобразования акселерограмм на основе ряда физических предпосылок или построением новых акселерограмм на основе теоретических предпосылок, а также соображений вероятностного характера. В этой связи можно перевести заданные или расчетные акселерограммы от коренных пород к рассматриваемым данным напластованиям грунтов, при известной сейсмотектонической обстановке в данном месте, теоретически построить акселерограмму для структуры ожидаемого очага при данных механических свойствах пород от очага до рассматриваемой площадки; создать искусственные акселерограммы, зная статистические характеристики существующего набора реальных акселерограмм.

Таким путем могут быть получены обобщенные искусственные акселерограммы, статистические свойства которых тождественны статистическим свойствам реальных акселерограмм, которые удобны для проектирования сооружений.

Выполнение изложенных задач сложно и для получения достаточно надежных результатов требует коллективной работы геологов, сейсмологов, механиков, математиков и инженеров.

Существующие реальные акселерограммы представляют собой мощное средство для решения актуальных задач инженерной сейсмо-

логии и сейсмостойкости сооружений. Примером является знаменитая акселерограмма землетрясения в Эль-Центро. Она сыграла огромную роль в инженерной сейсмологии и теории сейсмостойкости.

Можно получить более точную оценку сейсмической интенсивности, если учесть волновой характер распространения сейсмического возмущения. В общем случае достаточно точная картина получается, если в пределах рассматриваемой площадки представим себе сейсмическое возмущение в виде плоской волны, нормаль к которой составляет некоторый угол с нормалью к поверхности земли. Тогда для оценки интенсивности землетрясения надо знать законы продольных и поперечных колебаний, а также скорости их распространения. Здесь уже необходимы данные более сложных измерений, чем записи акселерограмм.

В пределах упругих деформаций механические свойства строительных материалов и грунтов определяются достаточно точно и просто. Однако за пределами упругости сложная картина возникает уже при статических нагрузках.

Еще сложнее оценить распределение деформаций и напряжений при динамических нагрузках. Трудность заключается в том, что в общем случае связь между шестью компонентами деформаций и соответствующими им напряжениями зависит от предыстории нагружения. Сложность оценки напряженного состояния при землетрясении можно проиллюстрировать на примере каменного здания, построенного на неоднородных глинистых грунтах, допускающих неравномерную просадку. С течением времени, в результате неравномерного оседания основания здания, в нем возникают напряжения, которые могут достигнуть значительных величин. Поэтому даже относ-

нительно слабые землетрясения могут вызвать трещины в кладке, вследствие чего картина распределения напряжений будет сильно изменена по сравнению со зданием, построенным на однородных грунтах. Приведенный пример показывает, что точное составление дифференциальных уравнений сейсмостойкости и их решение не всегда результативно.

Проблема определения связей между деформациями и напряжениями представляет собой еще более сложную задачу, чем проблема оценки интенсивности землетрясения. Отыскание решений облегчается постановкой экспериментов на моделях при условии удовлетворительного подбора материалов для моделей.

Сложнее обстоит дело с моделированием до стадии разрушения. Если прочность материала не зависит от скорости деформации, то моделирование до стадии разрушения возможно, если же прочность зависит от скорости деформации, то проблема моделирования сильно усложняется и даже может оказаться неразрешимой.

Наиболее надежным методом является метод поэлементного моделирования, позволяющий непосредственным экспериментом проверить подобие между моделью и оригиналом.

Изучение последствий землетрясения - это настоятельная необходимость. Этой проблеме однако не уделяется должного внимания. Каждое разрушительное землетрясение порождает огромное количество информации, из которых экспедиции, обследующие последствия землетрясений, фиксируют лишь их незначительную часть. Основная же масса информации выпадает из рассмотрения. Очевидно, что при убытках, составляющих ежегодно десятки и сотни миллионов долларов, имеет смысл ассигновать несколько сотен

тысяч долларов на работы по тщательному исследованию и накоплению бесценного фактического материала.

Полевые работы по обследованию последствий землетрясений, при которых основной задачей является оценка и фиксация повреждений сооружений, должны сопровождаться оценкой прочности элементов конструкций. Для этой цели необходимо создание передвижных лабораторий, снабженных удобной испытательной техникой. Методы оценки прочности элементов конструкций, механических свойств строительных материалов и грунтов дадут существенную информацию для анализа воздействия землетрясений на сооружения, в особенности при использовании акселерограмм с ближних сейсмических станций.

Сейсмометрическая служба призвана также решать задачи исследовательского характера в области сейсмостойкого строительства. Обычная схема работы сейсмометрических станций - это исследуемое здание, на различных этажах которого, а также на уровне грунта, размещены сейсмографы в ждущем режиме.

Вместе с этим для возможности успешного обобщения мирового опыта следует создать международную шкалу интенсивности повреждений зданий и сооружений, а также международную шкалу интенсивности остаточных явлений на поверхности Земли в зависимости от интенсивности (силы) землетрясения.

При создании таких шкал следует пересмотреть, переоценить балльность тех регионов, где землетрясения произошли давно и сила землетрясений (балльность региона) установлена по разрушениям зданий и сооружений, построенных в прежние времена из строительных материалов того времени. Переоценка балльности должна быть выполнена на основании экспериментов.

Оценка интенсивности повреждения зданий и сооружений по такой шкале в сочетании с данными о магнитуде землетрясения, глубине очага, эпицентральной дистанции и других сейсмических параметрах, а также записей землетрясения послужит основой исследовательской работы по макросейсмической части инженерной

§5.6. Опыт оценки сейсмического риска и уязвимости  
зданий и инженерных сооружений

Большое значение для получения оптимальных проектных решений имеет применение методов математической статистики и теории вероятностей в расчетах конструкций по предельным состояниям, в частности при землетрясениях. К числу таких методов относится и математическая теория риска. При этом понятие "риск" характеризует вероятность разрушения конструкции. Очевидно, риск тесно связан с расходами на строительство. Так, чем меньше риск, принятый при проектировании, тем дороже конструкция, сооружение и наоборот.

Допускаемый риск определяется на основе статистических данных и зависит от условий и срока эксплуатации (срока службы) конструкции или сооружения, а также от ее назначения или степени ответственности.

Основные принципы расчета конструкций на основе теории риска впервые были сформулированы советскими учеными С.В.Медведевым, А.П.Синициным и др. в 1971 году.

С помощью теории риска возможно также установление степени достоверности динамических параметров, положенных в основу расчета на сейсмостойкость, а также принятие более обоснованных решений о необходимых расходах на антисейсмические мероприятия.

Таким образом, для оценки степени риска необходимо определить срок службы и назначение данного сооружения, а также оценить возможные расходы на восстановление тех повреждений, которые могут произойти в его элементах.

Очевидно, сейсмический риск складывается из четырех основ-

ных компонентов: сейсмической опасности; подверженности риску; местоположения объекта, подвергающегося риску, и уязвимости сооружения или здания.

Сейсмическая опасность включает не только первопричины, вызвавшие землетрясения, но и последствия землетрясений, например, оползни, цунами, наводнения, вызванные разрушением плотин, пожары и т.д. Очевидно, сейсмическая опасность представляет собой также вероятность того, что землетрясение произойдет в определенном месте, в определенное время и с определенной силой.

Подверженность риску характеризует типы зданий и сооружений, их состояние, плотность заселения региона, населенного пункта, возможные перерывы в нормальном экономическом функционировании населенного пункта, региона и т.д.

Местоположение объекта или региона, подвергающихся риску, определяется их расположением по отношению к очагу и эпицентру землетрясения, геологическими и другими условиями.

Наконец, уязвимость (чувствительность) зданий и сооружений определяется величиной ущерба, наносимого землетрясениями различной интенсивности и магнитуды отдельным объектам или их элементам. Очевидно, что уязвимость зданий и сооружений к повреждениям или разрушениям во время землетрясений зависит не только от их конструктивной системы (типа) или от использованных строительных материалов, но и от степени их физического состояния, т.е. объема необходимого ремонта, усиления. Ведь многие городские и сельские дома, различные сооружения на протяжении своего функционирования под влиянием различных внеш-

них факторов испытывают значительные повреждения, деформации и т.д. и не всегда ремонтируются.

Оценка уязвимости зданий и сооружений, играющей большую не только техническую роль, но социальную и экономическую, может осуществляться на основе сбора и анализа данных о землетрясениях и их последствиях с использованием экспертных оценок, а также на основе теоретических исследований на моделях.

В Италии, США, Англии, Югославии, Турции, Алжире и др. проведены значительные исследования различных аспектов оценки сейсмического риска и уязвимости зданий и сооружений. Предложена методика составления карт уязвимости. Проводимые исследования привели во многих странах к переключению основного внимания от строительства новых зданий с обеспечением их сейсмостойкости к повышению сейсмостойкости существующих зданий и сооружений, которые, как правило, более уязвимы, чем новые здания и сооружения современных конструктивных систем и возведенные из современных строительных материалов.

С целью оценки экономической эффективности мероприятий по усилению существующих зданий и сооружений необходимо оценить уровень сейсмического риска для данного региона или населенного пункта и степень уязвимости зданий и сооружений. Вместе с этим эта работа достаточно сложна, так как часто отсутствуют данные о поведении зданий и сооружений существующих типов при землетрясениях. Поэтому необходимо проводить специальные экспериментальные исследования над традиционными зданиями с различными степенями усиления, что позволяет оценить уровень риска.



Так, проведенные Департаментом инженерных исследований Анкары (Турция) такого характера исследования показали, что при затратах на усиление существующих зданий, составляющих 10-15% от их первоначальной стоимости, сейсмический риск уменьшается почти в три раза. Если же эти здания были бы заменены новыми, более сейсмостойкими зданиями из бетонных блоков, уровень сейсмического риска уменьшился бы в пять раз, но при значительно больших капитальных затратах. Подсчетами установлено, что работы по усилению около 200 тысяч сельских домов, построенных в зонах с высоким сейсмическим риском, позволят в течение последующих 50 лет при возможных землетрясениях избежать гибели 10 тыс. человек, предотвратить разрушение 100 тыс. домов и все это при дополнительных затратах в 260 миллионов американских долларов.

При оценке сейсмического риска г. Алжира было допущено, что возможно проявление землетрясений силой 7-8 баллов по модифицированной шкале Меркалли. Здесь построена шкала относительных повреждений зданий различного типа при землетрясениях указанной силы. По этой шкале наиболее уязвимыми оказались глинобитные здания (22%), затем - неармированные каменные (14%), железобетонные без учета сеймики (5%), железобетонные, рассчитанные на сейсмические воздействия (4%), здания со стенами-диафрагмами, рассчитанными на сейсмические воздействия (1,5%). После этого было проведено соответствующее зонирование города и установлено, что в случае 7-балльного землетрясения потенциальный возможный ущерб составит один миллиард американских долларов, а в случае 8-балльного землетрясения - три миллиарда долларов.

§5.7. Сравнение Норм (Кодов) сейсмостойкого  
строительства в разных странах

Нормы (Коды) на строительство в сейсмических районах, очевидно, отражают уровень развития теории и практики, опыта проектирования, строительства и эксплуатации зданий и сооружений в данной стране. В этих документах в большинстве случаев приводятся основные данные о сейсмическом районировании и способы назначения расчетной сейсмичности площадки строительства; положения об объемно-планировочных и конструктивных принципах обеспечения сейсмостойкости зданий и сооружений; методика определения расчетных сейсмических нагрузок; нормированные требования к установлению напряженно-деформированного состояния конструкций и сооружений в целом.

Разделы, относящиеся к объемно-планировочным, конструктивным требованиям сейсмостойкого строительства характеризуют научный и практический подходы к оценке сейсмической опасности районов строительства, социально-экономические и технические принципы в отдельных странах обеспечения сохранности зданий и сооружений при землетрясениях расчетной интенсивности; надежность применяемых методов расчета и конструирования, а также другие специфические условия и традиции. В ряде стран в Нормах (Кодах) освещаются вопросы, связанные с рекомендациями по восстановлению и усилению зданий и сооружений, подвергшихся повреждению при землетрясениях.

Из всех факторов, принимающих участие в сейсмостойкости зданий и сооружений, методы определения сейсмических нагру-

зок играют главенствующую роль, так как сейсмические нагрузки, непосредственно зависят от динамических свойств проектируемого здания в целом и физико-механических характеристик его частей и элементов, использованных строительных материалов, и в конечном счете, определяют уровень и степень антисейсмических мероприятий.

Поэтому ниже приводятся основные данные по определению сейсмических нагрузок в Австрии, Австралии, Алжире, Аргентине, Израиле, Индонезии, Италии, Канаде, Китайской Народной Республике (КНР), Мексике, Новой Зеландии, Перу, Социалистической Республике Румынии (СРР), США, Филиппинах, Чили, Эфиопии, Японии.

Следует отметить, что методы определения сейсмических нагрузок в нормах указанных стран можно разделить на три основные группы: основанные на статической теории расчета зданий и сооружений; основанные на динамической теории расчета; сочетающие применение методов, основанных как на статической, так и на динамической теориях расчета.

Под "статическим расчетом" подразумеваются методы, в которых сейсмические нагрузки определяются при помощи постоянных сейсмических коэффициентов, не зависящих от динамических характеристик сооружения. Однако такое определение термина "статический" весьма условно, так как назначению величин сейсмических коэффициентов предшествуют, как правило, разносторонние исследования в лабораторных условиях и на натуральных сооружениях и поэтому в этих коэффициентах косвенно отражены динамические характеристики зданий и сооружений.

Следовательно Нормами (Кодами) разных стран при определении сейсмических нагрузок учитываются, в принципе, одни и те же факторы и подходы, даже при использовании статического и динамического методов, в настоящее время зиждящихся на общей основе.

Различия в численных значениях коэффициентов отражают разный уровень изученности сейсмичности районов строительства и технических возможностей обеспечения сейсмостойкости зданий и сооружений массового строительства. Вместе с этим очевидно, в области сейсмостойкого строительства из гуманистических соображений целесообразен единый подход к обеспечению сейсмостойкости зданий и сооружений и вследствие этого разработка и широкое использование в практике проектирования и строительства унифицированных требований и нормативных регламентаций научных концепций и практических методов их реализации.

Анализ норм показывает, что можно отыскать объективные предпосылки для унификации основных положений Норм, и, в первую очередь, в части определения расчетных сейсмических нагрузок. целесообразно также унифицировать методы зонирования сейсмической интенсивности в разных странах на основе единой шкалы, разработать принципы назначения величин коэффициентов сейсмичности и переоценить или скорректировать карты сейсмического районирования.

Ниже приводятся формулы для определения сейсмических нагрузок по Нормам (Кодам) указанных выше стран. ⊗

А в с т р и я

Расчетные нагрузки на этаж

$$E_i = K_{\epsilon i} G_i$$

$G_i$  - вес этажа

$$K_{\epsilon i} = \epsilon K_1 K_2 K_3 K_{Si}$$

$\epsilon$  - расчетные ускорения

зоны	баллы	ускорения
4	6,0 - 6,5	$\epsilon = 20 \div 35 \text{ см/с}^2$
3	6,5 - 7,0	$\epsilon = 35 \div 60 \text{ ---}$
2	7,0 - 7,5	$\epsilon = 60 \div 100 \text{ ---}$
1	7,5 - 8,0	$\epsilon = 100 \div 150 \text{ ---}$

$K_1$  - коэффициент грунтовых условий

		Тип фундаментов
A	$K_1 = 0,7 \div 2,0$	A - плитный
B	$K_1 = 0,8 \div 2,6$	B - ленточный
C	$K_1 = 0,9$	C - свайный

$K_2$  - коэффициент динамичности

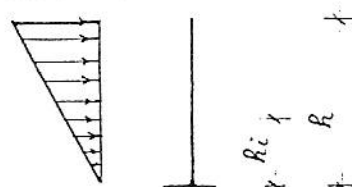
$K_2 = 6,0$	при	$T \leq 0,1 \text{ с}$
$K_2 = 1,6$		$0,1 \leq T \leq 0,5 \text{ с}$
$K_2 = \frac{0,8}{T}$		$0,5 \leq T \leq 1,0 \text{ с}$

$K_3$  - коэффициент ответственности зданий

$$K_3 = 1,0 \div 0,75$$

$K_{Si}$  - коэффициент распределения по высоте

$$K_{Si} = \frac{h_i}{h}$$



Австралия

Расчетная нагрузка  
на здание

$$H = Z \cdot I \cdot K \cdot C \cdot S \cdot W$$

W - вес здания

Z - расчетное ускорение

зоны	ускорения
$\left. \begin{array}{c} 2 \\ 1 \\ A \\ 0 \end{array} \right\}$	360 см/с <sup>2</sup>

I - коэффициент ответственности здания

$$I = 1,2 \div 1,0$$

K - коэффициент особенности конструктивного решения

$$K = 0,67 \div 3,2$$

C - коэффициент динамичности

$$C = \frac{4}{15\sqrt{T}}$$

S - коэффициент грунтовых условий

$$S \approx 1,5 \text{ зависит от } T_{гр}/T_{зд}$$

T<sub>гр</sub> - период колебаний грунта

Распределение нагрузки

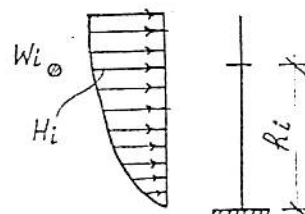
$$H_i = (H - H_t) \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

Случай  $W_i = W$

$$H_i = H \frac{2 h_i}{h^2}$$

на верху

$$H_{верх} = 2 \frac{H}{h}$$



$$H = \sum H_i$$

А л ж и р

Расчетная нагрузка  
на здание

$$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$$

W - вес здания

A - расчетные ускорения

зоны	коэф. сейсмичности	ускорения
I	1,0	350 см/с <sup>2</sup>
II	0,65	250 см/с <sup>2</sup>
III	0,33	150 см/с <sup>2</sup>

D - коэффициент динамичности

грунты

I

$$D = 2 \sqrt{\frac{0,3}{T}}$$

II

$$D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}}$$

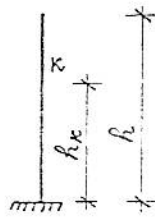
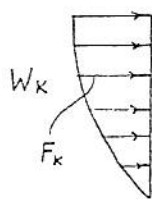
B - коэффициент особенности конструктивного решения

$$B = 2/3 \div 1/5$$

Q - коэффициент перегрузки

$$Q = 1,0 \div 1,2$$

Распределение нагрузки по высоте



$$F_k = (V - F_t) \frac{W_k k_k}{\sum W_i k_i}$$

где  $F_t = 0,07TV$

А р г е н т и н а

Расчетная нагрузка  
на здание

$$T_{so} = c \cdot Q$$

Q - вес здания

$$c = \delta_d \delta_e \cdot S \cdot c_o$$

$\delta_d$  - коэффициент ответственности здания

грунты зданий

A	$\delta_d = 1,3$
B	$\delta_d = 1,0$
C	$\delta_d = 0,8$

$\delta_e$  - коэффициент особенности конструктивного решения

типы решения

I	$\delta_e = 1,8$
II	$\delta_e = 1,3$
III	$\delta_e = 1,0$

S - коэффициент динамичности

типы грунтов

- $0,2 \leq (0,95 \div 0,75 T) \leq 0,8$
- $0,4 \leq (1,2 \div 0,5 T) \leq 1,0$
- $0,6 \leq (1,5 \div 0,37 T) \leq 1,2$

допускаемое напряжение

$$R > 500 \text{ кПа}$$

$$R > 80 \text{ кПа}$$

$$R \leq 80 \text{ кПа}$$

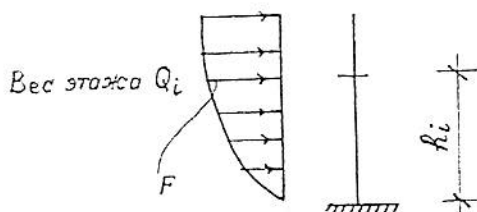
$c_o$  - коэффициент сейсмичности

зоны

3	$c_o = 0,1$
2	$c_o = 0,07$
I	$c_o = 0,04$
0	$c_o = 0,0$

Распределение нагрузки по высоте

$$F_i = \alpha \frac{Q_i h_i}{\sum Q_i h_i} T_{so} + (1 - \alpha) T_{so}$$



$$\alpha = 1 \quad \text{при } T \leq 0,5$$

$$\alpha = 0,95 \quad \text{при } 0,5 < T < 1$$

$$\alpha = 0,9 \quad \text{при } T > 1$$



Израиль

Расчетная нагрузка

на здание

$$V = \alpha \beta \delta' \theta \gamma \sum_{z=1}^n j_z W_z$$

$W_z$  - вес этажа

$\alpha$  - коэффициент сейсмичности

баллы	зоны	
УП	С	0,5
УШ	В	0,75
ІХ	А	1,0

$\beta$  - коэффициент динамичности

1) здания с перегородками  $\beta = 0,04 \leq \frac{0,05}{\sqrt[3]{T}} \leq 0,1$

2) здания без перегородок  
склады  $\beta = 0,05 \leq \frac{0,06}{\sqrt[3]{T}} \leq 0,12$

3) трубы, башни  $\beta = 0,06 \leq \frac{0,1}{\sqrt[3]{T}} \leq 0,2$

4) малоэтажные здания  $\beta = 0,1$

$\delta'$  - коэффициент грунтовых условий

$$\delta' = 0,7 / 3 \sqrt{(T - T_0)} \quad 0,8 < \delta' < 1,3$$

$T_0$  - период колебаний грунта

1) скала  $T_0 = 0,2 \div 0,4$

2) галька  $T_0 = 0,4 \div 0,8$

3) песок  $T_0 = 0,8 \div 1,4$

$\theta$  - коэффициент ответственности здания

$$\theta = 0,67 \div 3,0$$

$\gamma$  - коэффициент особенности конструктивного решения

$$\gamma = 1,2 \div 1,0$$

$j_z$  - коэффициент распределения

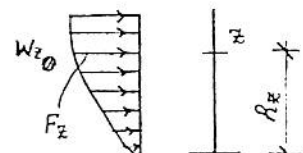
$$j_z = A_z \frac{\sum W_z A_z}{\sum W_z A_z^2}$$

$A_z$  - форма колебания

Распределение сейсмических нагрузок

$$F_z = (V - \Delta F_n) \frac{j_z W_z}{\sum j_z W_z} \quad \Delta F_n = 0,004 \left(\frac{H}{8}\right)^2 V$$

$H, B$  - высота и ширина здания



И н д о н е з и я

Расчетная нагрузка  
на здание

$$V = C_d W_t$$

$W_t$  - вес здания

$$C_d = C \cdot I \cdot K \cdot E$$

C - коэффициент динамичности

зоны	C
I	0,05 ÷ 0,14
2	0,04 ÷ 0,1
3	0,03 ÷ 0,07
4	0,01 ÷ 0,04
5	0,01 ÷ 0,02
6	0

I - коэффициент ответственности здания

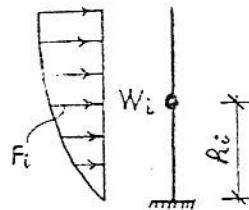
при $T \leq 0,5c$	I=2,5
$E = 1,3 \div 1,0$	II=1,5
при $T = 2c$	III=1,0
$E = 1,8 \div 1,0$	

K - коэффициент особенности конструктивного решения

$$K = 3,0 \div 1,0$$

Распределение нагрузки

$$F_i = V \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$



И т а л и я

Расчетная нагрузка

на этаж

$$F_i = \kappa_{ni} W_i$$

$W_i$  - вес этажа

$$\kappa_{ni} = c \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot j_i$$

$c$  - расчетные ускорения в долях от " $g$ "

$$c = \frac{S - 2}{100} \quad S - \text{зоны}$$

$R$  - коэффициент динамичности

при  $T > 0,8$  с

$$R = \frac{0,862}{\sqrt[3]{T^2}}$$

при  $T \leq 0,8$  с

$$R = 1$$

$\varepsilon$  - коэффициент грунтовых условий

$$\varepsilon = 1,3 \div 1,0$$

$\beta$  - коэффициент особенности конструктивного решения

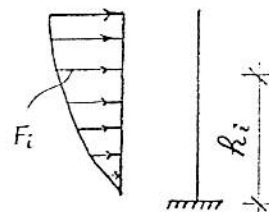
$$\beta = 1,2 \div 1,0$$

$j_i$  - коэффициент распределения

$$j_i = h_i \frac{\sum W_j}{\sum W_j h_j}$$

Спектр

$$\frac{a}{g} = c R \varepsilon \beta$$



К а н а д а

Расчетная нагрузка  
на здание

$$V = ASKIFW$$

$W_i$  - вес здания

$A$  - расчетное ускорение

$S$  - коэффициент динамичности

$$S = \frac{0,5}{\sqrt{T}} \leq 1,0$$

$K$  - коэффициент особенности конструктивного решения

$$K = 3,0 \div 0,7$$

$I$  - коэффициент ответственности здания

$$I = 1,3 \div 1,0$$

$F$  - коэффициент грунтовых условий

$$1,5$$

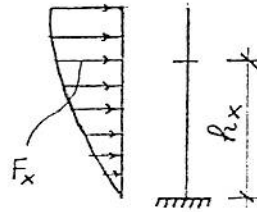
$$1,3$$

$$1,0$$

Распределение нагрузки

$$F_x = (V - F_t) \frac{W_x h_x}{\sum W_i h_i}$$

$$F_t = 0,04 V \left( \frac{H}{2} \right)^2$$



К Н Р (К и т а й)

