

Ю. В. Измайлов

**СЕЙСМОСТОЙКИЕ
МОНОЛИТНЫЕ
ЗДАНИЯ**

КИШИНЕВ
КАРТА МОЛДОВЕНЯСКЭ
1989

ББК 38. 626.1
И 37

Рецензенты: к. т. н. Г. Н. Ашкинадзе; к. т. н. Г. Б. Хачалое
Редактор Л. Кац

Измайлов Ю. В.

И 37 Сейсмостойкие монолитные здания.— Кишинев:
Карта Молдовеняскэ, 1989—290 с.
ISBN 5—362—00506—5

На основе результатов соответствующих экспериментально-теоретических исследований, выполненных в СССР и за рубежом, рассматриваются принципы расчета и конструирования монолитных зданий, работающих в условиях сейсмического воздействия. Определены основные направления дальнейшего развития сейсмостойкого монолитного домостроения. Краткое содержание дано в начале книги на английском языке. Книга рассчитана на инженерно-технических работников, занятых в этом виде строительства, научных работников и студентов строительных специальностей.

И 3303000000—109
М 751(10)—89 63—90

ISBN 5—362—00506—5

ББК 38. 626.1

© Оформление С. Е. Майоров, 1989
Ю. В. Измайлов, 1989

Yu. V. Izmailov

„ANTISEISMIC MONOLITHIC BUILDINGS”

Impetuous development in reinforced concrete application in anti-seismic construction is generally based on the results of extensive investigations of linear elements behaviour.

Until recently such a situation corresponded to the prevailing application of framework systems in seismic regions. However, within the recent years there is a notable increase of frameless construction (large-bearing wall and monolith buildings) share in antiseismic building in many countries. Its specific share in the USSR amounts up to 60%, the majority of cases refer to multistorey type buildings (up to 25 storey).

The like constructional systems are studied much worth that the framework ones and bear weaker specified security. In a series of countries the effective specified ratings legislate the opinion on as if nonplastic character of walls structures deformation, thus requiring their increased saturation with framework. Generally, there are no acceptable engineering estimations techniques that can be used for monolithic buildings.

All the above mentioned tempted the author to generalize the accumulated results of investigations on plane structures, and, having supplemented them with the results of personal researches, to create a platform for the evolvement of an engineering technique for the calculation and principles of antiseismic monolithic buildings construction.

The aforementioned investigations comprise the theoretical study of a stress-strained condition in wall structures under characteristic load-bearing situations alongside with a large complex of experimental works carried out on a large-scale wall models. This cycle of investigations was completed by the unique vibrodynamical tests lasting up to destruction of two specially built sections of monolithic buildings with an estimated height of 16 storeys.

The analysis of this abundant information allowed to evolve an engineering technique in estimation of monolithic buildings response to seismic activity.

The author believes that the present book will be of use with the specialists involved in antiseismic construction domain.

В 1987 г. Совет Министров СССР принял постановление «О мерах по развитию индустриального монолитного домостроения», согласно которому в течение 1988—1990 гг. в стране должно быть возведено из монолитного железобетона жилых домов и зданий социально-культурного назначения общей площадью 20,33 млн. м², а за период с 1991-го по 2000 г.— 287,06 млн. м². Эти цифры не нуждаются в комментариях, однако на пути их воплощения в жизнь стоят реальные трудности.

В общем объеме жилищно-гражданского строительства в СССР монолитное домостроение пока занимает около двух процентов. Еще недавно основное назначение монолитных зданий (обычно повышенной этажности) сводилось к созданию в городских застройках архитектурных акцентов.

Освоение монолитного домостроения выявило ряд преимуществ перед строительством зданий из сборного железобетона, а именно: существенно меньшие затраты на создание производственной базы, возможность снижения металлоемкости зданий, высокую их сейсмостойкость и др. Указанные обстоятельства определили этот вид строительства как перспективный, которому в генеральных планах страны отводится важная роль в решении жилищной проблемы, быстром освоении районов с неразвитой базой полносборного строительства, кардинальном улучшении архитектурного облика наших городов, повышении общего уровня сейсмостойкости застройки сейсмических районов и в решении экономических задач отечественного строительства.