Расчетная нагрузка

на здание

$$Q_0 = C \alpha_1 W$$

$W$  - вес здания

$C$  - коэффициент особенности конструктивного решения

$$C = 0,5 \div 0,25$$

$\alpha_1$  - коэффициент динамичности

баллы  $\alpha_{max}$

$\alpha_1$

$$9 - 0,9$$

$$\alpha_1 = \frac{0,2 \alpha_{max}}{T}$$

$$8 - 0,45$$

$$\alpha_1 = \frac{0,3 \alpha_{max}}{T}$$

$$7 - 0,23$$

$$\alpha_1 = \frac{0,7 \alpha_{max}}{T}$$

коэффициент ответственности здания

$$\pm I - \text{балл или } 0,5 \div 2,0$$

Распределение нагрузки для гибких зданий

при  $H < 50 \text{ м}$

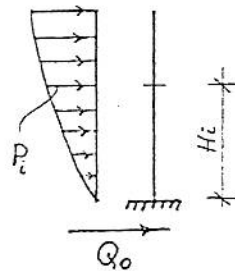
$$P_{ji} = C \alpha_i V_j X_{ji} W_i$$

$$P_i = Q_0 \frac{W_i H_i}{\sum W_k H_k}$$

$$V_j = \frac{\sum X_{ji} W_i}{\sum X_{ji} W_i^2}$$

учет высших форм колебаний

$$S = \sqrt{\sum S_i^2}$$



М е к с и к а

Расчетная нагрузка

на здание

$$V = \frac{a}{Q'} W$$

W - Вес здания

$\alpha$  - коэффициент динамичности

$$\alpha = \alpha_0 + (c - \alpha_0) \frac{T}{T_1} \quad \text{при } T < T_1$$

$$\alpha = c$$

$$\text{при } T_1 < T < T_2$$

$$\alpha = c \left( \frac{T_2}{T_1} \right)^k$$

$$\text{при } T > T_2$$

$\alpha_0$  - ускорения

зона	$\alpha_0$
I	30
II	45
III	60

c - ускорения

зона	c
I	160 см/с <sup>2</sup>
II	200
III	240

$T_1, T_2$  - периоды колебаний

зона	$T_1$	$T_2$	$k$
I	0,3	0,8	0,5
II	0,5	2,0	2/3
III	0,8	3,3	1,0

$Q'$  - коэффициент особенности конструктивного решения

при  $T > T_1$   $Q' = Q$

при  $T \leq T_1$   $Q' = 1 + (Q - 1)T/T_1$

где  $Q = 1 \div 6$

Н о в а я    З е л а н д и я

Расчетная нагрузка

на здание

$$V = C_d W_t$$

$W_t$  - вес здания

$$C_d = C \cdot \mathcal{J} \cdot S \cdot M \cdot R$$

C - коэффициент динамичности

зона

A  $C = 0,0825 \div 0,15$

B  $C = 0,0625 \div 0,125$

C  $C = 0,05 \div 0,10$

$\mathcal{J}$  - коэффициент ответственности здания

1,6; 1,3; 1,0

S - коэффициент особенности конструктивного решения

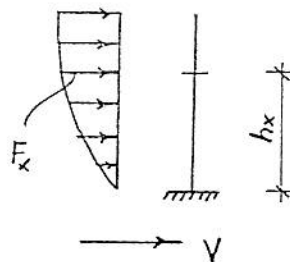
$S = 0,8 \div 2,5$

$M = 0,8 \div 1,2$

$R = 3 \div 1$

Распределение

$$F_x = V \frac{W_x h_x}{\sum h_i W_i}$$



П е р у

Нагрузка на здание

$$H = Z u k c p$$

P - вес здания

Z - коэффициент сейсмичности

зона	Z
I	1,0
2	0,8
3	0,6 ÷ 0,07

u - коэффициент ответственности здания

$$u = 1,2 \text{ или } 1,0$$

k - коэффициент особенности конструктивного решения

$$1,39; 1,0; 0,8; 0,67$$

c - коэффициент динамичности

$$c = \frac{0,05}{\sqrt{T}}$$

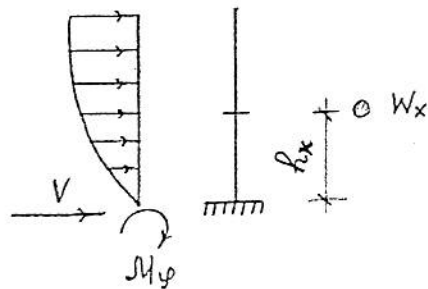
Крутящий момент

$$M_{\varphi} = \mathcal{J} \cdot \sum F_i h_i$$

$$\mathcal{J} = \frac{0,6}{\sqrt{T^2}}$$

Распределение нагрузки

$$F_x = H \frac{W_x k_x}{\sum W_i h_i} \cdot 0,95$$





С Р Р ( Р У М Ы Н И Я )

Расчетная нагрузка

на этаж

$$S_{kz} = C_{kz} \cdot G_k$$

$$C_{kz} = K_s \beta_z \Psi \gamma_{kz}$$

$K_s$  - ускорения

баллы	$K_s$
6	70 см/с <sup>2</sup>
6,5	80
7	120
7,5	160
8	200
8,5	260
9	320

$\beta_z$  - коэффициент динамичности

$$\beta_z = \frac{3}{T} \quad 0,75 \leq \beta_z \leq 2$$

$\Psi$  - коэффициент особенности конструктивного решения

$$\Psi = 0,35 \div 0,15$$

на элементы 1,5 ÷ 2,0

Влияние грунтов

категория	добавка к нагрузке
1	-30%
2	0
3	+30%

$\gamma_{kz}$  - коэффициент распределения или формы

$$\gamma_{kz} = u_{kz} \frac{\sum G_k u_{kz}}{\sum G_k u_{kz}^2}$$

С С С Р (СНГ)

Расчетная нагрузка  
на этаж

$$S_{ik} = [k_0] k_1 k_2 S_{oi}$$

$Q_k$  - вес этажа

$$S_{oi} = A \beta_i k_\varphi \eta_{ik} Q_k$$

баллы	ускорения грунта (см/с <sup>2</sup> )	ускорения <sup>A</sup> в долях от g
9	400	0,4
8	200	0,2
7	100	0,1

$\beta_i$  - коэффициент динамичности

группы

$$I \quad 0,8 \leq \beta_i = \frac{I}{T} \leq 3,0$$

$$II \quad 0,8 \leq \beta_i = \frac{I, I}{T} \leq 2,7$$

$$III \quad 0,8 \leq \beta_i = \frac{I, 5}{T} \leq 2,0$$

$k_1, k_2, k_\varphi$  - коэффициенты конструктивных особенностей

$$k_1 = 0,25 \div 0,12$$

$$k_2 = 0,8 \div 1,5$$

$$k_\varphi = 1 \div 1,5$$

Учет групповых условий

$$I \quad 0,5$$

$$II \quad 1,0$$

$$III \quad 2,0$$

$\eta_{ik}$  - коэффициент распределения

$$\eta_{ik} = X_{ik} \frac{\sum Q_j X_{ij}}{\sum Q_j X_{ij}^2}$$

С Ш А

Расчетная нагрузка  
на здание

$$V = \alpha \cdot I \cdot k \cdot c \cdot S \cdot W$$

W - вес здания

$\alpha$  - коэффициент сейсмичности

зоны

4	1,0
3	3/4
2	3/8
1	3/16

I - коэффициент ответственности здания

- 1,5
- 1,25
- 1,0

k - коэффициент особенности конструктивного решения

$$k = 0,8 \div 2,5$$

c - коэффициент динамичности

$$c = \frac{1}{15\sqrt{T}} \leq 0,12$$

$$cS \leq 0,14$$

S - коэффициент грунтовых условий

$$\text{при } T/T_{гр} \leq 1,0 \quad S = 1 + \frac{T}{T_{гр}} - 0,5 \left( \frac{T}{T_{гр}} \right)^2$$

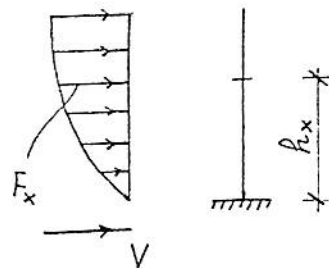
$$\text{при } T/T_{гр} \geq 1,0 \quad S = 1,2 + 0,6 \left( \frac{T}{T_{гр}} \right) - 0,3 \left( \frac{T}{T_{гр}} \right)^2$$

где  $0,5 \leq T_{гр} \leq 2,5 \text{ с}$

Распределение нагрузки

$$F_x = (V - F_t) \frac{W_x h_x}{\sum W_i h_i}$$

$$F_t = 0,07 TV$$



Ф и л и п п и н ы

Расчетная нагрузка  
на здание

$$V = \xi \cdot k \cdot c \cdot W$$

W - вес здания

$\xi$  - сейсмический коэффициент зависящий от грунтов

зона	группы		
	I	II	III
A	1,0	1,2	1,4
B	0,8	1,0	1,2
C	0,6	0,8	1,0

k - коэффициент особенности конструктивного решения

$$k = 0,8 \div 3,0$$

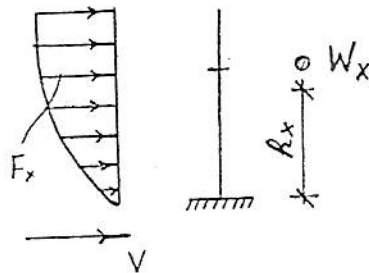
c - коэффициент динамичности

$$c = \frac{0,05}{\sqrt{T}}$$

Распределение нагрузки

$$F_x = (V - F_t) \frac{W_x h_x}{\sum W_i h_i}$$

$$F_t = 0,04 V \left( \frac{H}{\varphi} \right)^2$$



Ч и л и

Расчетная нагрузка  
на здание

$$Q_0 = k_1 k_2 c P$$

P - вес здания

$k_1$  - коэффициент ответственности здания

I,2                  I,0                  0,8

$k_2$  - коэффициент особенности конструкторского решения

I,2                  I,0                  0,8

c - коэффициент динамичности

при  $T \leq T_{cr}$                    $c = 0,1$

при  $T > T_{cr}$                    $c = 0,1 \frac{2 T T_{cr}}{T^2 - T_{cr}^2} \geq 0,06$

$T_{cr}$  - зависит от категории грунтов

I                   $T_{гр} = 0,2$

II                   $T_{гр} = 0,3$

III                   $T_{гр} = 0,8$

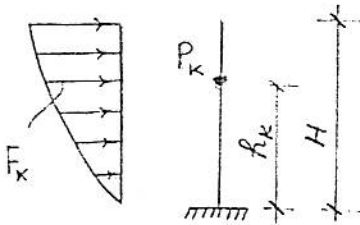
Распределение нагрузки

$$F_k = Q_0 \frac{P_k A_k}{\sum P_j A_j}$$

где  $A_k = \sqrt{1 - \frac{h_k - 1}{H}} - \sqrt{1 - \frac{h_k}{H}}$

при этажности < 5

$$A_k = h_k$$



Э ф и о п и я

Расчетная нагрузка  
на здание

$$F_{tot} = d \beta f G$$

G - вес здания

d - коэффициент сейсмичности

$$d = d_0 I \quad I - \text{коэф. ответственности здания}$$

$$I = 1,3 \div 1,0$$

зоны	$d_0$
4	1,0
3	0,7
2	0,35
1	0,175
0	0

$\beta$  - коэффициент динамичности

$$\beta = \beta_0 S \leq 0,15$$

$$\beta_0 = \frac{0,07}{\sqrt{T}}$$

S - зависит от категории грунтов

I	1,0
II	1,25
III	1,5

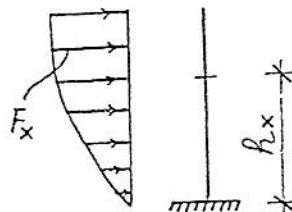
f - коэффициент особенности конструктивного решения

$$f = 0,7 \div 3,0$$

Распределение нагрузки по высоте

$$F_x = (F_{tot} - F_{nn}) \frac{G_k h_k}{\sum G_i h_i}$$

$$F_{nn} = 0,07 T F_{tot} \leq 0,25 F_{tot}$$



Я п о н и я

Расчетная нагрузка  
на этаж

$$Q = c_i W_i$$

$W_i$  - вес этажа

$$c_i = z \cdot R_T \cdot A_i \cdot C_o$$

$$Q \leq Q_z$$

$$Q_z = \varphi_s F_{es} Q$$

$$F_{es} = 1 \div 2,25$$

$z$  - сейсмический коэффициент, зависящий от зон

зоны	$z$
A	1,0
B	0,9
C	0,8

$R_T$  - коэффициент динамичности, зависящий от категории грунтов

I - для малых периодов

II - для больших периодов

грунт

$$I \quad R_T = 1 - 0,2 \left( \frac{T}{0,4} - 1 \right)^2$$

$$II \quad R_T = 1 - 0,2 \left( \frac{T}{0,6} - 1 \right)^2$$

$$III \quad R_T = 1 - 0,2 \left( \frac{T}{0,8} - 1 \right)^2$$

грунт

$$I \quad R_T = 0,64/T$$

$$II \quad R_T = 0,96/T$$

$$III \quad R_T = 1,28/T$$

$A_i$  - коэффициент распределения

$$A_i = 1 - \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1+3T}$$

$$\alpha_i = \frac{W_i}{W_n}$$

$C_o$  - коэффициент

для частых землетрясений  $C_o = 0,2$

для редких (разрушительных) землетрясений  $C_o = 1,0$

$\varphi_s$  - коэффициент особенности конструктивного решения

$$\varphi_s = 0,3 \div 0,5$$

$K$  - коэффициент ответственности здания

$$2,6 ; 1,8 ; 1,0$$

Проект международных норм ISO

Расчетная сейсмическая  
нагрузка на этаж  
(частые землетрясения  
низкого уровня)

$$F_i = z c R \gamma W A_i$$

$z$  - зональный коэффициент;

$c$  - сейсмический коэффициент (стандартный базовый),  
принимаемый по национальным нормам;

$R$  - динамический коэффициент, зависящий от затухания  
и периода колебаний  $T$ ;

$\gamma$  - коэффициент ответственности здания;

$W$  - общий вес здания;

$A_i$  - коэффициент распределения.

Для землетрясений  
высокого уровня

$$F_i = \Phi z c_0 R \gamma W A_i$$

$\Phi$  - коэффициент конструктивных особенностей  
(пластические деформации, неупругая стадия, податливость);

$c_0$  - максимальное ускорение грунта.

Для оценки приведенных формул определения величин сейсмических сил рассматривается конкретный случай - десятиэтажное здание прямоугольной в плане формы, представляющее собой много-ячейковую перекрестную систему (См. рисунок).

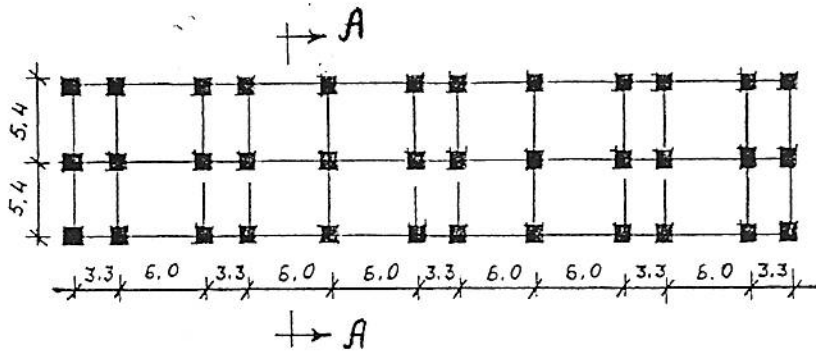
За расчетную схему здания принята система консольного стержня с приведенными изгибно-сдвиговыми жесткостями и сосредоточенными массами. Принята скальная порода грунтов, для которой коэффициент динамичности  $\beta$  определяется как величина обратная периоду собственных колебаний и изменяется в пределах от 0,8 до 3,0.

Нагрузки, вызывающие инерционные силы, принимаются сосредоточенными в узлах.



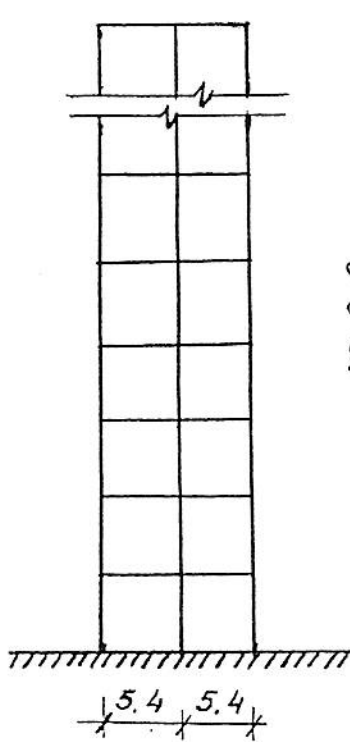
максимальная амплитуда ускорения основания принята для площадки строительства сейсмичностью 9 баллов. Коэффициент ускорения в долях от ускорения силы тяжести принимается в этом случае равным 0,4.

Расчетная сейсмическая нагрузка  $S_{ik}$  в выбранном направлении, приложенная к точке "к" и соответствующая  $i$ -му тону собственных колебаний здания определяется по СНиП П-7-81. Величины расчетных сейсмических нагрузок, определенных по СНиП П-7-81, приведены в таблице 1, а в таблице 2 приведены величины сейсмических нагрузок, определенные по изложенным выше формулам.

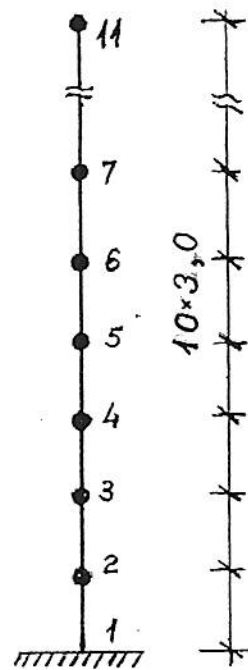


План здания

A-A

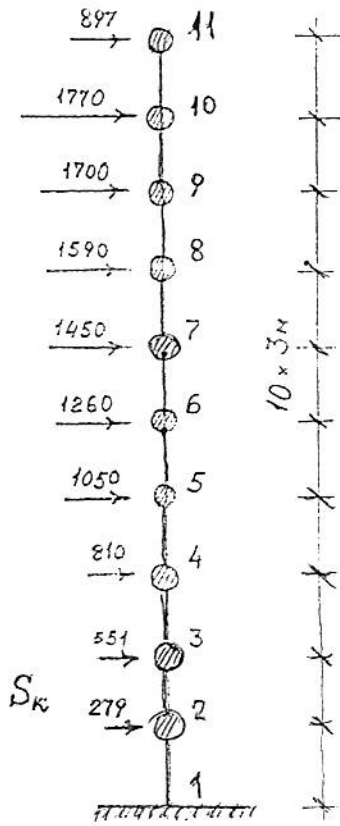


Разрез



Расчетная схема  
сооружения

Таблица I.



N,	G, кН	S, кН	M, кН·м	Q, кН
11	3265	897	-	897
10	6530	1770	2691	2867
9	6530	1700	10692	4367
8	6530	1590	23800	5957
7	6530	1450	41700	7407
6	6530	1260	64000	8667
5	6530	1050	90000	9717
4	6530	810	119000	10527
3	6530	551	151000	11078
2	6530	279	184000	11357
1	3235	-	218000	11357

$\Sigma G_K = 65300$

Таблица 2.

Страны	Сейсмическая нагрузка на здание $S_k$ (кН)	%	Отношение сейсмич. нагрузки к весу здания $S_k / Q_{зд}$
С С С Р (СНГ)	11400	100	0.175
Австралия	8000	70	0.122
Алжир	9700	85	0.148
Аргентина	9400	83	0.144
Индонезия	13700	120	0.210
Италия	14200	124	0.218
Канада	10600	93	0.162
Мексика	8000	70	0.122
Новая Зеландия	9800	86	0.150
Румыния	8700	76	0.133
С Ш А	10900	96	0.167
Турция	8100	71	0.124
Филиппины	8200	72	0.126
Эфиопия	13000	113	0.199
Югославия	9500	83	0.146
Япония	8400	74	0.129

§5.8. О предельных состояниях для сейсмостойкости  
зданий и сооружений

Результаты анализа последствий сильных землетрясений, основанные на инструментальных данных о характере работы сооружений, свидетельствуют о том, что действительные величины сейсмических нагрузок значительно превышают нормативные значения. Поэтому естественно, что здания и сооружения работают не только в пределах упругости, но их состояние характеризуют также и развивающиеся в них интенсивные пластические деформации, хрупкие разрушения, остаточные сдвиги и т.п.

Нормы же и коды по проектированию зданий и сооружений для сейсмических районов во многих странах в расчетных рекомендациях исходят из упругой работы конструкций, хотя и рекомендуют применение таких материалов и конструктивных решений, которые в максимальной степени способствуют развитию пластических деформаций и предотвращают возможность внезапных хрупких разрушений.

Исследованиям неупругой работы сооружений при сейсмических воздействиях в последние годы уделяется все большее внимание, об уровне и масштабе которого свидетельствуют международные и региональные конгрессы и конференции по сейсмостойкому строительству. Специалистами многих стран используется, как это наглядно видно из предыдущего параграфа, разные методы расчета конструкций (по допускаемым напряжениям, разрушающим нагрузкам, предельным состояниям), а расчетные формулы предусматривают разную степень обеспечения безопасной работы конструкций, достижения предельных состояний или исчерпания несущей способности. В последние годы эти проблемы рассматриваются в рамках сейсми-

ческого или инженерного риска.

Понятие предельных состояний зданий и сооружений по сейсмостойкости определяется необходимостью обеспечения прежде всего безопасности людей и сохранности материальных ценностей при интенсивных сейсмических воздействиях. Очевидно экономически нецелесообразно требование полной сохранности конструкций. В них можно допустить развитие пластических деформаций, повреждений, локальных разрушений, остаточных сдвигов и т.д., но в такой мере, которая не приведет к разрушениям основных несущих конструкций и гибели людей.

Поэтому предельные состояния сейсмостойких зданий и сооружений могут характеризоваться потерей способности к дальнейшей эксплуатации при условии сохранения способности к обеспечению безопасности людей и максимальной сохранности материальных ценностей и дорогостоящего оборудования.

Как известно, понятие предельного состояния впервые было сформулировано в СССР и здесь же впервые был разработан и применен в практике проектирования метод расчетных предельных состояний. В настоящее время расчетные предельные состояния имеют в виду две группы состояний: первая - по несущей способности (прочность, устойчивость формы и положения, усталость) и вторая - по деформативности (жесткость, трещиностойкость, местные деформации). Очевидно, что при расчете на сейсмические нагрузки, должны быть обеспечены обе группы предельных состояний с учетом специфики сейсмического воздействия.

Расчет зданий, сооружений, их элементов по предельным состояниям позволяет более обоснованно выбирать соответствующие

параметры физических и расчетных предельных состояний конструкций и формулировать расчетные требования для проектирования.

Расчет зданий и сооружений для строительства в сейсмических районах рекомендуется проводить по первой группе предельных состояний для двух расчетных уровней сейсмических воздействий: часто повторяющихся с интенсивностью ниже интенсивности, соответствующей расчетной сейсмичности зданий и сооружений, и редко повторяющихся с интенсивностью, соответствующей расчетной сейсмичности зданий и сооружений.

Значения параметров для расчета по предельным состояниям устанавливаются по результатам технико-экономических исследований, оценки надежности работы сооружений, а также экспериментальной проверкой физической реализуемости этих параметров.

Установление предельных состояний и последствий их наступления может быть пополнено с помощью методов расчета на надежность. Исследования сейсмостойкости зданий и сооружений методами теории надежности в настоящее время находятся на начальной стадии и потому этот метод пока еще не применим для нормирования.

§5.9. О современных конструктивных системах  
зданий, строящихся в сейсмических регионах

Крупноблочные здания

Крупноблочные здания нашли широкое применение в строительстве. Успешно применяются они и в сейсмических регионах. Особенно целесообразным становится строительство таких домов в районах с месторождениями естественного камня, тем более, если камень обладает хорошими теплотехническими свойствами и добывается механизированным способом. Крупные блоки изготавливаются также из кирпича, цементных или бescементных (силикатных) бетонов.

При проектировании и конструировании зданий из крупных блоков основное внимание уделяется приданию монолитности несущим стенам, что характеризуется величиной нормального сцепления в блочной кладке. Для таких зданий велика также роль перекрытий, распределяющих нагрузку между несущими конструкциями. Велика роль и конструктивных мер, обеспечивающих совместную работу несущих элементов стен в восприятии сейсмической нагрузки.

Для повышения сейсмостойкости зданий из крупных блоков применяют вертикальное армирование. Арматурные каркасы устанавливаются в пазы, расположенные на торцах стеновых блоков. Каркасы пропускают по всей высоте здания - от фундамента до карниза - через отверстия, предусмотренные в перемычных блоках. Пазы блоков после установки каркасов замоноличиваются бетоном. Арматурные каркасы привариваются к костылям или скобам, забиваемым в предварительно рассверленные отверстия. После установки арматурных каркасов, сопряжение стеновых блоков осуществля-



ется замоноличиванием вертикальных цилиндрических пазов бетоном.

С целью повышения сейсмостойкости зданий из крупных блоков обычно применяют следующие меры: стены усиливают вертикальной арматурой, в некоторых случаях применяют шпоночные соединения стеновых блоков, что повышает сопротивление кладки действию главных растягивающих напряжений, возникающих от горизонтальной сейсмической нагрузки. Применяют конструктивные меры, позволяющие основную часть сейсмической нагрузки передавать на специально рассчитанные и запроектированные конструктивные элементы, выполненные из материалов, работающих значительно лучше, чем блочная (каменная) кладка. При возведении блочных зданий особое внимание уделяют качеству выполнения горизонтальных монтажных швов между блоками, т.к. их некачественное выполнение значительно снижает <sup>прочность</sup> кладки как на сжатие, так и на сдвиг и растяжение. Для улучшения же межблочной связи нижние, верхние и узкие боковые грани предварительно очищаются и смачиваются водой, после чего вертикальные швы между блоками заполняются бетоном.

### Крупнопанельные (бескаркасные) здания

Анализ применяющихся в настоящее время и применявшихся ранее конструктивных систем позволяет разделить их на несколько основных групп, в частности:

I. Панельные бескаркасные здания с поперечными несущими стенами: с малыми пролетами между несущими стенами (2,4 - 4,2м)

с большими пролетами между несущими стенами (4,8 - 7,2м); со смешанными пролетами (большими и малыми).

2. Панельные бескаркасные здания с продольными несущими стенами: с несущими внутренними и наружными продольными стенами; с двумя несущими наружными продольными стенами.

3. Панельные здания с монолитным сердечником.

В настоящее время в практике массового строительства наиболее широко применяется панельная бескаркасная конструктивная система с поперечными несущими стенами, расположенными с малыми шагами (2,4 - 4,2м). Наиболее распространенные шаги 3 и 3,6м с перекрытиями размером на комнату. Такая система достаточно широко применяется в Европейских странах, в частности в Болгарии, Венгрии, ГДР, Польше, Румынии, Франции, Финляндии и др.

Образуя, благодаря наличию поперечных и продольных наружных стен и плит перекрытий, жесткие пространственные коробки, эта система при соответствующих узлах сопряжений и армировании конструкций способна воспринимать самые различные статические и динамические нагрузки, что позволяет с успехом применять ее для строительства в разнообразных и сложных геологических условиях, в частности, на просадочных грунтах, над горными выработками, в районах вечной мерзлоты и т.д. При всем этом, эта система обладает большой варианностью архитектурно-планировочных решений.

Бескаркасная панельная конструктивная система с большими пролетами (4,8 - 7,2м) между несущими поперечными стенами имеет более низкую степень заводской готовности из-за перекрытий в виде панелей настилов. Эффективность ее применения во многом зави-

сит от решения индустриального типа конструкций перегородок между смежными жилыми комнатами.

Конструктивная система с применением как малых, так и больших пролетов между несущими поперечными стенами - смешанная система, включает совокупность приведенных выше характеристик, свойственных предыдущим двум системам. Основным смыслом применения системы со смешанными пролетами заключается в стремлении использовать преимущества как большого, так и малого пролетов.

В Польше, Норвегии, ГДР, например, за последние годы увеличилось применение конструктивной системы с большими пролетами между поперечными несущими стенами. В Швеции применяется система с двумя несущими продольными наружными стенами с перекрытиями из многопустотных панелей коробчатого сечения с пролетом 9-12 м. Хотя система обладает наибольшей вариантностью архитектурно-планировочных решений, технико-экономическая эффективность ее не бесспорна.

В Швеции, Франции и других странах, при строительстве высотных зданий, применяется бескаркасная конструктивная система крупнопанельных домов с монолитным сердечником и расположенными вокруг него жилыми квартирами, монтируемыми из крупных панелей.

Крупнопанельные бескаркасные системы нашли широкое применение и в сейсмостойком строительстве. Их проектируют с продольными и поперечными стенами, объединенными между собой и с перекрытиями и покрытиями в единую пространственную систему, воспринимающую сейсмические нагрузки. При проектировании крупнопанельных зданий панели стен и перекрытий предусматриваются,

как правило, размером на комнату.

Соединение панелей, стен и перекрытий осуществляется, как правило, путем сварки выпусков арматуры, анкерных стержней и закладных деталей с обязательным замоноличиванием вертикальных колодцев и участков стыков по горизонтальным швам мелкозернистым бетоном с пониженной усадкой.

В местах опирания плит перекрытий на наружные стены здания и на стены, примыкающие к температурным швам, необходима сварка выпусков арматуры из панелей перекрытий с вертикальной арматурой стеновых панелей. Армирование стеновых панелей в крупнопанельных зданиях выполняют в виде пространственных каркасов или сварных арматурных сеток.

Конструктивная система (схема) крупнопанельных бескаркасных зданий диктует, в основном, решения узлов сопряжения, характер армирования отдельных стен и конструктивного решения наружных стеновых панелей.

### Каркасные здания

Одним из наиболее применяемых в сейсмостойком строительстве современных конструктивных систем являются каркасные системы. По способу восприятия горизонтальных нагрузок они решаются в виде консольной, рамной, рамно-пилонной, рамно-связевой и связевой систем.

В консольной схеме узлы сопряжения ригелей с колоннами каркаса выполняются шарнирными; ригели под действием вертикальных нагрузок работают большей частью как разрезные балки. По-

лонны же под действием горизонтальных нагрузок работают как многоэтажные консольные ветви.

В рамной схеме узлы сопряжения ригелей с колоннами каркаса выполняются жесткими, что улучшает работу колонн на горизонтальные нагрузки.

В рамно-пилоновой схеме каркаса некоторые колонны выполняются уширенными в виде пилонов, что приводит к разгрузке ригелей при действии горизонтальных нагрузок.

В рамно-связевой схеме каркаса ячейки некоторых рам заполняются стенками или раскосами, которые образуют плоские вертикальные диафрагмы жесткости, работающие как высокие консоли. Большая часть горизонтальных нагрузок воспринимается этими вертикальными диафрагмами вследствие их большой жесткости, а рамами — малая часть.

В связевой схеме каркаса вертикальные диафрагмы воспринимают всю горизонтальную нагрузку из-за большой гибкости рам, вызванной шарнирными соединениями ригелей с колоннами или малым сечением ригелей, при этом рамы несут только вертикальную нагрузку.

Для повышения жесткости вертикальных диафрагм, при работе каркаса связевой схемы на горизонтальные нагрузки, в каркас вводятся ядра жесткости открытого или закрытого контура.

Диафрагмы, связи и ядра жесткости, воспринимающие горизонтальную нагрузку, выполняют непрерывными по всей высоте здания и располагают в обоих направлениях равномерно и симметрично относительно центра тяжести здания.

Каркасы зданий выполняются в монолитном, сборномонолитном

и сборном железобетоне, а также в металле. Остальные конструктивные элементы (стены, перегородки, перекрытия) в современном строительстве жилых и общественных зданий, как правило, устанавливаются в уже возведенном каркасе в виде готовых сборных элементов. В качестве ограждающих стеновых конструкций каркасных зданий применяются обычно легкие навесные панели. Устраиваются также кирпичные или каменные заполнения, удовлетворяющие соответствующим требованиям.

Крепление к колоннам и ригелям диафрагм жесткости осуществляется с помощью сварки закладных деталей, а в случае монолитных конструкций - путем <sup>сварки</sup> арматурных выпусков с последующим замоноличиванием бетоном.

Плиты перекрытия предусматриваются с пазами и рифлениями в боковых поверхностях с выпусками арматуры или закладными деталями для последующего крепления к каркасу и между собой.

Фундаменты каркасных зданий решаются в виде сплошной железобетонной плиты или перекрестных железобетонных лент.

Смежные отсеки разделяются по высоте антисейсмическим швом до уровня фундамента, если этот шов не совпадает с осадочным.

### Применение предварительно напряженных конструкций

В последние годы повысился интерес к применению предварительно напряженного железобетона в сейсмостойком строительстве. Проведены исследования, разработаны приемы расчета и конструирования конструкций из этого материала. Большое внимание уделя-

ется путем устранения возможности хрупкого разрушения предварительно напряженного железобетона. Это достигается соблюдением условия превышения разрушающего усилия над усилием трещинообразования не менее, чем на 25% и установлением не менее 4% браковочного минимума относительного удлинения при разрыве высокосортовой стали для преднапряженной арматуры. Каналы, в которых укладывается преднапряженная арматура, особенно надежно инъецируются пластичной цементной смесью. Данные положения отражены в нормах сейсмостойкого строительства тех стран, в сейсмических регионах которых применяется предварительно напряженный железобетон.

В некоторых случаях хрупкость предварительно напряженного железобетона может играть положительную роль, если из него устраиваются выключающиеся связи, например, связи здания с фундаментом. Гибкость связи, с одной стороны, при сильных землетрясениях, снижает величины горизонтальных сейсмических сил, с другой стороны, при нормальной эксплуатации зданий вызывает неудобства. Поэтому связи целесообразно делать выключающимися. Тогда при малых горизонтальных воздействиях они жестко связывают здания с основанием, не допуская значительных деформаций, при сильных же землетрясениях они мгновенно хрупко разрушаются и обеспечивают тем самым снижение сейсмического воздействия. С этой целью связи из предварительно напряженного железобетона должны быть запроектированы так, чтобы разрушающее усилие в них было ниже усилия трещинообразования.

Исследование динамического поведения конструкций и сооружений из предварительно напряженного железобетона (пролетных строений мостов, балок, плит, настилов и т.д.) показало, что

динамические свойства этого материала резко отличаются от динамических свойств обычного, ненапряженного, железобетона. В частности логарифмический декремент затухания колебаний значительно ниже, чем у ненапряженных железобетонных конструкций. При этом, независимо от прочности бетона, его объемного веса, физико-механических характеристик, физического состояния, при сравнительно высоких степенях преднапряжения (обжатия бетона) значение логарифмического декремента затухания колебаний преднапряженных железобетонных конструкций приближается к декременту затухания стальных конструкций. Период же свободных колебаний приближается к периоду свободных колебаний упругих конструкций тех же геометрических размеров и статических схем.

Однако образование трещин в преднапряженных железобетонных конструкциях приближает его по динамическим характеристикам к обычным, ненапряженным конструкциям.

В практике строительства в сейсмических районах редко применяются несущие вертикальные конструкции, работающие на горизонтальные сейсмические нагрузки. Поэтому судить о поведении таких конструкций при землетрясениях на основании данных наблюдений невозможно. В то же время конструкции, изготовленные из предварительно напряженного железобетона и работающие на вертикальную нагрузку, показали на практике поведение по крайней мере такое же, как и конструкции из обычного железобетона. Поэтому нет оснований для ограничения применения предварительно напряженного железобетона в сейсмических районах.

Поведение конструкций из предварительно напряженного железобетона во время сильных землетрясений показывает сложность



различных факторов, которые либо в отдельности либо совместно влияют на степень повреждения или полное разрушение таких конструкций. К таким факторам относятся сила сейсмического воздействия, направление толчка, чувствительность почвы, более или менее удовлетворительное конструктивное решение объекта, степень монолитности сооружения или здания, решение соединений и других деталей, предполагаемое и фактически достигнутое качество изготовления, адаптационные свойства зданий, их изменения и т.д.

Можно выделить несколько причин повреждений зданий, не связанных с предварительным напряжением железобетона, в частности несоответствие требованиям вертикального опирания; ограничение свободы вибрации; слабые места в системе сопротивления сейсмическим силам; неверные решения соединений сборных железобетонных элементов; недостатки инструкций по сейсмостойким зданиям; поведение анкерных закреплений и др.

Соединения между элементами возможно осуществлять при помощи предварительного напряжения. Такие соединения дают возможность создать хорошие эксплуатационные характеристики в упругой стадии и достаточно удовлетворяющие требованиям в неупругой стадии. Хорошо выполненное предварительно напряженное соединение может обладать достаточной пластичностью. Это качество предварительно напряженного железобетона не используется в достаточной мере для создания простых соединений в двух и трех направлениях, т.е. пространственных соединений, повышающих надежность зданий. Пространственная работа особенно важна так как землетрясения вызывают пространственные колебания, которые должны восприниматься пространственным сопротивлением всего

здания. Наблюдения за деформациями, повреждениями и разрушениями во многих случаях указывают на отсутствие именно пространственной сейсмостойкости здания. В то же время пространственное сопротивление подразумевает одинаковую степень надежности в продольном и поперечном направлениях и при кручении. Деформация же в вертикальном направлении может быть устранена либо общей жесткостью, либо наоборот - деформативностью и легкой приспособляемостью конструкции. Предварительным напряжением можно достигнуть пространственной монолитности, что важно в связи с тем, что деформации и адаптация происходят без разрушения здания даже в случае сильных толчков и сдвигов почвы, появления трещин и обвалов.

**Характеристика материалов для стен**

Наименование материалов	Объемный вес (кг/м <sup>3</sup> )	Прочность на сжатие (кг/см <sup>2</sup> )	Теплопроводность	Толщина (см) при температуре воздуха,		
				-20°	-30°	-40°
<b>Природный камень</b>						
гранит, базальт	1800—2200	500—1000	2,50—3,00	50—60	65—75	80—90
известняк	1300—1600	150—300	1,50—2,00	40—45	50—55	65—75
песчаник, ракушечник	1100—1400	50—200	0,50—1,00	35—40	45—50	55—65
<b>Кирпич</b>						
силикатный	1700—1900	100—300	0,70—1,00	51	64	77
глиняный полнотелый	1600—1800	75—300	0,60—0,90	51	64	77
глиняный пустотелый	1100—1400	50—200	0,25—0,50	38	51	64
керамический щелевой	1100—1400	50—200	0,25—0,50	38	51	64
<b>Легкие бетоны</b>						
шлакобетон	1200—1600	30—150	0,60—0,90	35—40	45—50	55—65
керамзитобетон	1000—1300	30—150	0,30—0,60	30—35	40—45	50—60
опилкобетон	800—1200	15—100	0,25—0,40	25—30	35—40	45—55
<b>Дерево</b>						
дуб, лиственница	600—900	30—150	0,20—0,30	14—16	17—20	22—26
сосна, ель	400—600	20—120	0,15—0,20	12—14	15—17	18—22
<b>Утеплители</b>						
Шлак котельный	600—900	—	0,25—0,35	16—18	20—24	26—30
керамзит	400—600	—	0,20—0,30	14—16	18—22	24—28
опилкобетон	250—400	—	0,10—0,15	10—12	14—16	18—20
минеральная вата	100—250	—	0,04—0,08	8—10	12—14	16—18
пенопласт	20—60	—	0,01—0,03	3—5	5—8	8—12

§ 5.10. О возможности применения низкомодульных  
конструкционных материалов для строитель-  
ства в сейсмических районах

Как известно, согласно спектральному методу определения сейсмических сил, принятому в главе "Строительство в сейсмических районах" Строительных Норм и Правил (СНиП П-А.12-69) расчетная сейсмическая нагрузка определяется формулой

$$S_{ik} = Q_k K_c \beta_i \eta_{ik} \quad (1)$$

или, при принятии расчетной схемы в виде системы с распределенными параметрами, формулой

$$S_i = q K_c \beta_i \eta_i \quad (2)$$

Здесь коэффициенты  $K_c$  (сейсмичности) и  $\eta_{ik}$  или  $\eta_i$  (зависящие от формы деформации сооружения при его свободных колебаниях) от материала сооружения не зависят, а  $Q_k$  или  $q$  - вертикальная нагрузка, вызывающая инерционную силу, и  $\beta_i$  - динамический коэффициент, соответствующий  $i$ -й форме свободных колебаний сооружения, зависят от материала сооружения.

Рассмотрим два сооружения, строящихся в сейсмических районах: одно эталонное, несущий остов (например, колонны или внутренние несущие стены) которого выполнен из "традиционного" материала (стали, обычного железобетона), и другое, несущий остов которого осуществлен из низкомодульного конструкционного материала (например, строительного алюминия, легкого железобетона и др.), обладающего аналогичными с "традиционным" материалом прочностными характеристиками. Будем считать, что

масса несущего остова пренебрежимо мала по сравнению с массой остальной части сооружения (междуэтажных перекрытий, покрытий, наружных и внутренних несущих стен и т.д.), которая может быть выполнена или из обычного материала, или из "традиционных" конструкций и легкого материала, или из легких конструкций.

Обозначим через  $\rho q$  часть вертикальной нагрузки (массы), не зависящую от плотности материала сооружения, через  $(1-\rho)q$  остальную часть вертикальной нагрузки, через  $\omega = \rho_1/\rho_2$  отношение средних плотностей элементов, выполненных из легкого материала и "традиционного" материала (например, легкого железобетона и тяжелого железобетона) сравниваемых сооружений. Тогда при замене "традиционного" материала легким или "традиционных" конструкций легкими, нагрузка, вызывающая инерционную силу, будет

$$q' = \rho q + (1-\rho)q\omega = q[\rho + (1-\rho)\omega] \quad (3)$$

или

$$\frac{q'}{q} = \rho + (1-\rho)\omega \quad (4)$$

Коэффициент динамичности в формуле (2)

$$\beta_i = \frac{1}{T_i} \quad (5)$$

При этом  $0,8 \leq \beta_i \leq 3$ . Однако  $\beta_i$  зависит не только от периода свободных колебаний сооружения  $T_i$ , но и от его диссипативных свойств, в первую очередь материала несущего остова.

Период изгибно-сдвиговых колебаний сооружения, рассматриваемого как система с распределенными параметрами, определяется формулой

$$T_i = \alpha_i \sqrt{\frac{q H^4}{E J g}} \quad (6)$$

где  $\alpha_i$  - некоторый коэффициент,  $H$  - высота сооружения,  $EJ$  - жесткость его при изгибе,  $g$  - ускорение силы тяжести.

Из формулы (6) видно, что, хотя плотность (масса) элементов сооружения и деформативные характеристики материала остова влияют на величину периода свободных колебаний, а следовательно, и коэффициента динамичности, уменьшение периода приведет к снижению сейсмических нагрузок в том случае, если уменьшится  $\beta_i$ . Поэтому полученный ниже результат следует отнести к сооружениям, период свободных колебаний основного тона которых  $T_i \geq 0,33$  с

В случае применения в несущем остове сооружения низкомодульного конструкционного материала, а в остальной его части легкого материала или легких конструкций вместо "традиционных", период свободных колебаний будет

$$T_i' = \alpha_i \sqrt{\frac{q' H^4}{E J g}} = \alpha_i \sqrt{\frac{q [p + (1-p)\omega] H^4}{n E J g}} = T_i \sqrt{\frac{p + (1-p)\omega}{n}} \quad (7)$$

где  $n$  - отношение модулей упругости низкомодульного и "традиционного" материалов равных прочностей (например, строительного алюминия и стали, легкого железобетона и обычного железобетона).

Тогда горизонтальная сейсмическая нагрузка, согласно (2), будет

$$\begin{aligned} S_i' &= q' \kappa_c \beta_i' \gamma_i = q [p + (1-p)\omega] \kappa_c \frac{1}{\sqrt{\frac{p + (1-p)\omega}{n}}} \beta_i \gamma_i = \\ &= S_i \sqrt{n [p + (1-p)\omega]} \end{aligned} \quad (8)$$

или

$$\frac{S'_i}{S_i} = \sqrt{n [p + (1-p)\omega]} \quad (9)$$

Очевидно, формулы (4) и (9) будут справедливы и при принятии расчетной схемы сооружения в виде системы с сосредоточенными грузами.

Исходя из формул (4) и (9), построены кривые зависимости отношений величин горизонтальных сейсмических нагрузок и вертикальных сил, действующих на сооружение. При этом рассмотрены три случая: когда несущий остов выполнен из низко модульного конструкционного материала, а остальная часть сооружения - из легкого материала (рис. I, а); когда несущий остов выполнен из "традиционного" конструкционного материала, а остальная часть сооружения - из легкого материала (рис. I, б); когда несущий остов выполнен из низко модульного конструкционного материала, а остальная часть сооружения - из обычного материала (рис. I, в).

Из приведенных кривых видно, что наибольший эффект достигается в сооружениях с несущим остовом из низко модульного материала в сочетании с легким материалом в остальной части, наименьший - в сооружениях с несущим остовом из "традиционного" материала и с остальной частью из легкого. Следует отметить, что при использовании в несущем остове низко модульного материала можно ожидать дополнительного уменьшения сейсмических нагрузок из-за увеличения коэффициента поглощения энергии колебания в материале остова.

Обращает внимание, что в первом и третьем случаях горизонтальная сейсмическая нагрузка уменьшается быстрее, чем вер-

тикальная. Следовательно, в этих случаях несущий остов будет работать в более облегченных условиях вследствие не только снижения вертикальной нагрузки (в первом случае), но и уменьшения эксцентриситетов приложения вертикальных (нормальных) сил, в связи с чем уменьшатся краевые напряжения в элементах остова. В результате можно принимать меньшие поперечные сечения несущего остова и получать экономию материала или же, при сохранении размеров поперечных сечений, использовать конструкционный материал с меньшими прочностными характеристиками. Все это приведет к удешевлению стоимости сооружения.

Таким образом, применение в несущем остове высотных сооружений вместо "традиционных" конструкционных материалов низкомодульных, а в остальной части сооружений легких материалов и конструкций позволяет снизить горизонтальные сейсмические нагрузки и достичь экономического эффекта не только за счет непосредственного снижения массы сооружения, но и благодаря повышению его гибкости. Более того, как показывают кривые, приведенные на рис. I, б, в, в некоторых случаях выгоднее применять в несущем остове сооружения низкомодульный материал, а в остальной части сохранять обычный, чем осуществлять несущий остов из "традиционного" материала и добиваться облегчения остальной части сооружения.

§ 5.11. Восстановление и усиление зданий и сооружений,  
поврежденных землетрясениями

При восстановлении и усилении зданий важная роль принадлежит конструктивным антисейсмическим мероприятиям. Эти мероприятия создают определенный запас, нередко обеспечивая тем самым геометрическую неизменяемость зданий даже при землетрясениях интенсивностью, превышающей расчетную сейсмичность площадки, принятую в проекте. К числу конструктивных антисейсмических мероприятий в первую очередь можно отнести армирование кладки, устройство антисейсмических поясов, ограничение предельных размеров зданий и сооружений и т.п.

В случаях, когда требуется ликвидация наружных дефектов, устранение повреждений в несущих элементах, ограничиваются ремонтом. Восстановление же предусматривает ликвидацию повреждений в несущих элементах, восстановление их до первоначального состояния; усиление предусматривает дополнительные антисейсмические мероприятия, первоначально не предусмотренные проектом, доведение здания до степени, отвечающей требованиям, предъявляемым современными нормами сейсмостойкого строительства.

Применительно к конкретному объекту решение рассматриваемой задачи может быть сформулировано как необходимость обеспечения способности сооружения противостоять сейсмическим воздействиям в той же или в большей мере, чем до повреждения.

Очевидно, учет физического износа или оставшегося срока службы здания и его конструктивно-планировочное решение являю-



тся решающими при оценке степени восстановления. Так, если здание возведено из индустриальных конструкций и имеет планировочное решение, допускающее реконструкцию, то предпочтительно его усиление до стадии, отвечающей требованиям расчетной сейсмичности, если же здание возведено из местных материалов, целесообразно его восстанавливать только до стадии, предшествующей землетрясению.

Часто ликвидация последствий землетрясения соответствует понятию восстановления, что обусловлено не только экономическими соображениями, но и технической невозможностью выполнения ряда конструктивных мероприятий, рекомендуемых нормативами. Понятие восстановление до первоначального состояния распространяется, в первую очередь, на здания не имеющие антисейсмического усиления. Усиление зданий обычно не позволяет изменить объемно-планировочное решение таким образом, чтобы оно удовлетворяло требованиям норм сейсмостойкого строительства. Обеспечение же гарантированной несущей способности отдельных элементов и всего здания в целом при действии нормативных расчетных сейсмических нагрузок — задача восстановления. Выбор способа восстановления зависит от назначения, степени повреждения, срока службы зданий, мер антисейсмической защиты, частоты повторяемости землетрясений в регионе. Экономическая целесообразность принятого способа восстановления определяется отношением затрат на восстановление по выбранному способу с учетом затрат на антисейсмическое усиление к стоимости возможного строительства нового объекта взамен поврежденного.

Для определения числа восстанавливаемых зданий и порядка

их обследования составляются карты-схемы района, на которые наносятся все пострадавшие объекты, обозначенные в зависимости от их назначения (жилые, административные, больничные, промышленные и т.д.) с указанием очередности обследования, а именно объектов связи, энерго- и водоснабжения, больниц, жилых зданий и детских учреждений, промышленных, сельскохозяйственных сооружений и т.д.

Обычно порядок обследования объектов состоит в визуальном, а в случае необходимости с частичным вскрытием, установлении состояния несущих конструкций (фундаментов, стен, перекрытий, лестничных маршей и площадок и т.д.); определение характера и степени повреждения остальных элементов здания; определение необходимости испытаний материала конструкций для выявления фактических прочностных характеристик (марки бетона, кирпича, растворов, сцепления между ними, категории кладки по сопротивляемости сейсмическим воздействиям, величины защитного слоя бетона, процента армирования и марки стали) и мест, требующих дополнительных испытаний или изъятия образцов. В заключении с описанием состояния объекта даются рекомендации о способах его восстановления и усиления или же разборки, сноса в случае неэкономичности восстановления.

Обследования последствий разрушительных землетрясений позволяют выделить три основных вида разрушений зданий и сооружений. К наиболее опасному относятся разрушения от деформаций, возникших из-за недостаточной прочности или отсутствия связей между несущими элементами здания, так как при этом утрачивается геометрическая неизменяемость зданий или сооруже-

ний. К таким разрушениям относятся случаи с выпадением наружных стен или углов с последующим обрушением или возможностью обрушения перекрытий. Принципиально отличительной от первого вида являются разрушения, вызванные неустойчивостью некоторых несущих конструкций при действии сейсмических сил в определенном направлении и недостаточностью их связей с другими частями здания. К третьему виду деформаций относятся деформации во второстепенных элементах, наиболее распространенных в современных многоэтажных зданиях, например, повреждения перегородок и трещины в швах плит перекрытий и т.п.

Усиление и восстановление зданий осуществляют в основном, при разрушениях второго вида, так как они наиболее часто имеют место. В некоторых случаях одни и те же конструктивные решения используются при восстановлении зданий, получивших разрушения первого и второго видов. При этом конструкции усиления отдельных частей здания с помощью дополнительных связей объединяются в единую систему.

Во избежание излишних затрат на усиление допускается возможность повреждения второстепенных элементов, в частности перегородок, оконных переплетов, элементов сантехнического оборудования, заполнения каркасов, штукатурки, отдельных деталей кровли и т.п., восстановление которых связано с незначительными расходами.

В зависимости от вида разрушения можно определить также три способа восстановления, первый — восстановление отдельных несущих элементов зданий, именно простенков, стен, колонн, ригелей, плит перекрытий, блоков, панелей; второй — восстановление

связей между частями и элементами здания (углы, пересечения и сопряжения стен, панелей, блоков, узлы железобетонных рам и т. п.); и, наконец - восстановление, приводящее к повышению пространственной жесткости здания, увеличению его способности воспринимать сейсмическую нагрузку всеми несущими элементами как цельной системы.

Восстановление зданий жесткой конструктивной схемы с высокой прочностью несущих конструкций (кирпичных, мелкоблочных зданий) после землетрясений, как правило, ведется первыми двумя способами и в редких случаях третьим. Для панельных и крупнопанельных зданий применяется в основном второй способ, изредка - первый и третий. Для восстановления каркасных зданий - третий способ восстановления находит широкое применение в зданиях жесткой конструктивной схемы, не имеющих достаточных конструктивных мер антисейсмической защиты, в случае значительного повреждения большого числа несущих элементов и частичной потери устойчивости.

В последнее время в практике восстановительных работ широко применяется инъецирование, восстановление несущих стен наиболее массовых типов зданий, каменных и бетонных, путем инъекции полимерных растворов. Это решение оказывается особенно перспективным при восстановлении крупнопанельных зданий, т.к. способствует восстановлению монолитности панелей при наличии в них трещин и других дефектов с сохранением первоначальной жесткости. Цементное вяжущее, как известно, имеет слабую адгезионную способность и потому его использование для этих целей неэффективно.

В практике строительства СССР и других стран для повышения сцепления в стыках сборных железобетонных конструкций, а также при ремонте и восстановлении зданий, с успехом применяются клеи и полимеррастворы на основе синтетических смол, которые обеспечивают достаточную адгезионную прочность, атмосферо-, влаго-, морозостойкость и водонепроницаемость и обеспечивают высокую технологичность. В большей степени этим требованиям удовлетворяют композиции на основе эпоксидных смол.

Результаты испытаний железобетонных балок, восстановленных путем инъецирования полимерраствора в трещины, показывают, что в них деформации в среднем на 15% ниже деформаций в целых балках.

Хотя технология ремонтно-восстановительных работ методом инъецирования не сложна, она требует тщательного выполнения и контроля операций на всех этапах.

Роль этого метода восстановления при ликвидации последствий землетрясения, наряду с обеспечением их сейсмостойкости, возрастает при учете соответствующих требований, предъявляемых к архитектурному облику зданий.

## § 12. Опыт страхования от стихийных бедствий (землетрясений)

Настоящий параграф составлен на основании материала, подобранного сотрудником ЮНЕСКО доктором А.Коридзе. В нем излагается сущность основных принципов коммерческого страхования от землетрясений, которые оцениваются как наиболее разрушительные после наводнений. Коммерческое страхование от бедствия или катастрофы разделяется на две основные категории. Первая включает те, которые возникают в результате человеческих ошибок: авиационные, железнодорожные, транспортные и т.д. Вторая включает стихийные бедствия, вызванные атмосферными или тектоническими явлениями. Статистические данные, приводимые ниже, дают представление о распределении относительных размеров суммарного ущерба от 400 наиболее катастрофических стихийных бедствий, происшедших в различных регионах и странах мира в течение XX века. На долю наводнений приходится 52 процента ущерба, землетрясений - 17 процентов, ураганов - 15 процентов, засухи - 7 процентов, вулканов - 3 процента, других стихийных бедствий - 6 процентов. Однако вследствие внезапности и разрушительной силы, которой подвергаются не только обширные территории, но и современные крупные города и ответственные инженерные сооружения, землетрясения рассматриваются как наиболее грозные стихийные бедствия.

Поэтому исследованиям по оценке риска стихийных бедствий и разработкам и совершенствованию принципов страхования от них, на долю работ по смягчению последствий разрушительных землетрясений приходится наибольшее количество.

В этой области наибольшие исследования ведутся в университетах и научных центрах страховых компаний в США и Канаде. К ним, относятся лаборатория сейсмостойкого строительства Калифорнийского университета (Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, USA) Институт бихевиористических наук в Колорадо (Institute of Behavioral science, University of Colorado, USA); Массачусетский технологический институт (Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, USA); Центр сейсмостойкого строительства им. Дж. Блума (The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford Un. USA); Институт по изучению риска Университета Ватерлоо (Institute for Risk Research, University of Waterloo, Ontario, Canada.); Университет Британской Колумбии (University of Victoria, Victoria, British Columbia, Canada) и др.

Вопросы совершенствования методов страхования от землетрясений входят в компетенцию таких международных организаций как ЮНЕСКО, ЮНИДО и Международная ассоциация по изучению страхования в Женеве (Association International pour l'Etude de l'Economie de l'Assurance), а также крупнейших международных компаний по перестрахованию в Мюнхене, ФРГ (Munchener Ruckversicherungsgesellschaft) и в Лондоне, Англия (Reinsurance Offices Association, London).

По инициативе ЮНЕСКО в феврале 1976 г., августе 1977 г. и декабре 1978 г. были проведены международные совещания по проблемам оценки сейсмического риска и страхования от землетрясений. В их рекомендациях подчеркивается, что смягчение сейсмического

риска может быть достигнуто при оптимальной комбинации правильного землепользования, сейсмостойкого строительства, страхования от землетрясений и планирования аварийных и восстановительных работ. Подчеркнута необходимость разработки национальных принципов страхования от землетрясений в развивающихся странах, в частности в Коста-Рике, Сальвадоре, Гватемале, Ямайке, Мексике, Тринидаде и Венесуэле, как наиболее остро нуждающихся в создании приемлемой для местных условий системы страхования, а также важность страхования и экономических аспектов ликвидации последствий землетрясений.

Страхование от стихийных бедствий, в частности от землетрясений, представляет собой контракт между страховщиком (страховой компанией) и страхователем (владельцем страхуемого объекта). Страховая компания обязуется покрыть возможный потенциальный ущерб, нанесенный стихийным бедствием, в ответ на страховые премии, вносимые страхователем в регулярные отрезки времени. Потенциальный ущерб устанавливается равным стоимости ремонта или восстановления поврежденного здания. При этом ущерб оценивается в процентах от страховой стоимости здания. Как правило, в страховом контракте устанавливается скидка к страховой стоимости объекта (рыночной стоимости или стоимости его возведения), которая рассматривается как некоторая денежная потеря страхователя при каждом возмещении ущерба, вызванного бедствием той или иной разрушительной силы. Эта скидка и является прямой прибылью страховой компании.

В настоящее время лишь в ограниченном числе стран производится страхование от землетрясений. В Федеративной Республике



Германии (земля Баден - Вюртемберг) страхование от землетрясений и наводнений в обязательном порядке включается в монопольное государственное страхование зданий. Во Франции на всей ее территории страхование от стихийных бедствий, включая землетрясения, включается в обязательное страхование зданий и съемщиков жилья. В Японии страхование от землетрясений частными страховыми компаниями производится в дополнение к страхованию от пожара, с обязательным перестрахованием государством, которое с 85-процентной долей принимает участие в страховании, при лимите обязательств общего ущерба на сумму около 5 млн. америк. долларов. В ряде республик Югославии, расположенных в сейсмически активных районах, введено обязательное страхование от землетрясений, при этом страховые премии в этом случае составляют около 5 процентов от принимаемых на случай страхования от пожара. В Новой Зеландии страхование от стихийных бедствий осуществляется как надбавка к страхованию от пожаров, с предельным капиталом обязательств в 500 млн. америк. долларов. В Норвегии, как и в других нордических странах, где данные о сейсмической активности района Северного моря только начинают накапливаться, существует, хотя и ограниченный, специальный государственный фонд ликвидации последствий стихийных бедствий. В Швейцарии с 1903 г. существует государственный фонд по возмещению убытков индивидуальной собственности от стихийных бедствий, включая землетрясения. Этот фонд финансируется за счет доходов от казино (игорных домов). В Румынии государство покрывает ущерб индивидуальной собственности и страховые фонды создаются из расчета надбавки к ставке обязательного страхования от пожаров. В Испании, государственные

фонды по ликвидации последствий стихийных бедствий, с участием страховых компаний, образуются за счет обязательных надбавок (от 1 до 10%) к страховой ставке и, наряду с различными видами бедствий (морские, дорожные катастрофы и т.п.), покрывают ущерб от землетрясений интенсивностью 7 баллов и выше. В США ставки страховых платежей в связи со страхованием от землетрясений назначаются в виде надбавки в 5 процентов к стоимости страховых на случай пожара. Однако в последние годы делаются попытки их дифференцирования в зависимости от конструктивного типа здания и его повреждаемости.

Следует подчеркнуть, что наиболее богатый опыт исследований в области страхования от землетрясений накоплен в США, где страховые компании, начиная с 1910 г., стали заключать контракты на этот вид страхования. Тем не менее до последнего времени объем страхования от землетрясений оставался ограниченным. В последние годы в связи с накоплением большого статистического материала по повторяемости землетрясений и повреждаемости зданий, интерес к совершенствованию системы страхования от землетрясений значительно возрос.

В Центре по сейсмостойкому строительству им. Дж. Блюма при Станфордском Университете, под руководством проф. Х. Шаха (H. Shah) разработана усовершенствованная модель страхования от землетрясений, согласно которой, для установления величин страховых ставок, по формуле (I) прежде всего определяют среднегодовой ущерб для определенного типа здания:

$$EL_T = \sum_I (\varnothing R / I) V \mu_I \quad (I)$$

где  $EL_I$  - ожидаемый годовой ущерб;

$\varnothing R/I$  - среднее относительное повреждение здания при интенсивности  $I$  (выражаемое как стоимость ремонта к полной стоимости здания);

$V$  - стоимость здания;

$\mu_I = \frac{1}{RP_I}$  - среднегодовая частота повторяемости землетрясения интенсивностью  $I$ ,  $RP_I$  - период повторяемости землетрясения.

Уравнение (1) может быть выражено в процентах от стоимости здания

$$EL_I = E(\varnothing R)_I V$$

Полагая, что  $E(\varnothing R)_I$  - ожидаемая степень повреждения за год, получаем

$$E(\varnothing R)_I = \sum_I (\varnothing R/I) \quad (2)$$

Для оценки ущерба за  $t$  лет формула примет вид

$$E(\varnothing R)_t = t \left[ \sum_I (\varnothing R/I) \mu_I \right] \quad (3)$$

Уравнением (3) можно пользоваться лишь в случае, когда периоды повторяемости землетрясений во много раз превышают период страхования и если частота повторяемости землетрясения во времени постоянна.

Уравнения (1), (2) и (3) теоретически обоснованы, но для использования их на практике необходимо иметь доверительные значения

$\mu_I$ ; т.е. иметь достаточное число записей землетрясений, чтобы перенести статистику повторяемости в прошлом на будущее. Эти условия не могут быть полностью удовлетворены в каждом отдельном случае, поэтому при желании пользоваться предложенными уравнени-

ями необходимо ввести т.н. коэффициент доверия  $K_{\mu_I}$  к величине среднегодовой повторяемости  $\mu_I$ . Тогда уравнение (2) запишется в виде:

$$E(\mathcal{D}R)_I = \sum_I (\mathcal{D}R/I) K_{\mu_I} \mu_I \quad (4)$$

при этом  $K_{\mu_I}$  может иметь различные значения для каждой средней величины повторяемости  $\mu_I$ .

Прогнозируемые величины средней относительной повреждаемости  $\mathcal{D}R/I$  получают на основе статистической обработки данных о последствиях землетрясений и на основе инженерно-экспертных оценок. Доверие к этой величине может быть выражено коэффициентом  $K_{\mathcal{D}R/I}$ . Принимая во внимание то, что коэффициент  $K_{\mathcal{D}R/I}$  меняется в зависимости от интенсивности землетрясения, уравнение (4) запишется в виде:

$$E(\mathcal{D}R)_I = \sum_I (\mathcal{D}R/I) K_{\mathcal{D}R/I} \mu_I K_{\mu_I} \quad (5)$$

Для удобств практического пользования, коэффициенты  $K_{\mathcal{D}R/I}$  и  $K_{\mu_I}$  объединяются в один коэффициент доверия  $K_I = K_{\mathcal{D}R/I} \cdot K_{\mu_I}$  и тогда

$$E(\mathcal{D}R)_I = \sum_I K_I (\mathcal{D}R/I) \mu_I \quad (6)$$

Страховые премии или ставки, выражаемые в процентах от стоимости здания, могут быть установлены как

$$P_I = f \left[ \sum_I K_I (\mathcal{D}R/I) \mu_I \right] \quad (7)$$

где  $f$  коэффициент скидки, образующий прибыль страховой компании.

Обычно страховые премии выражают в долях от I ССС страхо-

вой стоимости здания

$$GR = f \frac{V}{1000} \left( \sum_I \kappa_I (\Phi R / I) \mu_I \right) \quad (8)$$

Приведенные формулы могут быть использованы при назначении ориентировочных величин страховых премий. При нахождении оптимальных величин страховых премий следует учесть годовую вероятность превышения принимаемой для данного типа и интенсивности землетрясений, среднюю степень повреждаемости, ее верхние и нижние пределы и взамен приведенной здесь статистической модели страхования, использовать динамические или стохастические модели.

§ 5.13. О подготовке и переподготовке специалистов  
в области сейсмостойкого строительства

Из предыдущего изложения видно, что в настоящее время в мире в вопросах обеспечения безопасности людей, а также в доведении до минимума материального ущерба во время разрушительных землетрясений, наряду с традиционным подходом, наблюдаются и иные воззрения. Эти воззрения возникли в результате учета реальностей и, естественно, отражаются на деятельности правительств, организаций, фирм, предпринимателей, отдельных частных лиц и т.д. при осуществлении политики сейсмостойкого строительства, и в первую очередь, при строительстве наиболее массовых объектов - жилых домов, а затем - школ, больниц, театров и т.д., а также объектов, связанных с обеспечением жизнедеятельности городов и других населенных пунктов - объектов связи, водоснабжения, железных и автомобильных дорог (полотно, мосты, тоннели), аэропортов и др.

Очевидно, что все эти воззрения и подходы должны найти отражение не только в строительном производстве, но и во всех технических документах, и в первую очередь в проектных материалах. Последние же должны твердо основываться на научно и экономически обоснованных нормативных документах, технических условиях, стандартах, кодах, другого характера технических регламентациях. При этом, как становится очевидным, преимущество должно отдаваться решению проблем сохранения существующих массовых строений, в первую очередь жилых домов. Этот подход приобретает особую значимость для развивающихся стран, возможности которых

для осуществления нового строительства существенно ограничены.

Ясно, что в цепи антисейсмических мероприятий важное место, нередко главенствующее, занимает процесс строительного производства, процесс возведения объекта, т.к. именно в этом звене цепи обеспечивается высокое качество выполненных работ. Всем известна крылатая фраза о том, что лучшее антисейсмическое мероприятие - качественное строительство. Однако "качество" - категория не только объективная, но и субъективная, зависящая от компетентности, профессионализма, добросовестности, аккуратности и исполнительности строителя (рабочего, мастера, инженера и т.д.). В связи с этим проблема подготовки и переподготовки кадров строителей различных регионов и различных профилей приобретает первостепенное значение.

В феврале и марте 1987 г. сотрудник ЮНЕСКО доктор Вадаони М. Рохман и консультант ЮНЕСКО доктор Emanuel Csorba, в результате посещения Аммана и Дамаска, составили доклады о подготовке специалистов различных уровней для стран Арабского региона, выработали в связи с этим ряд рекомендаций ("Project on training for earthquake risk reduction in the Hashemite Kingdom of Jordan" and "Project on training for earthquake risk reduction in Syria").

Очевидно, приведенные в этих докладах положения и рекомендации с некоторыми незначительными изменениями можно распространить и на другие развивающиеся страны.

Кроме того, опыт подготовки и переподготовки кадров, в частности в области антисейсмического строительства, накоплен в Институте проблем механики (CISM) в г. Удине (Италия), в Институте сейсмостойкости и инженерной сейсмологии (IZIIS)

в г. Скопле (Югославия) и в Стамбульском университете Богазичи (Турция), работающих под эгидой ЮНЕСКО и успешно восполняющих пробелы в этой части.

Сеть институтов по подготовке и переподготовке инженерно-технических кадров строителей для развивающихся стран очевидно можно и нужно расширить. С этой целью ЮНЕСКО следует предпринять шаги по определению потребности в таких кадрах для развивающихся стран, и прежде всего для крупных. Кроме инженерно-технических кадров следует позаботиться о подготовке научных кадров, которые впоследствии будут решать проблему подготовки на месте национальных инженерно-технических и научных кадров.

К сожалению, мы не располагаем информацией о потребностях в кадрах по странам развивающегося мира. Возможно эти сведения имеются у ЮНЕСКО. Тогда можно было бы изложить более конкретные рекомендации.

Здесь же нам представляется целесообразным изложить наши предложения по подготовке и переподготовке кадров, исходя из опыта СССР в этой области.

I. Для подготовки кадров квалифицированных рабочих-строителей различных профилей следует открыть школы или курсы, на которых специалисты (инженеры, техники, мастера) будут обучать слушателей основам строительного дела, а главное обучать и прививать практические навыки строительного производства. Эти школы и курсы, учебные программы которых должны исходить из специфики строительных объектов, строительных материалов, орудий и средств строительного производства и традиций труда строителя, должны быть краткосрочными (8-12 недель) и долгосрочными



(2-3 года). В зависимости от длительности обучения и уровня усвоения знаний и навыков должна присваиваться категория (ранг), в зависимости от которой будет устанавливаться оплата труда (тарифная ставка).

Очевидно, что указанные школы и курсы должны организовываться и функционировать на месте. Здесь же должны быть созданы минимально необходимые учебно-технические базы, учебные мастерские, кабинеты и т.д. Преподавательские кадры, как правило, должны быть местные, но могут быть и привлеченные специалисты. Вероятнее всего обучение осуществлять на национальном (родном) языке.

2. Для подготовки кадров техников и мастеров следует организовать специальные учебные заведения, соответственно оборудованные и оснащенные учебными кабинетами, лабораториями, мастерскими, аппаратурой, оборудованием, персональными компьютерами и др.

Учебные программы таких учебных заведений должны быть так составлены, чтобы, наряду с преподаванием теоретических дисциплин (математика, теоретическая и прикладная механика, начертательная геометрия, сопротивление материалов, строительная механика, строительные материалы, сейсмостойкое строительство, методы расчета и конструирования, экономика строительства и т.д.), обучающиеся усвоили практические навыки строительного производства, умели самостоятельно решать возникающие ежедневно вопросы возведения зданий и сооружений различного назначения и капитальности, управлять строительством небольшого масштаба. И эти программы должны отражать специфику, о которой

говорится выше.

Очевидно, что в такие учебные заведения следует принимать людей с определенным уровнем подготовки, срок же обучения должен быть 3-4 года. После завершения обучения квалификацию техника, мастера должна присваивать квалификационная комиссия по результатам сдачи обучающимися соответствующих экзаменов.

Очевидно, что подготовка кадров техников и мастеров также должна производиться на месте с привлечением, в основном, преподавателей из местных специалистов. И здесь вероятнее всего обучение осуществлять на национальном (родном) языке.

3. Подготовку специалистов высокой квалификации или, как говорят, с высшим образованием (инженеров-строителей, инженеров-экономистов, инженеров-математиков, юристов и т.д.) следует вести на соответствующих факультетах национальных университетов или учебных институтов или же за рубежом, в какой-либо стране, в которой, такая возможность имеется.

Программы соответствующих институтов, факультетов и т.д. должны быть так составлены, чтобы в период обучения будущий специалист высокой квалификации освоил все основные научные и инженерные методы антисейсмического строительства, а также экономики, юриспруденции и т.д., связанные с борьбой с проявлениями и последствиями землетрясений, исходя из последних достижений мировой науки и техники в соответствующих областях. Вместе с этим следует иметь в виду, что именно специалисты этой категории должны стать также преподавателями в учебных заведениях, описанных в 1 и 2 пунктах, из них должны отбираться будущие исследователи-ученые, которые, пройдя соответствующий курс обу-

чения (аспирантура и т.д.) в той или иной стране, получают степени магистров, кандидатов и докторов наук и возглавят дело не только всего цикла антисейсмического строительства, но и подготовки национальных кадров строителей-антисейсмиков всех ступеней.

4. Подготовку ученых в области сейсмостойкого строительства и инженерной сейсмологии следует вести у себя, при наличии соответствующих условий, при их отсутствии же - в какой-либо передовой стране, где уровень науки и техники, теории и практики в области сейсмостойкого строительства высок.

5. Очевидно, для успеха в реализации предложений по пунктам 1-3 необходимо иметь учебники и учебные пособия различной сложности и по всему спектру преподаваемых в соответствии с программами дисциплин на родном (национальном) языке, в первую очередь для учебных заведений по 1 и 2 пунктам. Эти учебники должны быть составлены с использованием современных достижений науки и техники, в частности математики, механики, физики, геологии, конкретно же - строительной механики, строительных материалов, инженерной геологии, инженерной сейсмологии и т.п.

6. Наряду с подготовкой кадров следует заниматься переподготовкой специалистов не только с целью углубления их знаний в области сейсмостойкого строительства и смежных наук, связанных с антисейсмическими проблемами, но и с целью обновления амортизируемых со временем знаний.

Как указывалось выше, задачи переподготовки специалистов в рамках ЮНЕСКО успешно решают Институты проблем механики (СИМ) в Удуне, сейсмостойкости и инженерной сейсмологии (ИЗИС) в

Скопле и Университет Богазичи в Стамбуле. Может быть имеет смысл расширить масштабы в этих организациях, а затем решить вопрос о расширении сети подготовки и переподготовки кадров.

7. Определенный вклад в это дело, при выполнении ЮНЕСКО определенных условий, может взять на себя Тбилисский Международный Центр ЮНЕСКО по сейсмостойкому строительству в СССР при Академии наук Грузинской ССР. В частности, в Тбилиси в Грузинском Политехническом институте можно готовить инженеров в области жилищно-гражданского строительства, в ряде научно-исследовательских институтов можно организовать стажирование и специализацию инженеров-строителей и инженеров-геологов соответственно по сейсмостойкому строительству и инженерной сейсмологии. При специальном заказе в Тбилисском Международном Центре по сейсмостойкому строительству можно составить учебники и учебные пособия по сейсмостойкому строительству для учебных заведений по пунктам 1-3 на арабском языке.

Однако перечисленные в пункте 7 вопросы требуют специального обсуждения с директором ЮНЕСКО.

§ 5.14. О консолидации усилий, направленных на разработку мер снижения пагубных воздействий землетрясений

Разрушительные землетрясения и их последствия обычно выходят за границы локального региона и, следовательно, разработка мер по предотвращению или снижению пагубных воздействий землетрясений должна осуществляться путем консолидации усилий всех правительств и неправительственных организаций, занимающихся антисейсмическими проблемами.

Проблемами сейсмостойкости и инженерной сейсмологии активно занимаются; Европейская Ассоциация по сейсмостойким конструкциям (ЕАСК - ЕАЕЕ), Международная Ассоциация по сейсмостойким конструкциям (МАСК-IAEE), Объединенный комитет по безопасности конструкций - Joint Committee on Structural Safety (ОКБК - JCSS), Европейский Комитет по бетону - Euro-international Committee for Concrete (ЕКБ - СЕВ), Международная федерация по предварительно напряженному железобетону - International Federation of Prestressed Concrete (ФИП - FIP), Бюро координатора ООН по оказанию помощи в случае стихийных бедствий - UN Disaster Relief Co-ordinator (ЮНДРО-UNDRO), Организация Объединенных наций по промышленному развитию - UN Industrial Development Organisation (УИДРО), а также Совет Экономической Взаимопомощи (СЭВ), Европейское Экономическое сообщество (ЕЭС) и др.

Только приведенный перечень, и то далеко не полный, организаций, занимающихся проблемами сейсмостойкого строительства,

свидетельствует о большом интересе к строительству в сейсмических регионах и вместе с этим большим разнообразии подходов к составлению нормативных документов, Кодов и Стандартов по сейсмостойкому строительству. Вызванное этим обилие разрабатываемых технических документов, содержащих соответствующие регламентации, усложняет выработку единых концепций даже по тем вопросам, которые являются глобальными. К ним можно отнести, например, разработку единого критерия для определения интенсивности и силы землетрясения и, исходя из этого составление карты сейсмического районирования, опираясь на современные представления и критерии, и т.д.

Все эти сложности безусловно отрицательно отражаются на разработке Стандартов и Норм (Кодов) на сейсмостойкое строительство в развивающихся странах. Между тем актуальность выработки мер по максимальному обеспечению безопасности населения развивающихся стран от разрушительных воздействий землетрясений чрезвычайно велика. Велика потому, что в подавляющем большинстве этих стран при строительстве жилых домов и многих общественных зданий даже элементарные антисейсмические мероприятия не реализовывались.

На Международном Совещании по проблемам стандартизации и метрологии в сейсмостойком строительстве и инженерной сейсмологии, проведенном в Тбилиси в октябре 1987 г. по линии ЮНЕСКО, была подчеркнута необходимость консолидации усилий всех организаций, занимающихся проблемами сейсмостойкости. под эгидой ЮНЕСКО, в частности в рамках Международной сети Центров по сейсмостойкому строительству (ИНЕЕС), образованной в апреле

1986 г., основное назначение которой именно в этом должно состоять. И сама ЮНЕСКО по своей сути призвана возглавить работы, направленные на борьбу с воздействиями и последствиями землетрясений.

Нам представляется, что этот вопрос заслуживает быть предметом специального обсуждения руководства ЮНЕСКО.



## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Приведенный доклад о состоянии нормирования сейсмостойкого строительства в развивающихся странах и подготовки кадров в этой области для этих стран еще раз наглядно показал всю сложность и разнохарактерность рассматриваемой проблемы, отсутствие в большинстве развивающихся стран соответствующих научных и технических регламентаций.

Разработка в сжатые сроки Норм (Кодов) на сейсмостойкое строительство для развивающихся стран усложняется еще и тем, что до сих пор по ряду основных антисейсмических проблем нет единой точки зрения, нет единых критериев и, следовательно, нет единых и отправных положений (установок).

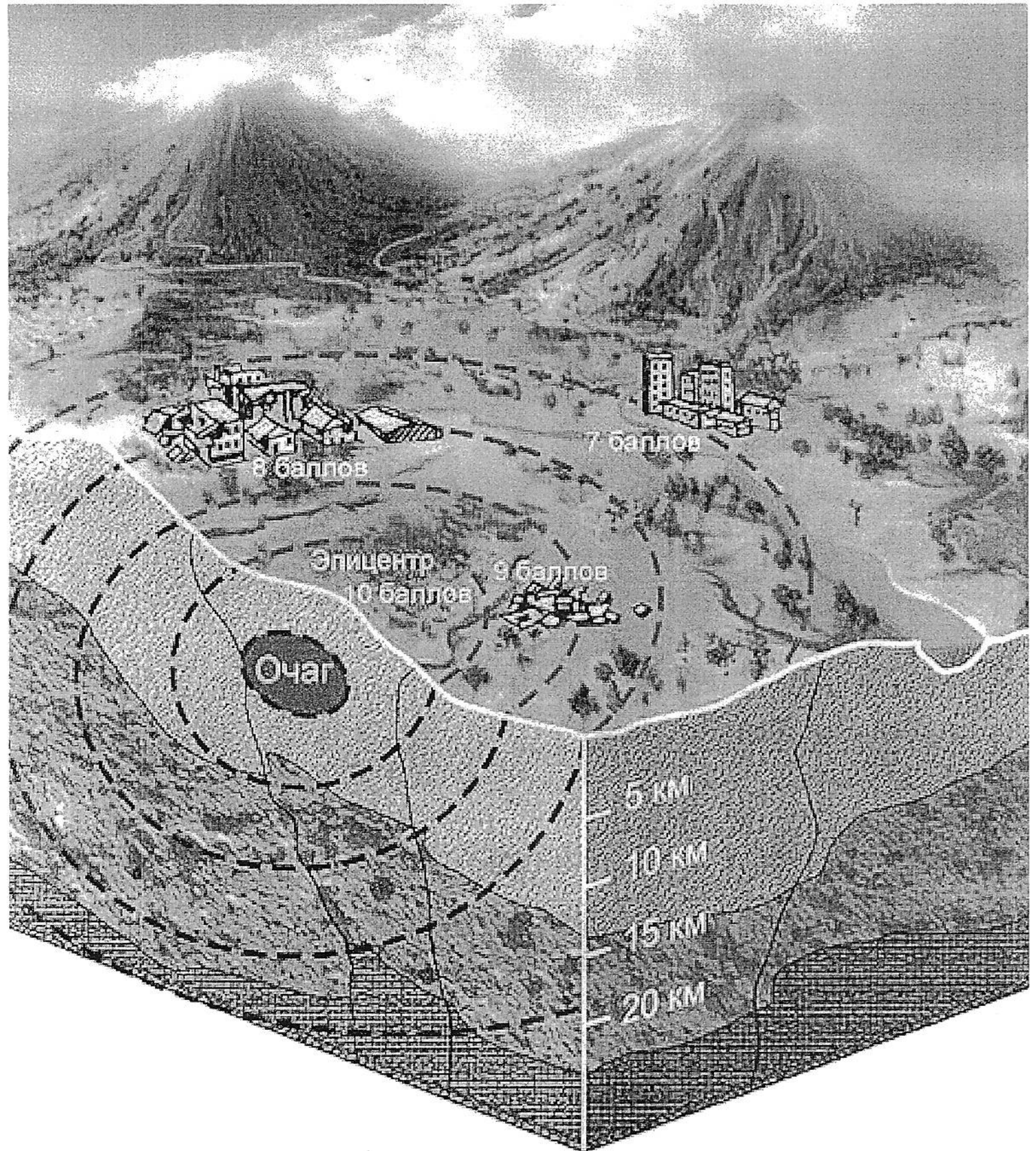
Представляется, что разработка нормативных документов, технических регламентаций по сейсмостойкому строительству следует начать с унификации шкалы (критериев) сейсмичности и составления единой, согласованной карты сейсмического зонирования, т.к. балльность того или иного региона, города или населенного пункта, пока что является единственным показателем, прогнозирующим землетрясения и влияющим на способы и уровень антисейсмических мероприятий, а следовательно, на экономику строительства.

Поэтому составление единой современной карты сейсмичности различных регионов нашей планеты является первоочередной задачей.

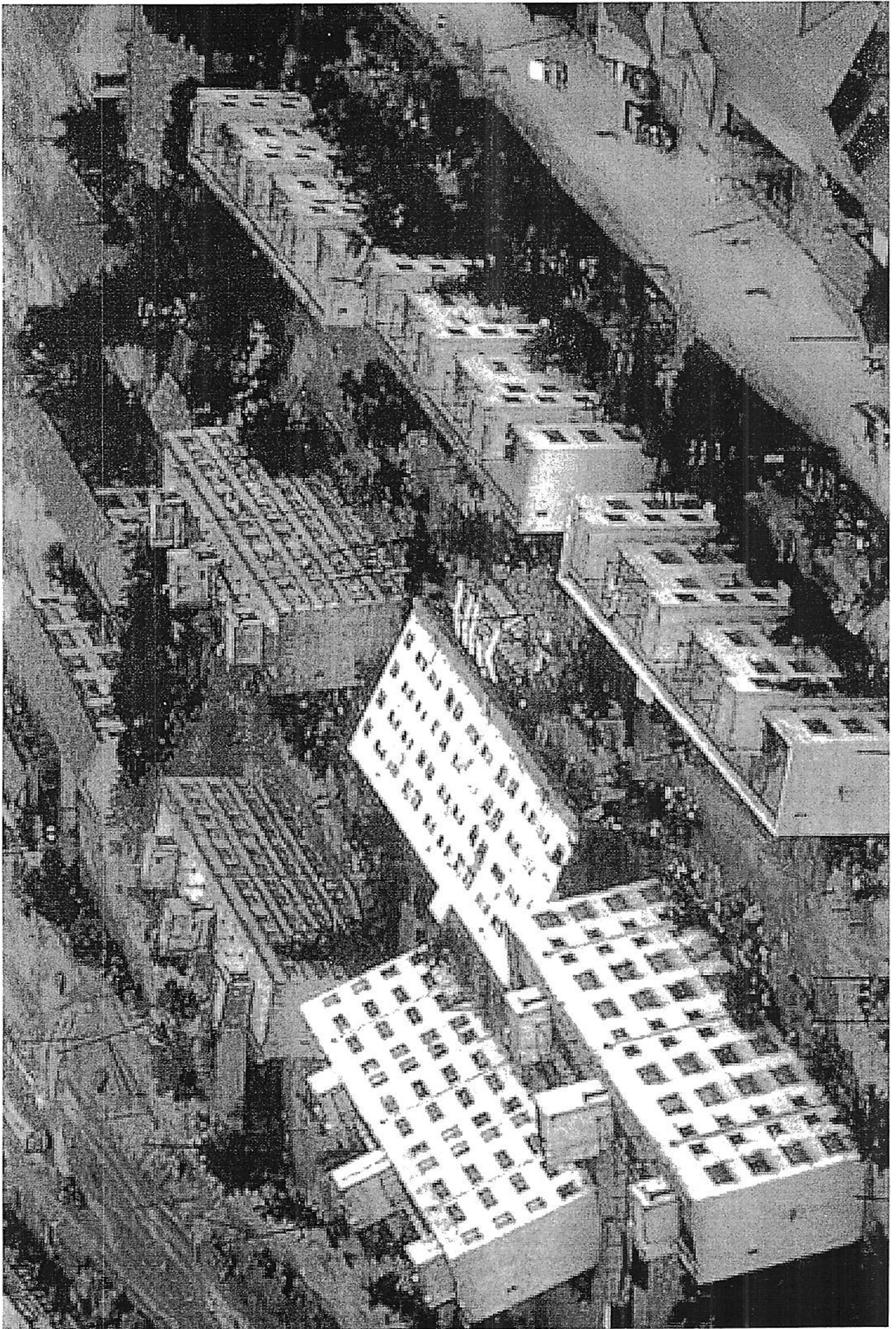
Нормы (Коды) на сейсмостойкое строительство для развивающихся стран, составление которых является основной функцией Тбилисского Международного Центра ЮНЕСКО <sup>в СССР</sup> по сейсмостойкому строи-



тельству. Нормы должны быть, на наш взгляд, в первой (основной) редакции, типовыми, с тем, чтобы в последующем, на втором этапе были привязаны к местным условиям той или иной страны, того или иного региона, и после согласования с местными властями и одобрения правительством соответствующей страны, переданы в пользование в качестве обязательного к соблюдению документа.



П Р И Л О Ж Е Н И Е 3.1



Ощутимые землетрясения за 1970-1985 годы

№№ пп	Регион, страна	Максимальная магнитуда за 1970-1985 гг.	Число зем- летрясений за 1970- 1985 гг.	Разрушительные зе- летрясения в XX в.	
				год	магнитуда
1	2	3	4	5	6
I. Европа					
1.	Австрия	4,7	2		
2.	Англия	4,5	1		
3.	Бельгия	5,0	1		
4.	Болгария	5,2	3		
5.	Г Д Р		1		
6.	Греция	6,1	7	1903	8,3
7.	Исландия	5,9	2		
8.	Испания	4,7	1		
9.	Италия	6,0	17	1905	7,9
10.	Норвегия		1		
	Польша	4,8	1		
12.	Румыния	6,4	3		
13.	Уэльс	5,0	1		
14.	Финляндия	4,4	1		
15.	Франция	4,4	1		
16.	Ф Р Г	4,9	1		
17.	Чехословакия		2		
18.	Швеция		2		
19.	Шотландия		2		
20.	Югославия	6,2	8		

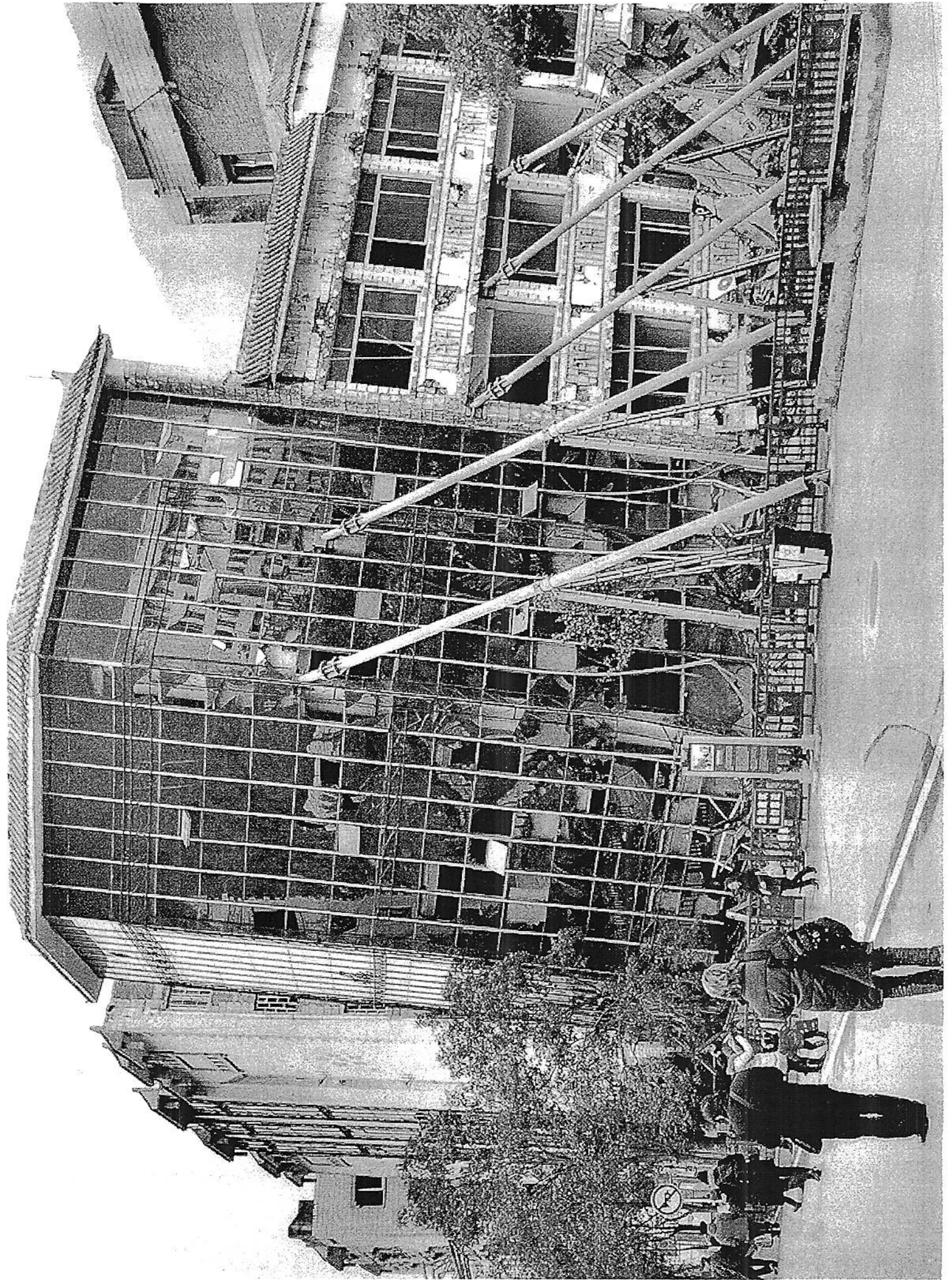
2	3	4	5	6
1. Португалия			1941	8,4
2. Эгейское море	6,0			
3. Мраморное море			1912	7,8
П. <u>Азия</u>				
1. Афганистан	5,5	1	1922	8,1
2. Бирма	6,4	1	1941	8,7
3. Израиль	4,9			
4. Индия	6,4	12	1950	8,7
5. Индонезия	6,8	3	1938	8,7
6. Иран	6,5	13	1957	7,2
7. Йемен	6,0	1		
8. Китай	6,3	21	1920	8,6
9. Монголия	5,7	2	1957	8,3
10. Непал	6,1	2		
11. Пакистан	6,1	2	1955	6,7
12. Турция	6,1	6	1939	7,9
13. Филиппины	6,4	1	1948	8,3
14. Япония	6,8	17	1933	8,9
Ш. <u>Африка</u>				
1. Алжир	6,5	1	1954	6,7
2. Гвинея	6,4	1		
3. Джибути	5,3	1		
4. Египет	5,2	2		
5. Сомали	5,3	1		

I	2	3	4	5	6
6. Марокко				1960	5,8
7. Эфиопия				1961	6,7
8. Южная Африка				1942	8,3
IV. <u>Северная и Центральная Америка</u>					
1. Гватемала		6,0	I	1942	8,3
2. Канада		5,7	3	1925	7,0
3. Мексика		7,0	II	1907	8,3
4. Никарагуа		5,5	I		
5. Сальвадор		6,0	I		
6. С Ш А		6,2	5	1906	8,3
7. Коста-Рика				1903	8,3
8. Аляска		6,4		1964	8,4
9. Карибское море		5,9			
V. <u>Южная Америка</u>					
1. Аргентина		6,4	I	1905	8,3
2. Боливия		5,2	I		
3. Венесуэла		5,5	I	1967	7,1
4. Колумбия		6,5	6	1906	8,9
5. Перу		6,2	I	1940	8,4
6. Чили		6,7	I	1906	8,6
7. Бразилия				1942	8,6
8. Эквадор				1942	8,3

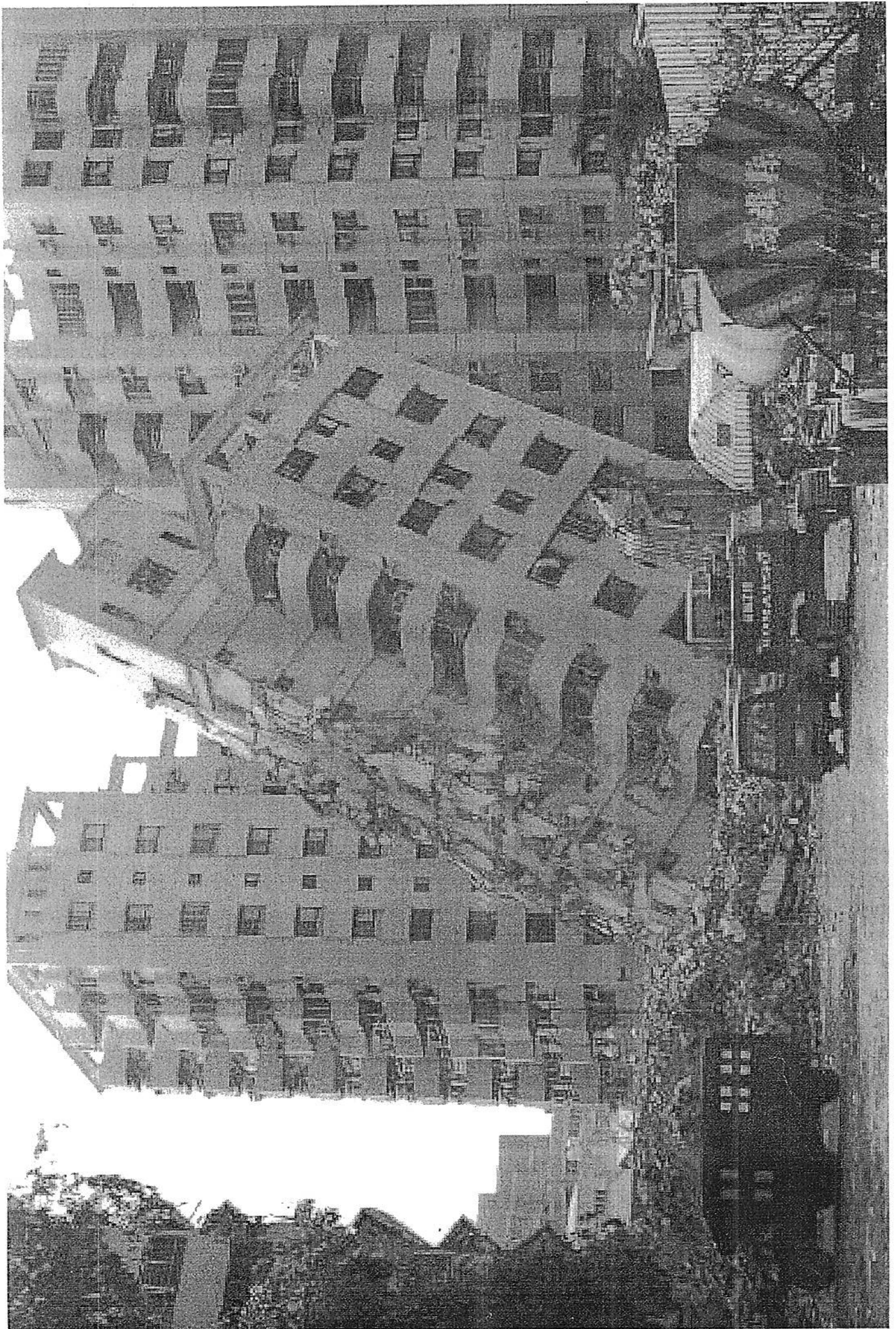
2	3	4	5	6
<u>УІ. Австралия и Океания</u>				
1. Австралия	6,1	4	1968	7,2
2. Новая Зеландия	6,1	12	1931	7,9
3. Бугенвиль, о-в	6,5			
4. Новые Гебриды, о-ва	5,5		1950	8,1
5. Гавайские о-ва	6,4			
6. Самоа, о-ва	5,8		1917	8,7
7. Соломоновы о-ва	6,6		1939	8,1
8. Тасманово море	5,6			
9. Тонга	6,3		1917	8,6
10. Кермадек, о-ва	6,4		1932	7,9
11. Фиджи	6,1		1920	8,3
12. Новая Гвинея, о-в			1906	8,4
13. Марианские о-ва			1914	8,7
14. Каролинские о-ва			1918	8,3
<u>УІІ. Тихий океан</u>				
1. Волкано, о-ва	5,8			
2. Бонин, о-ва	5,2			
3. Андреановские о-ва			1957	8,0
4. Алеутские о-ва	5,8		1929	8,6
5. Бали, море	5,5			
6. Охотское море	6,0		1907	7,9
7. Японское море			1904	7,9
8. Банда, море			1950	8,1



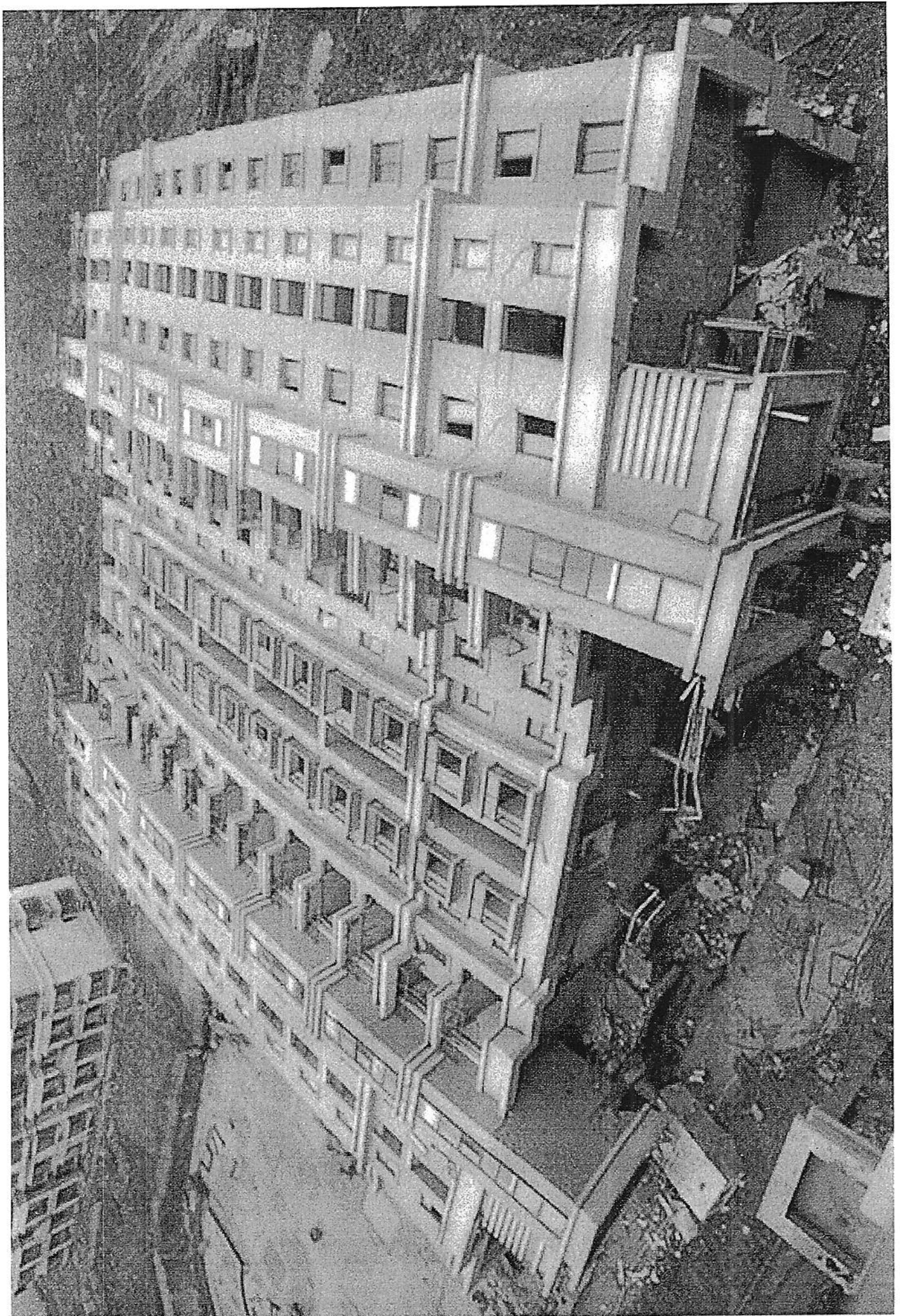
I	2	3	4	5	6
				1938	8,7
9.	Берингово море				
10.	Лойалти, о-в			1910	8,6
11.	Хахадзима, о-ва	5,2			
УШ. <u>Атлантический океан</u>					
1.	Азорские о-ва	6,0			
2.	Бермудские о-ва	6,0			
3.	Виргинские о-ва	4,7			
4.	Санта-Крус, о-в			1957	8,0
5.	Антигуа, о-в	6,4			
IX. <u>Индийский океан</u>					
1.	Кергелен, о-в	4,7			
2.	Никобарские о-ва	5,6			
3.	Маскаренские о-ва			1924	8,3

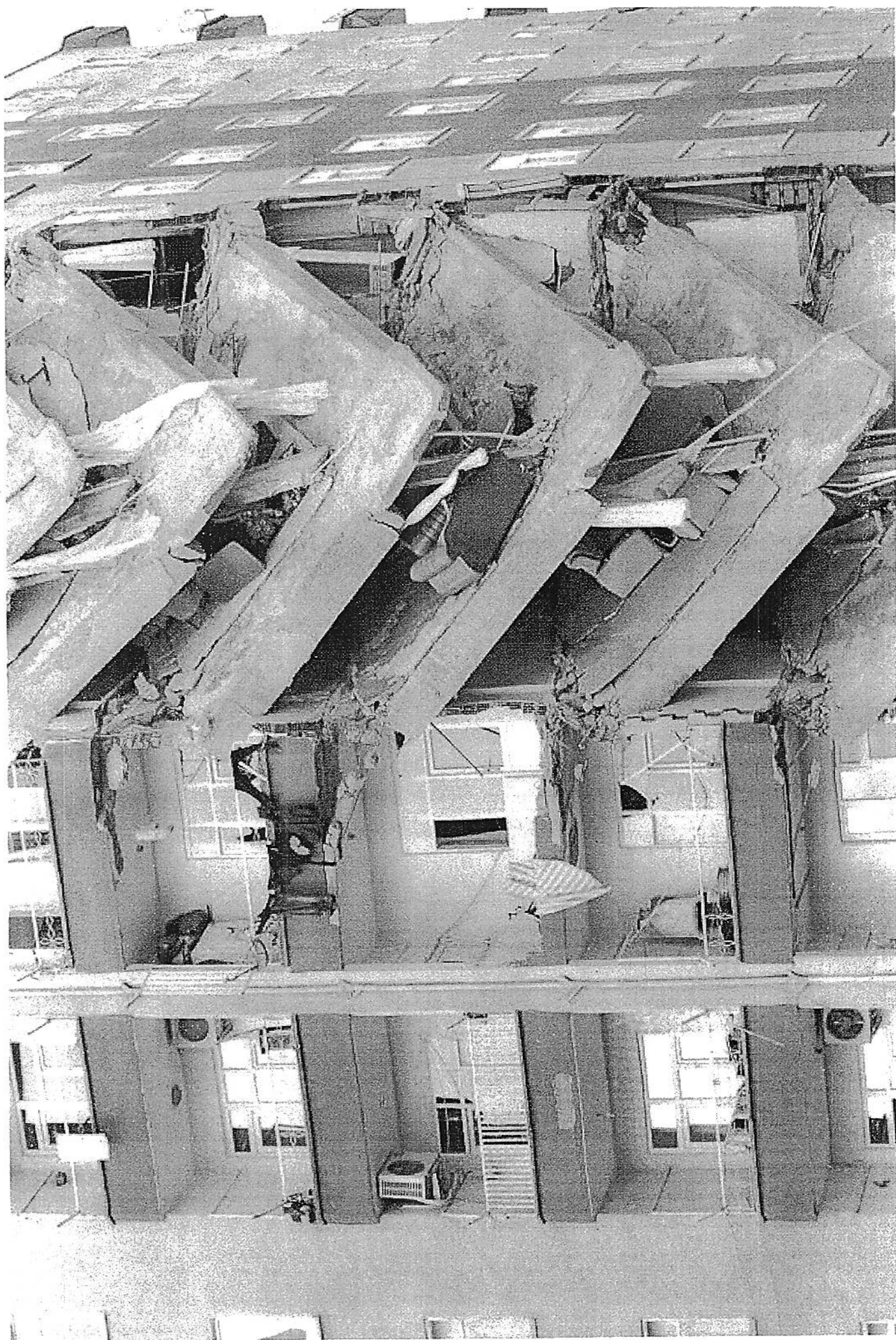


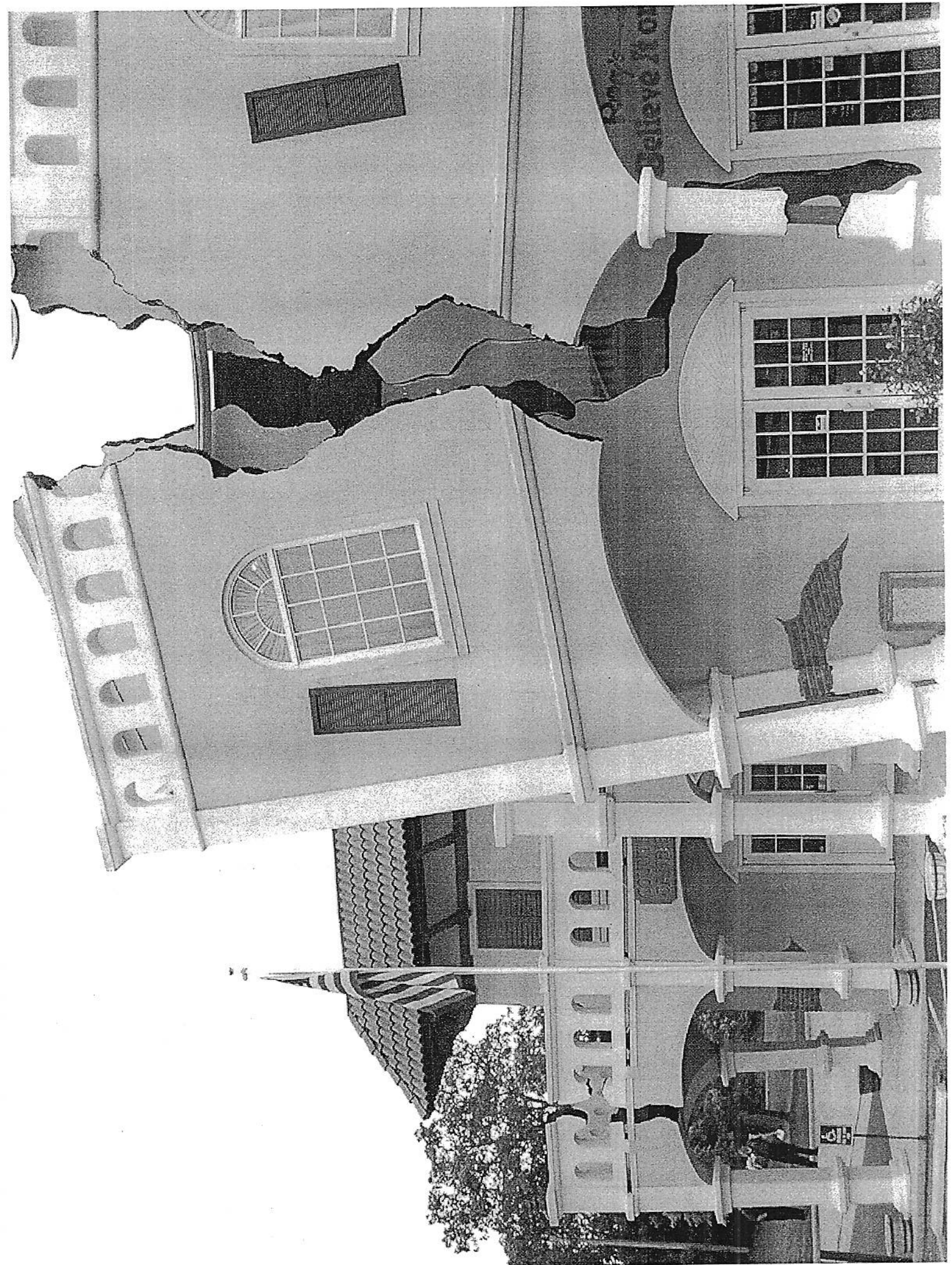
ПРИЛОЖЕНИЕ. 3.2





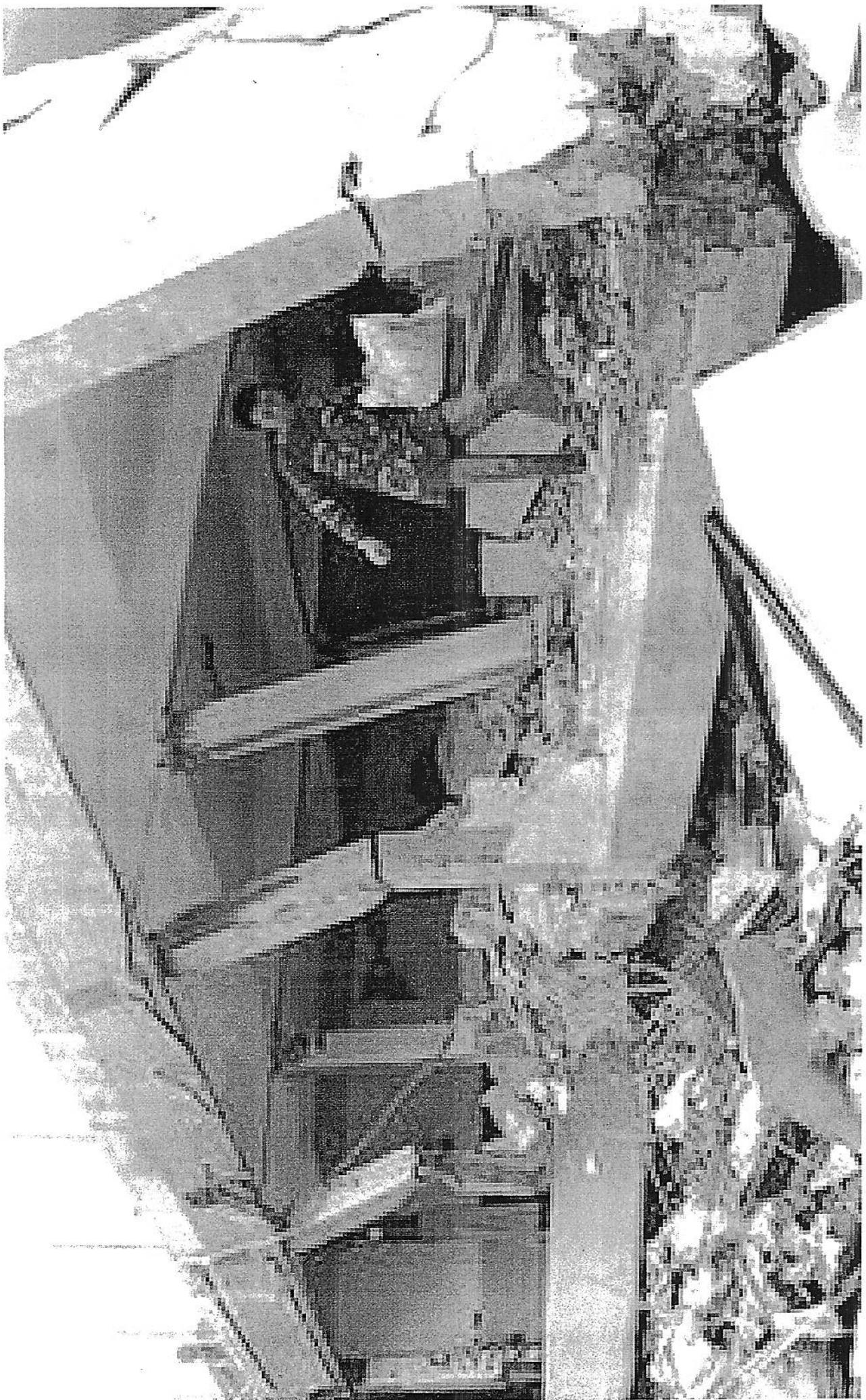


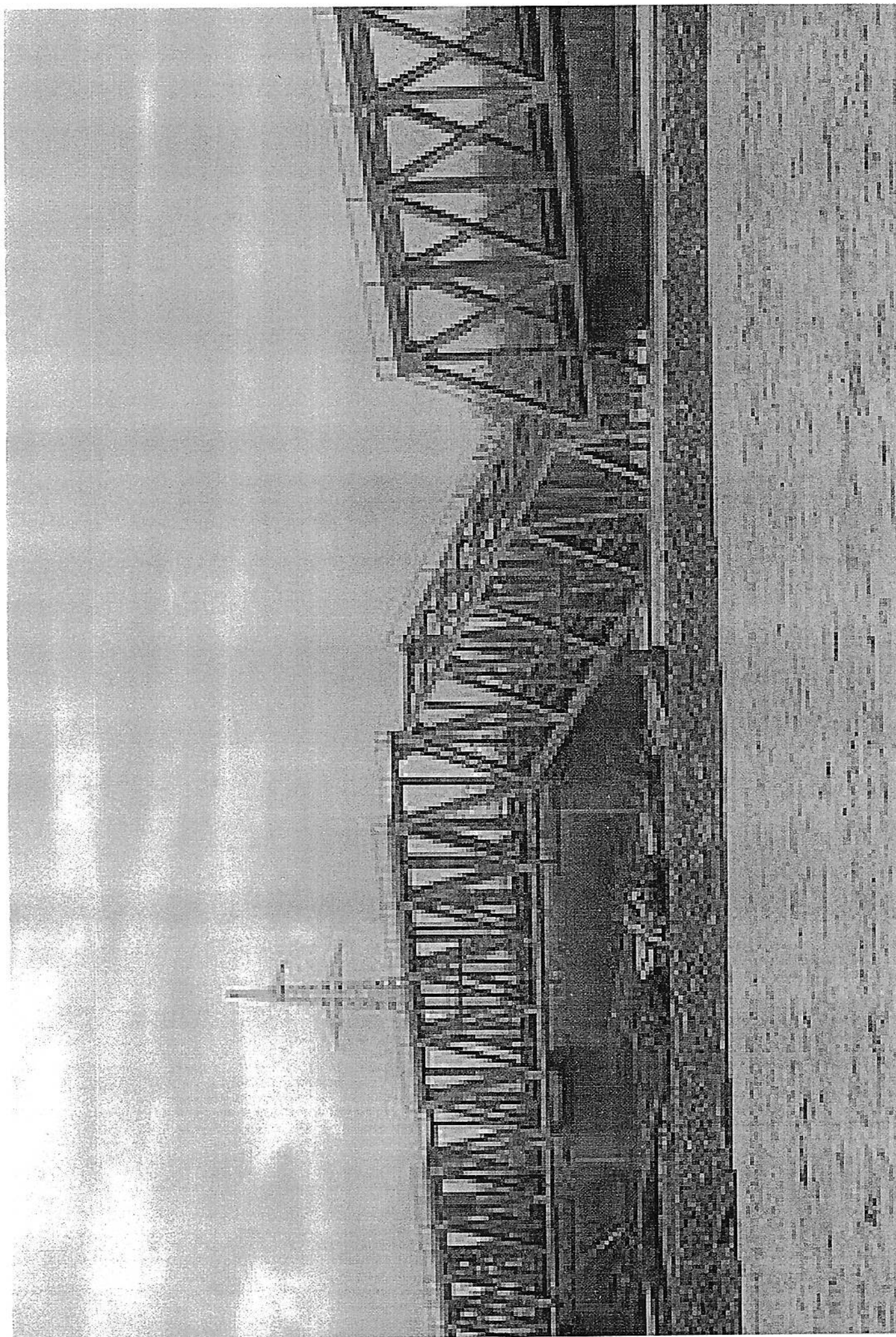


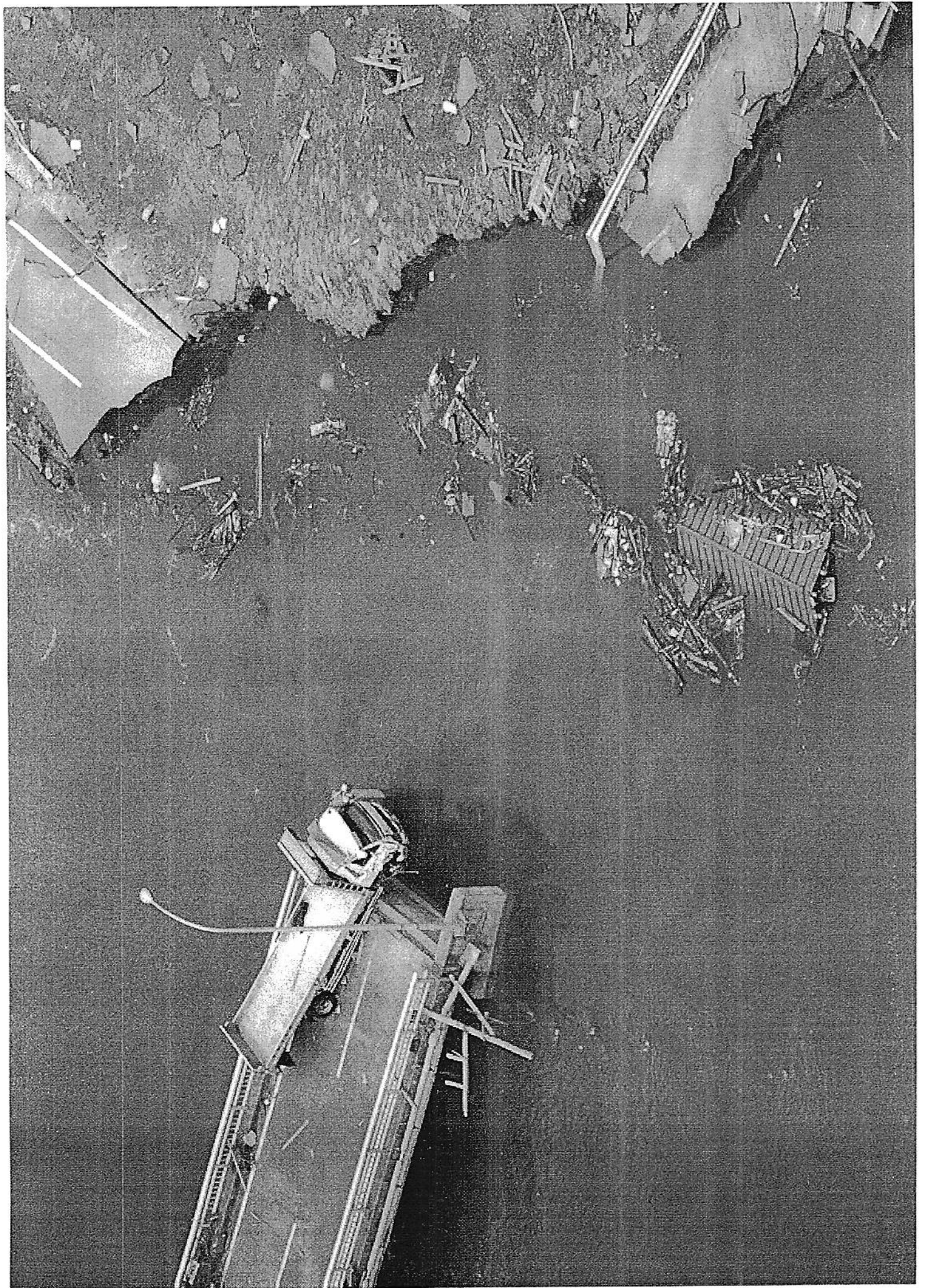






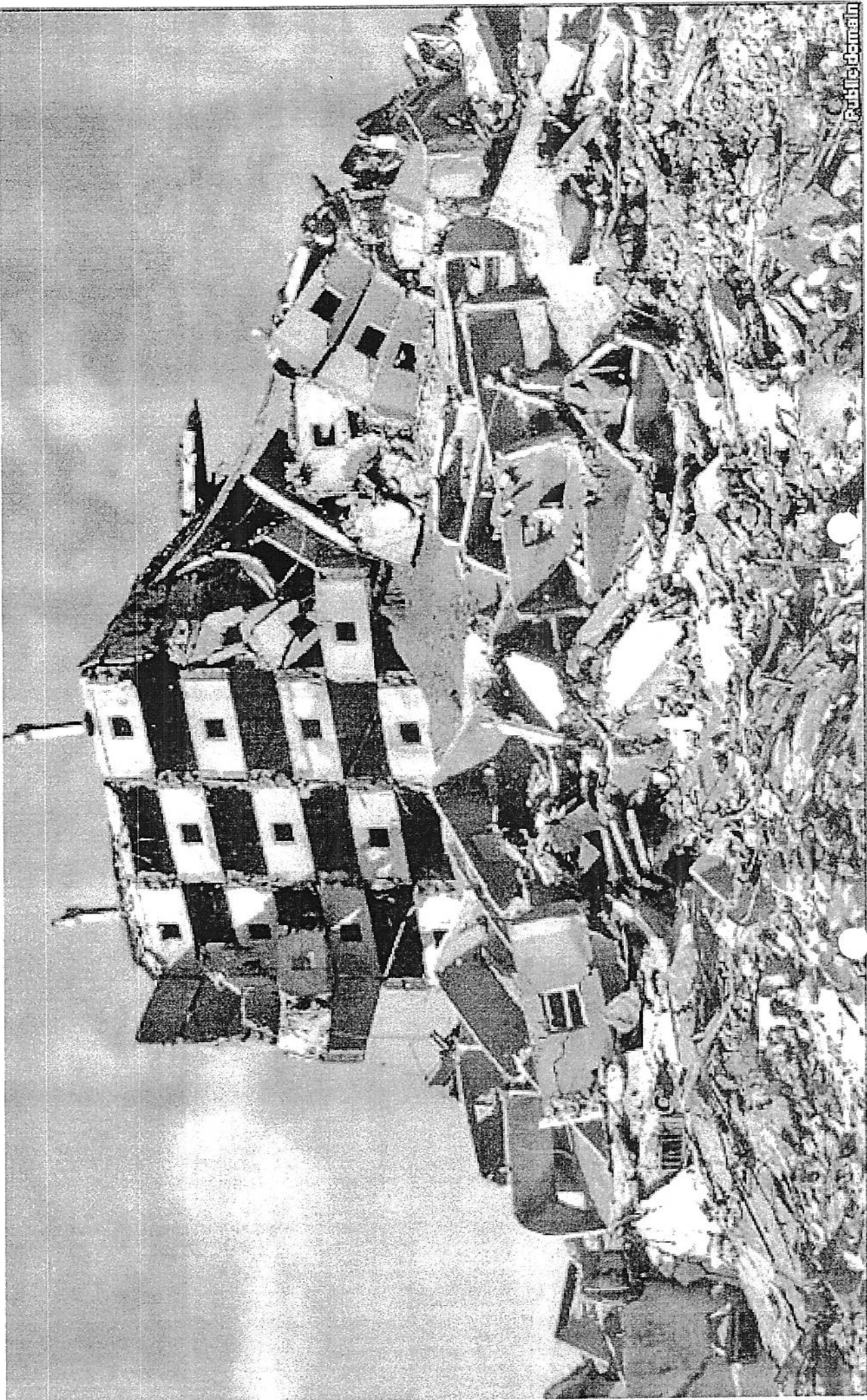




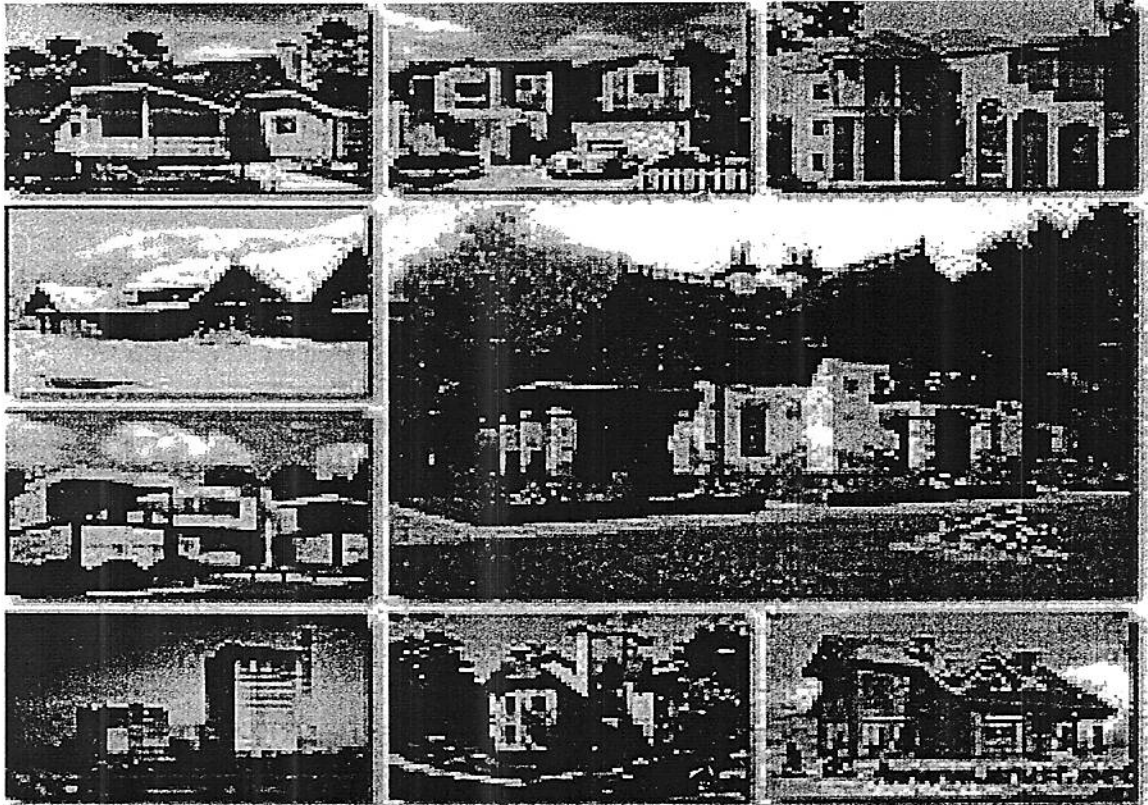


П Р И Л О Ж Е Н И Е 4

Техническое заключение состояния здания и сооружения, с возможностью определения его расположения к географическим странам света, с учетом ориентации к возможной РСВ для данной, определенной местности.



შენობის მდგომარეობის ტექნიკური დასკვნა  
The technical conclusion of a condition of a building  
Техническое заключение состояния здания



შენობის მდგომარეობის ტექნიკური დასკვნა  
The technical conclusion of a condition of a building  
Техническое заключение состояния здания

ობიექტის დასახელება, დასახლებული პუნქტი, რაიონი (ქალაქი)  
The object name, settlement, area (city) . . . . .  
Название объекта, населенный пункт, район (город)  
. . . . .

ქუჩა	კვარტალი	სახლი	კორპუსი
street . . . . .	quarter . . . . .	house . . . . .	case . . . . .
улица	квартал	дом	корпус

შენობის გამოკვლევის ბარათი  
Card of research of a building  
Карта исследования здания

1. შენობის დანიშნულება  
Building appointment . . . . .  
Назначение здания  
. . . . .
2. შენობის ტიპი  
Building type . . . . .  
Тип здания
3. შენობის გეომეტრიული ზომები გეგმაში და მოცულობა  
The geometrical sizes of a building in the plan and volume  
Геометрические размеры здания в плане и объем  
. . . . .
4. შენობის გეომეტრიული ფორმა გეგმაში  
The geometrical form of a building in the plan  
Геометрическая форма здания в плане



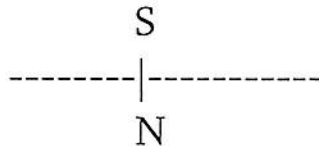
.....  
 5. აშენების წელი (სამშენებლო ორგანიზაციის მითითებით)  
 Year of building (with instructions of the building organization)  
 Год строительства (с указанием строительной организации)  
 .....

6. სართულების რაოდენობა  
 Quantity of floors .....  
 Количество этажей

7. სარდაფის არსებობა (შენობის ქვედა რომელ ნაწილში)  
 Cellar presence (under what part of a building) .....  
 Наличие подвала (под какой частью здания)  
 .....

8. შენობის მდებარეობა  
 Building arrangement  
 Расположение здания  
 a). სწორ ადგილზე, ბარში, ფერდობზე, ქანობზე და ა. შ.  
 Out of the blue, on plain, on a slope etc.  
 На ровном месте, на равнине, на склоне и т.д.  
 .....

b). გეოგრაფიული პოლუსების მიმართ – სქემატურად  
 On geographical cardinal points - it is schematical  
 По географическим странам света – схематично



9. შენობის ფუძე (გრუნტი მის ქვეშ, აქტიური ზონის სიმძლავრე)  
 The building basis (a ground under it, durability of an active zone)  
 Основание здания (грунт под ним, прочность активной зоны)

.....  
 10. გრუნტის წყლების დონე  
 Level of ground waters .....  
 Уровень грунтовых вод  
 .....

11. შენობის კონსტრუქციული ელემენტების და მათი  
 მდგომარეობის აღწერა  
 The description of constructive elements of a building and their  
 condition  
 Описание конструктивных элементов здания и их состояние

a). საძირკვლები (ტიპი, ჩაღრმავება, მასალა)  
 The bases (type, deepening, a material) .....  
 Фундаменты (тип, углубление, материал)  
 .....

b). კედლები (ტიპი, მასალა, მასალის და ელემენტების  
 შეჭიდულობის სიმტკიცე)  
 Walls (type, a material, durability of a material and coupling of  
 elements)  
 Стены (тип, материал, прочность материала и сцепления  
 элементов)  
 .....

c). კარკასი და მისი შევსება (სვეტების ბიჯი, მასალა, პირაპირების  
 ხარისხის ვიზუალური წესით დადგენა)  
 Skeleton and its filling (a step of columns, a material, visual definition  
 of quality of joints)  
 Каркас и его заполнение (шаг колонн, материал, визуальное  
 определение качества стыков)  
 .....

.....

d). ტიხრები (მასალა, კონსტრუქცია)

Partitions (a material, a design) .....

Перегородки (материал, конструкция)

.....

გრძივი(რაოდენობა)/Longitudinal(quantity)/Продольные(кол-во)

.....

განივი(რაოდენობა)/Cross-section (quantity)/Поперечные(кол-во)

.....

e). სართულშუა გადახურვები (მასალა, კონსტრუქცია, შეერთებები ვერტიკალურ მზიდ ელემენტებთან და ა. შ.)

Interfloor overlappings (a material, a design, connections with vertical bearing elements etc.) .....

Междуэтажные перекрытия (материал, конструкция, соединения с вертикальными несущими элементами и т.д.)

.....

f). კიბეები (მასალა, კონსტრუქცია, კავშირები)

Ladders (a material, a design, communications) .....

Лестницы (материал, конструкция, связи)

.....

g). სახურავი და ბურული (ტიპი, მასალა)

Roof and covering (type, a material) .....

Крыша и покрытие (тип, материал)

.....

h). აივნები, ლოჯიები, შვერილები გეგმაში

Balconies, loggias, ledges in the plan .....

Балконы, лоджии, выступы в плане

.....

i). მსხვილპანელური შენობებისთვის შენადულისა და სხვა  
შეერთებების ხარისხის ვიზუალური წესით დადგენა

Visual establishment of quality of welded and other connections for  
large-panel buildings

Визуальное установление качества сварных и других соединений  
для крупнопанельных зданий

.....  
.....

12. საინჟინრო და კონსტრუქციული ანტისეისმური  
ღონისძიებების შესრულება

Performance of engineering and constructive antiseismic actions

Выполнение инженерных и конструктивных  
антисейсмических мероприятий

a). შენობის კონსტრუქციული სქემის სიმეტრიულობა გეგმაში  
Symmetry of the constructive scheme of a building in the plan  
Симметричность конструктивной схемы здания в плане

.....  
.....

b). ანტისეისმური სარტყლების არსებობა

Existence of antiseismic belts

Существование антисейсмических поясов

.....

c). ანტისეისმური ნაკერები

Antiseismic seams

Антисейсмические швы

.....

d). წყობის გაძლიერება არმირებით

Strengthening of a laying by reinforcing

Усиление кладки армированием

.....  
 e). წყობაში რკინაბეტონის ჩანართები  
 Ferro-concrete inclusions in a laying .....  
 Железобетонные включения в кладке  
 .....

f). კოჭებისა და ფილების ბოლოების, ზღუდარების ჩამაგრების  
 სიღრმე და ხარისხი  
 Depth and quality of strengthenings of the ends of beams, plates and  
 crosspieces  
 Глубина и качество укреплений концов балок, плит и перемычек  
 .....

g). მანძილი განივ კედლებს შორის  
 Distance between cross-section walls .....  
 Расстояние между поперечными стенами  
 .....

h). წყობის ხარისხი  
 Quality of a laying .....  
 Качество кладки  
 .....

i). სხვა ღონისძიებები  
 Other actions .....  
 Другие мероприятия  
 .....

13. შენობაში კონსტრუქციული სისტემებისა და  
 კონსტრუქციული ელემენტების მომხდარი გადაკეთებები

The alterations of constructive systems made in a building and constructive elements

Произведенные в здании переделки конструктивных систем и конструктивных элементов

a). ლოჯიების მიშენება  
Extension of loggias . . . . .  
Пристройка лоджий  
. . . . .

b). ღიობების მოწყობა  
The device of apertures . . . . .  
Устройство проемов  
. . . . .

c). ტიხრების გადაყენება და მოხსნა  
Shift or removal of partitions . . . . .  
Перестановка или снятие перегородок

d). სხვა სახის გადაკეთებები  
Other kinds of alterations . . . . .  
Другие виды переделок  
. . . . .  
. . . . .  
. . . . .  
. . . . .

14. ცნობები შენობის რემონტზე (ჩატარების წლის მითითებით)  
Data on building repair (with instructions of year of performance)  
Сведения о ремонте здания (с указанием года выполнения)

- a). მიმდინარე  
Operating . . . . .  
Текущий
- b). საშუალო  
Average . . . . .  
Средний
- c). კაპიტალური  
Major . . . . .  
Капитальный
- d). ცნობები შესრულებულ სამუშაოებზე  
Data on the done works . . . . .  
Сведения о проделанных работах  
. . . . .
- 15. შენობის კონსტრუქციული ელემენტების დაზიანებები  
Damages of constructive elements of a building  
Повреждения конструктивных элементов здания
  - a). საძირკვლის ჯდენა  
Base subsidence . . . . .  
Усадка фундамента  
. . . . .
  - b). კედლების და სვეტების დახრა  
Inclination of walls and columns . . . . .  
Наклонение стен и колонн  
. . . . .
  - c). ბზარები კედლებსა და ზღუდარებში, მათი გახსნის სიდიდე  
Cracks in walls and in crosspieces, size of their disclosing  
Трещины в стенах и в перемычках, величина их раскрытия  
. . . . .  
. . . . .

e). გადახურვის ფილების ჩაღუნვები

Deflections of plates of overlappings

Прогибы плит перекрытий

.....  
.....

f). ადგილობრივი დაწვევები

Local proscapes

Местные провесы

.....

g). კონსტრუქციების კვანძებში შენადული პირაპირების დარღვევები

Infringements of welded joints in knots of designs

Нарушения сварных стыков в узлах конструкций

.....  
.....

h). ლითონის კოროზია

Metal corrosion

Коррозия металла

.....

i). მენქნის ლპობა

Wood rotting

Гниение древесины

.....

j). სხვა დაზიანებები

Other damages

Другие повреждения

.....  
.....



- .....
- .....
16. შიგაგაყვანილობის სახე და მდგომარეობა  
Kind and condition of internal conducting  
Вид и состояние внутренней проводки
- a). გათბობის სისტემა  
Heating system .....  
Система отопления
- b). წყალგაყვანილობა  
Waterpipe .....  
Водопровод
- c). კანალიზაცია  
Water drain .....  
Канализация
- d). ელექტროგაყვანილობა  
Electrocuting .....  
Электропроводка
- e). ცხელი წყლით მომარაგება  
Hot water supply .....  
Горячее водоснабжение
- f). აირმომარაგება  
Aerosupply .....  
Воздухоснабжение
- g). სხვა სახეობის გაყვანილობები  
Other kinds of conductings .....  
Другие виды проводов
- .....
- .....

17. ხანძარსაწინააღმდეგო მოთხოვნების დაკმაყოფილება

Maintenance of fire-prevention requirements  
Обеспечение противопожарных требований

.....

18. ცნობები მშენებლობის სტადიაში პროექტის შეცვლის შესახებ  
Data on change of the project in a building stage

Сведения об изменении проекта в стадии строительства

.....

.....

.....

19. სხვა შენიშვნები

Other remarks .....

Другие замечания

.....

.....

.....

.....

შეადგინეს .....

Have made .....

Составили .....

© 2011 სამსონ პროკოფის-ძე გელხვიძე. ყველა უფლებები დაცულია

© 2011 Gelkhvidze Samson Prokofievich. All rights reserved.

© 2011 Гелхвидзе Самсон Прокофьевич. Все права защищены.

П Р И Л О Ж Е Н И Е 5

• Динамические характеристики каркасных зданий

$T_n$  - период основного тона собственных колебаний здания.

$n$  - Число этажей здания.

Значения расчетных периодов, как правило, отличаются от экспериментальных !!! Различия существуют для каркасных зданий и менее ощутимы для кирпичн., каменн., крупнопанельн., б/щн.

Линейные эмпирические зависимости между  $T_n$  и  $n$  для каркасных зданий.

- 1).  $T_n = 0,068n + 0,05$  (Поляков С.В. Сейсмост. к-ции зд-ий)
- 2).  $T_n = 0,0905 H / \sqrt{B}$  (по Американским Нормам)
- 3).  $T_n = n/12$  (по Европейским Нормам для ж/б к-ций)
- 4).  $T_n = 0,064 n$  (Husid R. Analisis de las medidas, ... IDEM, Чили 1965)
- 5).  $T_n^x = 0,07 n$  (Блинникова-Вяземская М.В., Котлов Ю.И. Предл. по определ. динамических характ-к многэтажн. карка.зд. и сооружеж. 1974)

где  $H$  - Высота здания;  $B$  - ширина здания;  $L$  - длина зд. в плане.  $\Phi$ -лы опред. знач. периода без учета влияния: разнородности грунтов, усл-в, основ-я и геометрических размеров зданий в плане.

По сейсмическим свойствам Все грунты разделены на три категории:   
 I - скальные грунты;   
 II - гравелистые пески;   
 III - пески рыхлые, пылеватые влажн. и водонасыщ.

Таблица 1.

Категор. грунта основан.	Продольное направление, X				Поперечное направление, Y			
	Число экпер. $m$	Уравнение $T_n^x - n$	Коеф. корреляц. $r$	Средн. кв. отклон. $S$	Число экпер. $m$	Уравнение $T_n^y - n$	Коеф. корреляц. $r$	Средн. кв. отклон. $S$
I	10	$T_n^x = 0,05n + 0,01$	0,96	0,05	11	$T_n^y = 0,049n + 0,05$	0,95	0,05
II	24	$T_n^x = 0,056n + 0,08$	0,97	0,07	20	$T_n^y = 0,058n + 0,07$	0,98	0,06
III	14	$T_n^x = 0,067n + 0,06$	0,98	0,04	12	$T_n^y = 0,073n + 0,05$	0,98	0,04

$m$  - число эксперимент. знач. на базе которых определялись знач. зависимость  $T_n - n$  ( $\Delta n - n$ );   
 $r$  - коефф. корреляции;   
 $S$  - среднеквадратичное отклонение.

С увеличением категории грунта \* основ-я - период колебания зд. растет.

$\mu = L/B$  - коефф. протяженности • Влияние протяженности здания наиболее ощутимо для зданий повышенной этажности.   
 для грунтов II категории.

Таблица 2.

Коефф. протяж. $\mu$	Продольное направление, X				Поперечное направление, Y			
	Число экпер. $m$	Уравнение	Коеф. корреляц. $r$	Средн. кв. отклон. $S$	Число экпер. $m$	Уравнение	Коеф. корреляц. $r$	Средн. кв. отклон. $S$
Башни $\leq 3$	16	$T_n^x = 0,058n + 0,08$	0,99	0,05	14	$T_n^y = 0,061n + 0,05$	0,97	0,07
Протяж. здания $\geq 4$	8	$T_n^x = 0,047n + 0,1$	0,98	0,04	6	$T_n^y = 0,054n + 0,09$	0,99	0,04

## Марки и классы бетона.

При проектировании бетонных и железобетонных конструкций назначают требуемые характеристики бетона: класс (марку) прочности, марки морозостойкости и водонепроницаемости.

За проектную марку бетона по прочности на сжатие принимают сопротивление осевому сжатию (кгс/см<sup>2</sup>) эталонных образцов-кубов.

За проектную марку бетона по прочности на осевое растяжение принимают сопротивление осевому растяжению (кгс/см<sup>2</sup>) контрольных образцов. Эта марка назначается тогда, когда она имеет главенствующее значение.

Проектная марка бетона по морозостойкости характеризуется числом циклов попеременного замораживания и оттаивания, которое выдерживают образцы в условиях стандартного испытания. Назначается для бетона, подвергающегося многократному воздействию отрицательных температур.

Проектная марка бетона по водонепроницаемости характеризуется односторонним гидростатическим давлением (кгс/см<sup>2</sup>), при котором образцы бетона не пропускают воду в условиях стандартного испытания. Назначается для бетона, к которому предъявляются требования по плотности и водонепроницаемости.

Проектную марку бетона по прочности на сжатие контролируют путем испытания стандартных бетонных образцов: для монолитных конструкций в возрасте 28 сут, для сборных конструкций - в сроки, установленные для данного вида изделий стандартом или техническими условиями.

Проектную марку бетона монолитных конструкций разрешается устанавливать при специальном обосновании в возрасте 90 или 180 сут в зависимости от сроков загрузки, что позволяет экономить цемент.

Прочность бетона определяют путем испытания образцов, которые изготовляют сериями; серия, как правило, состоит из трех образцов.

Предел прочности при растяжении возрастает при повышении марки бетона по прочности при сжатии, однако увеличение сопротивления растяжению замедляется в области высокопрочных бетонов. Поэтому прочность бетона при растяжении составляет 1/10-1/17 предела прочности при сжатии, а предел прочности при изгибе - 1/6-1/10.

Однородность прочности и класс бетона.

Бетон должен быть однородным - это важнейшее техническое и экономическое требование. Для оценки однородности бетона данной марки используют результаты

контрольных испытаний бетонных образцов за определенный период времени, имеется в виду, что стандартные образцы твердели в одинаковых условиях одно и то же время. Прочность бетонных образцов будет колебаться, отклоняясь от среднего значения в большую и меньшую стороны. На прочности сказываются колебания в качестве цемента и заполнителей, точность дозирования составляющих, тщательность приготовления бетонной смеси и другие факторы.

Для повышения однородности бетона необходимо применение цемента и заполнителей гарантированного качества, повышение уровня технологической дисциплины, автоматизация производства.

Следовательно для нормирования прочности необходимо использовать стандартную характеристику, которая гарантировала бы получение бетона заданной прочности с учетом возможных ее колебаний. Такой характеристикой является

#### Класс бетона

- это числовая характеристика какого-либо его свойства, принимаемая с класс бетона. гарантированной обеспеченностью 0,95. Это значит, что установленное классом свойство обеспечивается не менее чем в 95 случаях из 100 и лишь в 5-ти случаях можно ожидать его не выполненным.

Бетоны подразделяются на классы: B1; B1,5; B2; B2,5; B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B40; B45; B50; B55; B60.

Соотношение между классом и марками бетона по прочности при нормативном коэффициенте вариации  $v = 13,5\%$

Класс бетона	Средняя прочность данного класса кгс/кв.см	Ближайшая марка бетона
B3,5	46	M50
B5	65	M75
B7,5	98	M100
B10	131	M150
B12,5	164	M150
B15	196	M200
B20	262	M250
B25	327	M350
B30	393	M400
B35	458	M450
B40	524	M550
B45	589	M600
B50	655	M600
B55	720	M700
B60	786	M800

Таблица - Расчетные сопротивления и начальный модуль упругости тяжелого бетона, МПа [Раздел: Железобетонные конструкции]

	Для предельных состояний первой группы												
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_b$	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растяжение осевое $R_{b1}$	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65
	Для предельных состояний второй группы												
Сжатие осевое (призменная прочность)	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	,	,36,0	39,5	43,0
Растяжение осевое	0,70	0,85	1,0	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
Начальный модуль упруго-													
гости бетона $E_b$ :													
- естественного твердения	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
- подвергнутого тепловой	14,5	16,0	19,0	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5	36,0
обработке при атмосферном давлении													

Твердение бетона.

Прочность бетона нарастает в результате физико-химических процессов взаимодействия цемента с водой, которые нормально проходят в теплых и влажных условиях.

Взаимодействие цемента с водой прекращается, если бетон высыхает или замерзает. Раннее высыхание и замерзание бетона непоправимо ухудшает его строение и свойства.

Бетон нуждается в уходе, создающем нормальные условия твердения, в особенности в начальный период после укладки (до 15-28 сут). В теплое время года влагу в бетоне сохраняют путем поливки и укрытия. На поверхность свежеложенного бетона наносят битумную эмульсию или его укрывают полиэтиленовыми и другими пленками.

Характер нарастания прочности бетонов, изготовленных на портландцементе и твердевших в нормальных условиях (во влажном воздухе с температурой 18-22°C). Приближенно можно считать, что прочность бетона со временем увеличивается примерно по логарифмическому закону:  $R_n = R_{28}(\lg n / \lg 28)$

где  $R_n$  - прочность бетона в возрасте  $n$  сут (не менее трех суток);  $R_{28}$  - марка бетона;  $n$  - число дней твердения бетона.

Эту формулу используют при ориентировочных расчетах времени распалубки. Более точно прочность бетона в промежуточные сроки твердения определяется по опытной кривой нарастания прочности бетона, которая может быть построена по результатам испытания образцов 3, 7, 28, 90 - суточного возраста. Бетон при нормальных условиях твердения имеет низкую начальную прочность и только через 7-14 сут приобретает 60-80% марочной прочности.

За марку бетона по морозостойкости

принимают наибольшее число циклов попеременного замораживания и оттаивания, которое при испытании выдерживают образцы установленных размеров без снижения прочности на сжатие более 5% по сравнению с прочностью образцов, испытанных в эквивалентном возрасте, а для дорожного бетона, кроме того, без потери массы более 5%. Установлены марки по морозостойкости: F50, F75, F100, F150, F200, F300, F400, F500

По водонепроницаемости бетон делят на марки

W2, W4, W6, W8 и W12, причем марка обозначает давление воды (кгс/см<sup>2</sup>), при котором образец-цилиндр высотой 15 см не пропускает воду в условиях стандартного испытания.



## Таблицы Марок и Классов Арматуры.

Арматура стальная ГОСТ 5781–82 для армирования железобетонных изделий подразделяется:

по технологии изготовления:

- горячекатаная стержневая
- холоднотянутая проволочная

по условиям применения в железобетоне:

- ненапрягаемая
- напрягаемая

по характеру профиля:

- гладкая
- периодического профиля.

Стержневая стальная арматура подразделяется на классы:

- A-I (гладкая)
- A-II, A-III, A-IV, A-V, A-VI (периодическая)

Стержневая стальная арматура периодического профиля представляет собой круглые профили с двумя продольными ребрами и поперечными выступами. К индексу добавляется "т" – для термически упрочненной арматурной стали, "в" – для упрочненной вытяжкой.

Класс арматурной стали	Диаметр профиля, мм	Марка стали
A-I (A240)	6-40	Ст3кп, Ст3пс, Ст3сп
A-II (A300)	10-40 40-80	Ст5сп, Ст5пс 18Г2С
Ac-II (Ac300)	10-32 (36-40)	10ГТ
A-III (A400)	6-40 6-22	35ГС, 25Г2С 32Г2Рпс
A-IV (A600)	10-18 (6-8) 10-22 (36-40)	80С 20ХГ2Ц
A-V (A800)	10-32 (6-8, 36-40)	23Х2Г2Т
A-VI (A1000)	10-22	22Х2Г2АЮ, 22Х2Г2Р, 20Х2Г2СР

## Сталь арматурная термомеханически упрочненная для ЖБК. ГОСТ 10884-94

Арматурную сталь подразделяют на классы в зависимости:  
от механических свойств - класса прочности (установленного стандартом нормируемого значения условного или физического предела текучести в ньютонах на квадратный миллиметр);  
от эксплуатационных характеристик - на свариваемую (индекс С), стойкую против коррозионного растрескивания (индекс К).

Арматурную сталь изготавливают классов Ат400С, Ат500С, Ат600, Ат600С, Ат600К, Ат800, Ат800К, Ат1000, Ат1000К и Ат1200. По согласованию изготовителя с потребителем арматурную сталь класса прочности Ат800 и выше допускается изготавливать гладкой.

### Маркировка:

При отсутствии прокатной маркировки концы стержней или связки арматурной стали соответствующего класса должны быть окрашены несмываемой краской следующих цветов:

- о Ат400С - белой;
- о Ат500С - белой и синей;
- о Ат600 - желтой;
- о Ат600С - желтой и белой;
- о Ат600К - желтой и красной;
- о Ат800 - зеленой;
- о Ат800К - зеленой и красной;
- о Ат1000 - синей;
- о Ат1000К - синей и красной;
- о Ат1200 - черной.

Рекомендуемые марки углеродистой и низколегированной стали для изготовления арматурной стали соответствующих классов.

Класс арматурной стали	Марка стали
Ат400С	СтЗсп, СтЗпс
Ат500С	Ст5сп, Ст5пс
Ат600	20ГС
Ат600С	25Г2С, 35ГС, 28С, 27ГС
Ат600К	10ГС2, 08Г2С, 25С2Р
Ат800	20ГС, 20ГС2, 08Г2С, 10ГС2, 28С, 25Г2С, 22С, 35ГС, 25С2Р, 20ГС2
Ат800К	35ГС, 25С2Р
Ат1000	20ГС, 20ГС2, 25С2Р
Ат1000К	20ХГС2
Ат1200	30ХС2

Таблица - Расчетная площадь поперечного сечения, масса и сортамент стержневой и проволочной арматуры [Раздел: Железобетонные конструкции]

	1	2	3	4	5	6	7	8	9			
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,055	-	-
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,099	+	-
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,154	+	-
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302	+	-
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	-	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	-	+
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	-	+
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	-	+
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	-	+
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2827	2,466	-	+
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	-	+
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,840	-	+
28.	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,830	-	+
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,310	-	+
36	1018	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,990	-	+
40	1256	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	-	+

Примечание. Диаметры поставляемых заводами стержней и проволоки отмечены знаком "+".

Таблица - Расчетные сопротивления и модули упругости стержневой арматуры,  
 МПа [Раздел: Железобетонные конструкции]

A-I	225	175	225	235	210000
A-II	280	225	280	295	210000
A-III диаметром, мм:					
6-8	355	285	355	390	200000
10-40	365	290	365	390	200000
A-IIIв с контролем:					
удлинения и напряжения	490	390	200	540	130000
только удлинения	450	360	200	540	180000
A-IV, At-IV	510	405	400	590	190000
A-V, At-V, At-Vc, At- Vck	680	545	400	785	190000
A-VT, At-VI, At-VIk	815	650	400	980	190000

Примечание. В сварных каркасах для поперечных стержней из арматуры класса A-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, значения  $R_{sw}$  принимаются равными 245 МПа.

## Марки и Классы Бетона.

Бетоны подразделяются на классы: В1; В1,5; В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В25; В30; В40; В45; В50; В55; В60.

Соотношение между классом и марками бетона по прочности при нормативном коэффициенте вариации  $v = 13,5\%$

Класс бетона	Средняя прочность данного класса кгс/кв.см	Ближайшая марка бетона
В3,5	46	М50
В5	65	М75
В7,5	98	М100
В10	131	М150
В12,5	164	М150
В15	196	М200
В20	262	М250
В25	327	М350
В30	393	М400
В35	458	М450
В40	524	М550
В45	589	М600
В50	655	М600
В55	720	М700
В60	786	М800

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Абдурашидов К.С. Натурные исследования колебаний зданий и сооружений и методы их восстановления. Ташкент, Изд-во Фан, УзССР, 1974. Табл. 30, рис. 84, библиограф. — 252 назв, 216 с.
2. Абдурашидов К.С., Хабилов Б.А. Вибрационные испытания 9-этажных зданий различной конструкции в Ташкенте. Строительство и архитектура Узбекистана, 1970, № 10.
3. Айзенберг Я.М. Обобщенная расчетная модель сейсмического воздействия и ее применение к расчету адаптивных систем с изменяющимися параметрами // Тр. республ. конф. по сейсмостойкому строительству. — Севастополь: НТО Стройиндустрия УССР, 1970. — С. 21-41.
4. Айзенберг Я.М., Деглина М.М., Залилов К.Ю., Уранова С.К. Построение региональных расчетных моделей сейсмических движений грунта в виде ансамблей искусственных акселерограмм // Исследования сейсмостойкости конструкций и вопросы совершенствования инженерно-сейсмометрической службы. — М., 1985. — С. 64-70.
5. Айзенберг Я.М., Гендельман Л.Б., Соколов М.Е. Исследование сейсмостойкости крупнопанельных зданий, строящихся в республике Гане. — В кн.: Работа конструкций жилых зданий из крупно-размерных элементов. — М.: Стройиздат, 1965.
6. Багманян А.Л. Опыт эксплуатации инженерно-сейсмометрических станций, организованных ТбилЗНИИЭП и предложения по совершенствованию методики наблюдения. Тезисы доклада на сессии МССС, Тбилиси, 1976.
7. Болотин В.В. Статистические методы в строительной механике. — М.: Госстройиздат, 1961. — 201 с.

8. Болотин В.В. Статистическое моделирование в расчетах на сейсмостойкость // Строит. механика и расчет сооружений. - 1981, № 1. - С. 60-64.
9. Борджес Дж., Равара А. Проектирование железобетонных конструкций для сейсмических районов. - М.: Стройиздат, 1978. - 134 с.
10. Быков В.В. Цифровое моделирование в статической радиотехнике. - М.: Советское радио, 1971. - 328 с.
11. Быховский В.А., Завриев К.С., Медведев С.В. и др. Сейсмостойкие сооружения за рубежом. - М.: Стройиздат, 1968. - 220 с.
12. Быченков Ю.Д., Самойлович А.Л. Прочность железобетонных моделей ядер жесткости коробчатого сечения при внецентренном сжатии. - В сб.: Элементы и узлы каркасов многоэтажных зданий. - М.: НИЖБ, 1980. - С. 93-102.
13. Быченков Ю.В., Таргамадзе А.С., Габузов Р.Х. Натурные испытания узлов и стыков элементов унифицированного каркаса серии ИИС-04 для сейсмических районов. Реферативный сборник: Исследование жестких узлов и стыков элементов железобетонных каркасов зданий для сейсмических районов. Изд-во ЦНТИ, 1971.
14. Володин Н.М., Васильков Б.С. Экспериментальное и теоретическое исследование работы пятиэтажной сборной диафрагмы жесткости. Труды ЦНИИСК им. Кучеренко, вып. 35, Теория и методы расчета строительных конструкций. Стройиздат, 1974.
15. Вольфсон Б.П., Шевченко Н.К., Бениаминов Д.М. Испытания моделей 30-этажного каркасного здания, строящегося на проспекте Калинина в Москве. - Строительная механика и расчет сооружений, 1967, № 5. - С. 24-26.
16. Герсеванов М.Н. Применение математической логики к расчету сооружений. - М.: ОНТИ, 1923. - 334 с.
17. Гольденблат И.И., Николаенко Н.А. Расчет конструкций на дей -

- ствие сейсмических и импульсивных сил. - М.: Стройиздат, 1961.  
- 320 с.
18. Гольденблат И.И., Бажанов В.Л. Физические и расчетные модели сооружений. - Строительная механика и расчет сооружений. 1970, № 2, с. 38-42.
19. Гольденблат И.И., Николаенко Н.А., Поляков С.В., Ульянов С.В. Модели сейсмостойкости сооружений. - М.: Наука, 1979. - 252 с.
20. Гольденблат И.И., Поляков С.В. Актуальные вопросы теории сейсмостойкости. - Строительная механика и расчет сооружений. 1967, № 6, с. 3-7.
21. Городецкий А.С. Численная реализация метода конечных элементов. - Сопротивление материалов и расчет сооружений. Вып. XX, Киев: Будівельник, 1973.
22. Городецкий А.С., Горбовец А.В., Павловский В.Э. Вычислительный комплекс "МИРАЖ" для расчета пространственных конструкций методом конечных элементов. Вып. I-200, М.: ЦНИИИАСС Госстроя СССР, 1973.
23. Городецкий А.С., Горбовец А.В., Павловский В.Э. Программа расчета пространственных стержневых систем "ЭКСПРЕСС". Вып. I-156, М.: ЦНИИИАСС Госстроя СССР, 1973.
24. Городецкий А.С., Здоренко В.С., Горбовец А.В. и др. Инструкция по эксплуатации вычислительного комплекса "Супер-76" для прочностного расчета строительных конструкций на ЭВМ "Минск-32". Киев; НИИАСС Госстроя СССР, 1977.
25. Городецкий А.С., Здоренко В.С., Козачевский А.Н. и др. Пакет прикладных программ для автоматизированного проектирования железобетонных конструкций и подземных сооружений в промышленном и гражданском строительстве (ППП АПЖБК). Киев: НИИАСС Госстроя СССР, 1979.



26. Гросман А.Б. Колебания протяженных сооружений при сейсмическом воздействии (Сб. научных трудов) / ТашЗНИИЭП, Ташкент, 1964, вып. VI.
27. Дорофеев В.М. Методическая основа формирования расчетных моделей сейсмических воздействий во временной области. Строительство и архитектура. - Сер. I4. Строительство в особых условиях. Сейсмостойкое строительство: Экспресс-информация. - 1987. Вып. I. - С. I4-I7.
28. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. - М.: Стройиздат, 1977. -223 с.
29. Дроздов П.Ф. Некоторые вопросы расчета несущих систем многоэтажных зданий. - Строительство и архитектура, 1972, № I.
30. Егупов В.К. Расчет зданий на прочность, устойчивость и колебания. - Киев, 1965.
31. Егупов В.К., Командрина Г.А., Голобородько В.Н. Пространственные расчеты зданий. - Киев, 1976.
32. Жаров А.М. Воздействие нестационарного случайного процесса землетрясения на системы со многими степенями свободы / Сейсмостойкость зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1969. - Вып. 2. - С. II-19.
33. Завриев К.С., Карцивадзе Г.Н. Основные направления исследований в области сейсмостойкого гражданского строительства. Сборник. - М.: Центр научно-технической информации по гражданскому строительству и архитектуре, 1968. - С. 10-23.
34. Завриев К.С. Расчет инженерных сооружений на сейсмостойкость. Изд-во Тифлисского политехн. ин-та, 1928.
35. Кавасуми Х., Канаи К. Колебания реальных зданий с малыми амплитудами. - В сб.: Международная конференция по сейсмостойкому строительству. - М.: Госстройиздат, 1961.

36. Казина Г.А., Килимник Л.Ш., Клятис Г.Я. Конструкции сейсмостойких зданий в зарубежном строительстве (обзор). - М.: Центральный институт научной информации по строительству и архитектуре Госстроя, 1974, с. 41-56.
37. Каплан В.Е., Кротовский С.С., Михайлов Г.М. Конструктивные системы санаторно-курортных зданий в сейсмических районах (обзор). - М.: ЦНТИ по гражданскому строительству и архитектуре, 1973, 62 с.
38. Карапетян Б.К. Результаты экспериментального исследования колебаний характерных зданий г.Еревана. Изв. АН Арм.ССР, т.ХІУ, 1961, № 5.
39. Кац А.З., Пучков С.В. К вопросу о колебаниях зданий от взрыва. Труды Геофизического института АН СССР, № 9 (136). - М.-Л.; Машгиз, 1950.
40. Килимник Л.Ш. Методы целенаправленного проектирования в сейсмостойком строительстве. - М.: Наука, 1980, 155 с.
41. Кимберг А.М., Завриев К.А., Мусатов С.А. Экспериментальное исследование узлов железобетонных предварительно напряженных каркасов гражданских зданий. Материалы симпозиума ФИП "Сейсмостойкость предварительно напряженных железобетонных конструкций", Тбилиси, Изд-во Госстроя СССР, 1972.
42. Колесова Е.В. Математическая обработка результатов измерений. - М.: Наука, 1963.
43. Корчинский И.Л. Влияние протяженности (в плане) здания на величину действующей на него сейсмической нагрузки. - В кн.: Сейсмостойкость промышленных зданий и инженерных сооружений. - М., 1962.
43. Корчинский И.Л. Приближенная оценка сейсмических колебаний сооружений большой протяженности (в плане). Исследования по

- сейсмостойкости зданий и сооружений. - М., 1961.
45. Корчинский И.Л. Расчет сооружений на сейсмические воздействия. - Научн. сообщ. ЦНИИПС. - М., 1954, вып. 14.
46. Корчинский И.Л. Сейсмостойкое строительство зданий. - М.: Высшая школа, 1971. - 317 с.
47. Корчинский И.Л., Шепелев В.Ф. Расчет высотных зданий на сейсмические воздействия с учетом их протяженности. - Строительное проектирование промышленных зданий, 1965, № 2.
48. Кривелев В.Л. Волновые процессы в конструкциях зданий при сейсмических воздействиях. - М.: Наука, 1987.
49. Кудряшов И.А., Кушнер Н.Х., Петрова Л.В., Силов Н.А. Программирование, отладка и решение задач на ЭВМ единой серии. Язык Фортран. - Л.: Энергоатомиздат, Ленингр. отделение, 1983. - 203 с.
50. Мамаева Г.В., Федяков М.В., Федякова С.Н. Информация о работе инженерно-сейсмометрической службы Петропавловска-Камчатского // Совершенствование системы наблюдений за колебаниями зданий. Сб. статей. - М., 1986, с. 62-69.
51. Марджанишвили М.А. Методика учета пространственной работы и протяженности современных зданий при расчете их на сейсмические воздействия. - М.: Стройиздат, 1976. - III с.
52. Марджанишвили М.А. Расчет каркасно-панельных зданий и их элементов на сейсмические воздействия. - Тбилиси: Мецниереба, 1976. - 135 с.
53. Марджанишвили М.А., Марджанишвили Л.М. Теоретические и экспериментальные исследования элементов сейсмостойких каркасно-панельных зданий. - Тбилиси: Мецниереба, 1977. - 210 с.
54. Марджанишвили М.А., Тодуа В.Н., Жеребков А.Н. Сейсмостойкое здание с монолитным ядром жесткости / Тезисы сообщений Все -

- союзного совещания: Научно-технический прогресс в области индустриализации монолитного домостроения (Кишинев, 25-27 октября 1978) - М.: ЦНТИ, 1978. - С. 130-133.
55. Марджанишвили М.А., Чануквадзе Г.Ш., Микабадзе Ю.Г. Исследование сейсмостойкости ствольновинтовых зданий на модели. - Научно-технический реферативный сборник: Строительство и архитектура (Отечественный и зарубежный опыт), серия 14, вып.9: Сейсмостойкое строительство. - М.: ЦНИИС Госстроя СССР, 1979. - С. 19-22.
56. Мартемьянов А.Н. Сейсмостойкость зданий и сооружений, возводимых в сельской местности. - М.: Стройиздат, 1982. - 171 с.
57. Марушкин Ю.С. Экспериментальное исследование модели сборной железобетонной диафрагмы многоэтажного здания. Реферативный сборник "Сейсмостойкое строительство", вып. 2, Изд-во ЦНИИС, 1974.
58. Медведько В.Н. Расчет диафрагм зданий повышенной этажности. Сборник "Исследования по строительным конструкциям", ЦНИИСК им. Кучеренко, вып. 2, 1970.
59. Мерман Г.Ц. Учет деформативности узлов при расчете сейсмостойких рамных каркасов. Реферативный сборник "Сейсмостойкое строительство", вып. 4, ЦНИИС Госстроя СССР, 1974.
60. Мусаев Г.Г. Исследование преднапряженных железобетонных рам при статическом и повторном нагружении. Материалы симпозиума ФИИ "Сейсмостойкость предварительно напряженных железобетонных конструкций". - Тбилиси, Изд-во Госстроя СССР, 1972.
61. Мяченков В.Н., Мальцев В.П. Методы и алгоритмы расчета пространственных конструкций на ЭВМ ЕС. - М.: Машиностроение, 1984. - 278 с.

62. Мяченков В.Н., Григорьев И.В. Расчет составных оболочечных конструкций на ЭВМ: Справочник. - М.: Машиностроение. - 212с.
63. Назаров А.Г. Метод инженерного анализа сейсмических сил. - Ереван, Изд-во АН Армянской ССР, 1959. - С. 278.
64. Назаров А.Г. Некоторые вопросы количественной оценки сейсмических воздействий. Материалы четвертой школы-семинара в г.Сигнахи. - Методы количественной оценки сейсмических воздействий. - Тбилиси: Мецниереба, 1983. - С. 5-16.
65. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Вопросы динамики и сейсмостойкости пространственных конструкций и сооружений // Проблемы расчета пространственных конструкций. - М.: МИСИ им. Куйбышева, 1980. - С. 106-134.
66. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Динамика и сейсмостойкость сооружений. - М.: Стройиздат, 1988. - 308 с.
67. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. О пространственных колебаниях сооружений при сейсмических воздействиях // Строительная механика и расчет сооружений, 1979, № 3, с. 57-63.
68. Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Формирование расчетных динамических моделей сооружений // Строительная механика и расчет сооружений. - 1984, № 4, с. 37-40.
69. Ньюмарк Н., Розенблюэт Э. Основы сейсмостойкого строительства. - М.: Стройиздат, 1980. - 343 с.
70. Мяченков В.Н., Мальцев В.П. Методы и алгоритмы расчета пространственных конструкций на ЭВМ ЕС. - М.: Машиностроение, 1984. - 278 с.
71. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. - М.: Стройиздат, 1980. - 341 с.
72. Парамзин А.М. Опытная проверка стыков сборно-монолитного каркаса зданий. Сборник "Сейсмостойкость крупнопанельных и ка -

- менных зданий" ЦНИИСК им. Кучеренко, Стройиздат, 1967.
73. Перельмутер А.В., Сливкер В.Н. Особенности алгоритмизации метода перемещений при учете дополнительных связей. Сб. "Метод конечных элементов и строительная механика", Изд-во ДПИ, 1975. С. 12-18.
74. Петров А.А. Учет протяженности зданий в расчетах на сейсмические воздействия. - В кн.: Ташкентское землетрясение и вопросы сейсмостойкого строительства. - М., 1969.
75. Петров Б.Н., Уланов Г.М., Гольденблат И.И. и др. Информационные аспекты качественной теории динамических систем. - В кн.: Техническая кибернетика (итоги науки и техники). - Т. 7. - М.: ВИНТИ, 1976. - С. 5-201.
76. Петров Б.Н., Уланов Г.М., Гольденблат И.И., Ульянов С.В. Теория моделей в процессах управления. - М.: Наука, 1978. - 212с.
77. Питлюк Д.А. Испытания строительных конструкций на моделях. - М.: Стройиздат, 1971.
78. Питлюк Д.А., Подольский Д.М., Яковенко Г.П. Исследования пространственной жесткости высотного здания на модели. Строительство и архитектура Ленинграда, 1967, № 12. - С. 20-21.
79. Поляков С.В. Исследования по сейсмостойкости крупнопанельных и каменных зданий. Труды ЦНИИСК. Вып. 7. ГСИ. 1962
80. Поляков С.В. К расчету многоэтажных симметричных диафрагм на кососимметричные нагрузки. - Строительная механика и расчет сооружений, 1965, № 6, с. 5-9.
81. Поляков С.В. Экспериментальные исследования сейсмостойкости зданий и развитие теории сейсмостойкости. Сб. научных трудов. Госстрой СССР ордена Трудового Красного Знамени. Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. В.А.Кучеренко. - М., 1984.

82. Рассказовский В.Т., Алиев И.Х. Модель нестационарного сейсмического процесса // Сейсмостойкое строительство. - М., сер. I4. - I98I. - Вып. 4. - С. I7-22.
83. Рассказовский В.Т., Гамбург Ю.А. Исследование реакций I0-этажных зданий на действие реальных акселерограмм. Сейсмостойкое строительство в УзССР. - Ташкент: Фан, I974, с. 25-27.
84. Саакян А.О., Саакян Р.О., Шахназарян С.Х. Возведение зданий и сооружений методом подъема. Исследование, проектирование, строительство. - М.: Стройиздат, I982.
85. Сехниашвили Э.А. Колебания упругих систем. - Тбилиси: Сабчота, Сакартвело, I966. - 547 с.
86. Сигалов Э.Е. Каркасно-панельные здания. - В кн.: Проектирование железобетонных конструкций. - М.: Стройиздат, I966. - С. I94-257.
87. Сигалов Э.Е. Практический метод расчета рам на колебания. Сб. седьмой / Труды МИИГС. - Госстройиздат, I957, с. 67-90.
88. Складнев Н.Н. Развитие методов расчета на сейсмостойкость. Сб. научных трудов. - М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, I987, с. I67.
89. Сюэхиро К. Инженерная сейсмология. - М., I936.
90. Холевицкий А. Проблемы расчета крупнопанельных диафрагм жесткости на горизонтальную нагрузку. Сборник докладов I международного симпозиума С В-4I "Многоэтажные здания", ЦНИИЭП жилища, Москва, I972.
- 9I. Филин А.П. ЭЦВМ в строительной механике. Труды Первого всесоюзного совещания по применению электронных цифровых вычислительных машин (ЭЦВМ) в строительной механике (Ленинград). - М.-Л.: Стройиздат, I966. - 6II с.
92. Шаимелашвили В.Н., Таргамадзе А.С., Габузов Р.Х. Исследование предельного состояния узлов унифицированного каркаса для

- сейсмических районов. Реферативный сборник "Исследование жестких узлов и стыков элементов железобетонных каркасов зданий для сейсмических районов", Изд-во ЦНТИ, 1971.
93. Шапиро Г.А., Захаров В.Ф. Исследование новой конструкции сейсмостойких крупнопанельных бескаркасных зданий с рамными узлами на натуральных моделях. - В сб.: Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. - М.: Стройиздат, 1965. - 367 с.
94. Шахназарян С.Х., Саакян Р.О., Саакян А.О. Возведение зданий методом подъема этажей и перекрытий. Исследование, проектирование, строительство. - М.: Стройиздат, 1974.
95. Эйби Дж.А. Землетрясения. Пер. с англ. М.: Недра, 1982. - С. 263.
96. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных ядер жесткости многоэтажных зданий, возводимых в сейсмических районах (методические указания). ВПЭКТИ, Ереван, 1981.
97. Рекомендации по проектированию многоэтажных каркасных зданий с диафрагмами и ядрами жесткости в сейсмических районах. ТбилЗНИИЭП, Тбилиси, 1985.
98. Сейсмостойкость предварительно напряженных железобетонных конструкций. Материалы симпозиума ФИП, Тбилиси, 28-29 сентября 1972 г., Москва, 1972.
99. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. Под ред. Уманского А.А. - М.: Госстройиздат, 1960.
100. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. - М.: Стройиздат, 1982. - 49 с.
101. ЦНИИЭП жилища. Вибрационные испытания зданий / Под ред. Шапиро Г.А. - М.: Стройиздат, 1972. - 159 с.



102. Amin M., Ang A.H. - S. Nonstationary stochastic model of Earthquake motions // J. Eng. Mech. Div. Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. - 1968. - v. 94. - NEM 2. - p. 559-583.
103. *Archiwium inzynieru ladowey*, vol. XI, zeszyt 3, państwowe wydawnictwo naukowe, Warszawa, 1965, 475p.
104. Biot M. Theory of vibration of buildings during earthquake. *Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*. Band 14, Heft 4, August, 1934.
105. Bycroft G. N. White noise representation of earthquakes // J. Eng. Mech. Div. Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. - 1960. - v. 86. - NEM 2. - p. 1-16.
106. Housner G.W., Jennings P.C. Generation of artificial Earthquakes // J. Eng. Mech. Div. Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. - 1964. - v. 90. - NEM 1. - p. 113-150.
107. Mononobe N. *Journal of the Civil Engineering Society*, Tokyo, 1920.
108. Tentative provisions for the development of seismic regulations for building. US Government printing office, 1978.
109. М. А. Марджаншвили и др. Современное сейсмостойкие здания и методы расчета. Тбилиси 2002, с. 332.
110. С. П. Гелхвидзе, Сейсмостойкость зданий - сооружений, мои 75 лучших партий. Тбилиси 2015, с. 481.

111. Александровский С.В. и др. Предварительно-напряженный и самонапряженный железобетон в США. М., Стройиздат, 1974, 319 с.
112. Борджес Дж.Ф., Равара А. Проектирование железобетонных конструкций для сейсмических районов. М., Стройиздат, 1978, 134 с.
113. Быховский В.А., Завриев К.С., Медведев С.В. и др. Сейсмостойкие сооружения за рубежом. М., Стройиздат, 1968, 220 с.
114. Килимник Л.Ш. Методы целенаправленного проектирования в сейсмостойком строительстве. М., "Наука", 1980, 154 с.
115. Корчинский И.Л. Сейсмостойкое строительство зданий. М., "Высшая школа", 1971, 317 с.
116. Казина Г.А., Килимник Л.Ш., Клятис Г.Я. Конструкции сейсмостойких зданий в зарубежном строительстве (обзор). М., Центральный институт научной информации по строительству и архитектуре Госстроя, 1974, с.41-56.
117. Завриев К.С., Карцивадзе Г.Н. Основные направления исследований в области сейсмостойкого гражданского строительства. Сборник. Основные направления исследований в области сейсмостойкого гражданского строительства. М., Центр научно-технической информации по гражданскому строительству и архитектуре, 1968, с.10-23.
118. Мартемьянов А.Н. Сейсмостойкость зданий и сооружений, возводимых в сельской местности. М., Стройиздат, 1982, 171 с.
119. Назаров А.Г. Метод инженерного анализа сейсмических сил. Ереван, издательство АН Армянской ССР, 1959, с.278.
120. Назаров А.Г. Некоторые вопросы количественной оценки сейсмических воздействий. Материалы четвертой школы-семинара в г.Сигнахи. Методы количественной оценки сейсмических воздействий. Тбилиси, "Мецниереба", 1983, с.5-16.
121. Ньюмарк Н., Розенблюэт Э. Основы сейсмостойкого строительства. М., Стройиздат, 1980, 343 с.
122. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. М., Стройиздат, 1980, 341 с.

С О Д Е Р Ж А Н И Е

	Стр.
В В Е Д Е Н И Е.....	5
I. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ, СТРОЯЩИХСЯ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ, И ВОПРОСЫ ИХ РАСЧЕТА	9
I.1. Современное состояние проблемы и перспективы разви- тия конструктивных решений и несущих систем каркас- ных зданий.....	9
I.2. Принципы расчета каркасных зданий на сейсмические воздействия и их расчетные модели.....	17
I.3. О расчетах зданий и сооружений на сейсмические воз- действия согласно действующим СНиП и Нормам (кодам) зарубежных стран.....	25
I.4. Существующие программные комплексы, средства и мето- ды по расчетам каркасных зданий на ЭВМ.....	30
I.5. Цель работы и задачи исследования.....	35
2. РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ БАШЕННОГО ТИПА С МАССАМИ, ОБЛАДАЮЩИМИ ШЕСТЬЮ СТЕПЕНЯМИ СВОБОДЫ, НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ....	38
2.1. Постановка задачи для решения вопросов сейсмостой - кости каркасных зданий и их расчетных моделей.....	38
2.2. Расчетная модель сейсмического воздействия.....	40
2.3. Определение основных расчетных формул и обоснование принятых расчетных схем.....	45
2.4. Определение сейсмических нагрузок и внутренних уси - лий системы.....	63
2.5. Функциональное назначение программы и условие ее при- менения.....	67

3. РАСЧЕТ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРОТЯЖЕННОЙ ФОРМЫ В ПЛАНЕ, КАК ПЕРЕКРЕСТНОЙ И РАМНОЙ СИСТЕМ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ	70
3.1. О выборе расчетных моделей в виде перекрестной и рамной систем при расчете протяженных в плане каркасных зданий.....	70
3.2. О пространственной расчетной модели сейсмического воздействия.....	75
3.3. Определение уравнений равновесия перекрестных и рамных систем при действии сейсмических сил.....	78
3.4. Определение сейсмических нагрузок и внутренних усилий для перекрестной и рамной систем.....	83
3.5. Создание алгоритма решения задачи.....	93
3.6. Область применения и назначение программы.....	103
4. АНАЛИЗ РАБОТЫ НЕКОТОРЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ РАЗРАБОТАННЫХ ПРОГРАММ.....	106
4.1. Расчет инженерного корпуса Министерства автомобильных дорог ГССР на сейсмические воздействия с учетом разработанной методики.....	107
4.2. Проверочный расчет 16-этажного жилого дома с ядром жесткости на сейсмические воздействия в г. Ленинакане	120
4.3. Расчет здания башенного типа с оттяжками.....	128
4.4. Проверочный расчет 10-этажного жилого дома с двумя ядрами жесткости в г. Ленинакане.....	133
4.5. О технико-экономических соображениях предложенных методов расчета и разработанных программ.....	140
ВЫВОДЫ.....	143
ПРИЛОЖЕНИЕ 1.....	145
ПРИЛОЖЕНИЕ 2.....	163

Б. ВВЕДЕНИЕ . . . . .	169
§5.1. О состоянии жилищного фонда и жилищного строительства в развивающихся странах . . . . .	171
§5.2. О жилищном строительстве в Арабском регионе . . . . .	179
§5.3. Опыт последствий происшедших землетрясений, о поведении зданий различных систем . . . . .	182
§5.4. Об оценке степени повреждения зданий и сооружений . . . . .	188
§5.5. Методы оценки теории сейсмостойкости зданий и сооружений . . . . .	190
§5.6. Опыт оценки сейсмического риска и уязвимости зданий и инженерных сооружений . . . . .	196
§5.7. Сравнение Норм (Кодов) сейсмостойкого строительства в разных странах . . . . .	200
§5.8. О предельных состояниях для сейсмостойкости зданий и сооружений . . . . .	227
§5.9. О современных конструктивных системах зданий, строящихся в сейсмических регионах . . . . .	230
§5.10. О возможности применения низко модульных конструкционных материалов для строительства в сейсмических районах . . . . .	241
§5.11. Восстановление и усиление зданий и сооружений, поврежденных землетрясениями . . . . .	246
§5.12. Опыт страхования от стихийных бедствий (землетрясений) . . . . .	252
§5.13. О подготовке и переподготовке специалистов в области сейсмостойкого строительства . . . . .	260
§5.14. О консолидации усилий, направленных на разработку мер снижения пагубных воздействий землетрясений . . . . .	267
В. ЗАКЛЮЧЕНИЕ . . . . .	270
П Р И Л О Ж Е Н И Е 3.1 и 3.2 . . . . .	273/281
П Р И Л О Ж Е Н И Е 4 и 5 . . . . .	279 и 291
Л И Т Е Р А Т У Р А . . . . .	301

ს.პ.გელხვიძე

შენობების და ნაგებობების სეისმომდეგობა  
მომხდარი მიწისძვრების შედეგების გათვალისწინებით

Гелхвидзе Самсон Прокофьевич  
(Тбилиси, 26 марта 1958г.)



В 1975 году закончил 9-ую среднюю школу г. Тбилиси и в том же году поступил в Грузинский политехнический институт на строительный факультет, который с отличием окончил в 1980 году по специальности «Промышленное и гражданское строительство».

В 1989 году защитил кандидатскую диссертацию, в 2006г. Присвоена ученая степень доктора технических наук.

С 1980 года по сегодняшний день работает в разных учебных заведениях и научно – исследовательских институтах АН Грузии.

Является автором многих научных трудов и изобретений.

Свои первые шаги в поэзии и прозе начал делать с 1984года.

В 2002 году вышли в свет первые сборники рассказов и стихов С. Гелхвидзе «Торговцы болью» и «Таинство стихоисповедания, или исповедь в стихах».

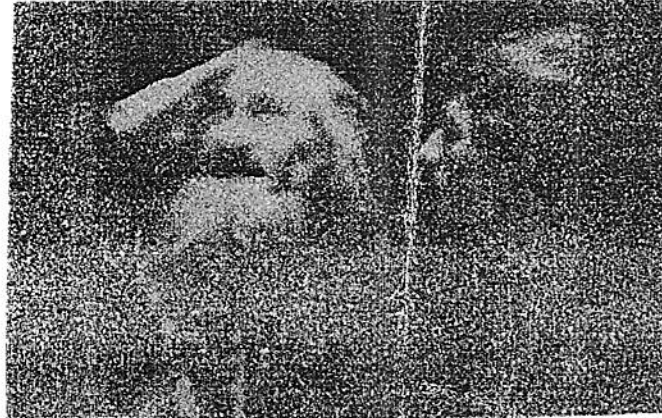
В 2004 году вышел сборник рассказов «Возвращение», а в 2005 году сборник стихотворений и поэм «Боль и вера» и первый роман автора: «Соловьи монастырского сада».

В 2014 году вышел в свет второй роман автора «Лунная соната Будапешта», а в 2015 году сборник стихотворений и поэм «Душа стремится к слову»

В 2015 году вышла книга автора по его специальности: «Сейсмостойкость зданий-сооружений. Мои 75 лучших партий», которая представляет собой, сборник опубликованных им научных трудов и изобретений за период 1981 – 2002 гг.

В том же 2015 году вышел сборник рассказов «Ветер перемен».

На суд читателей предлагается теперь вновь книга автора по его специальности инженера-строителя: «Сейсмостойкость зданий и сооружений, с учетом последствий происшедших землетрясений».



“Отсюда не сотрешь” – Фото с известного грузинского к/ф “Чудаки”

Отзывы, рекомендации и пожелания по книге просьба направлять по нижеследующей контактной информации:

Контактная информация:

E-mail: [samsgel@gmail.com](mailto:samsgel@gmail.com)

Skype: sidamon61

<http://uspexvsem.ucoz.ru>

<http://sgold.forrpeople.com>

<http://sgold.myintergold.com>

P.S. В книге использованы фотографии с сайтов: Rian.ru и Yandex.ru