Индустриальное монолитное домостроение — самый молодой вид строительства с биографией, охватывающей всего около 20 лет. В основном она состоит из успешных решений технологических, конструкторских, архитектурно-эстетических и экономических задач. Но есть в ней и негативные аспекты. Среди них — применение необоснованных технологических приемов возведения зданий, неудачные конструктивно-планировочные решения, попытки развития монолитного строительства без организации соответствующей производственной базы и специализированной подготовки строителей и др.

Причины следует искать в том, что практика освоения этой в принципе новой формы строительства существенно опередила проведение фундаментальных исследований, которые позволили бы вскрыть ее специфику и учесть при проектировании и строительстве монолитных зданий.

За небольшой срок развития, при скромных объемах этот вид строительства претерпел опробование разнообразных технологических способов возведения зданий с применением многочисленных модификаций опалубки, различных видов бетона, бурное трансформирование архитектурно-планировочных решений от тривиального прямоугольного параллелепипеда до форм, сложная геометрия которых подчас переходит границу разумного, следствием чего является неоправданный рост трудовых, материальных и финансовых затрат на возведение зданий.

Металлоемкость первых монолитных зданий достигала 100—120 кг/м² общей площади, т. е. в 3 раза превышала металлоемкость крупнопанельных зданий, при том что монолитные здания не нуждались в металле для стыков и для обеспечения сохранности железобетонных конструкций при транспортировании и монтаже. По стоимости и суммарным трудозатратам монолитные здания и сейчас еще превышают крупнопанельные.

Нельзя отнести к успехам развития монолитного домостроения неудачную попытку широкого применения скользящей опалубки для возведения жилых и общественных зданий. Длительное время расчет и конструирование монолитных зданий выполнялись по принципам, установленным для крупнопанельных зданий. Следы этой, далеко не всегда оправданной, практики можно и сейчас найти в действующих нормативных документах и проектах монолитных зданий. Этому в значительной мере способствовало то, что теория использования в монолитном домостроении железобетона длительное время развивалась преимущественно в направлении совершенствования методов расчета и конструирования балочных железобетонных элементов. До недавнего времени отсутствовали не только инженерные методы расчета плоскостных железобетонных конструкций, к которым относятся стены монолитных зданий, но не было фактически и базовой теории, необходимой для разработки таких методов.

В последние годы ситуация в развитии монолитного домостроения существенно изменилась. По заданию Госстроя СССР ряду институтов страны было поручено проведение комплексных исследований по разработке прогрессивных технологий возведения монолитных зданий, совершенствованию их архитектурно-конструктивных решений, разработке методов расчета и принципов конструирования с учетом специфики их поведения в различных эксплуатационных режимах. За эти же годы биография монолитных зданий пополнилась ценными сведениями о их поведении при сильных землетрясениях.

К сожалению, вся информация, накопленная исследовательскими, проектными, строительными и эксплуатационными организациями о монолитных зданиях, не получила должного освещения в специальной литературе и необходимого отражения в действующих нормативных и справочных документах. В учебниках строительного профиля разделы, посвященные монолитным зданиям, как правило, отсутствуют, либо весьма скромны как по объему, так и по содержанию.

По существу нет монографий, глубоко раскрывающих специфику монолитного домостроения во всем его многообразии. Результаты интереснейших исследований, как правило, в сжатом виде публикуются в сборниках, тираж которых и организация распространения исключают возможность ознакомления с их содержанием широкого круга специалистов монолитного домостроения. Еще в меньшей степени доводятся до их сведения результаты соответствующих зарубежных исследований и проектных разработок.

Периодические издания публикуют преимущественно статьи об опыте (причем только успешном) строительства монолитных зданий, зачастую не раскрывающие причин достигнутых успехов, но изобилующие цифровыми показателями. Материалы соответствующих экспериментально-теоретических исследований, содержащие базовую информацию для развития рассматриваемого вида строительства, рассредото-

чены по большому количеству разнообразных изданий, занимая в них, как правило, небольшой объем.

Поэтому создалась неприемлемая ситуация, когда основная масса специалистов монолитного домостроения не осведомлена об успехах и неудачах в этой области строительства. В результате до сих пор встречаются случаи применения устаревших технологических приемов возведения зданий, неоправданного завышения их материалоемкости по сравнению с нормативными значениями, безликих либо вычурных архитектурных решений, неудачного конструирования стен зданий и т. п.

Для того чтобы эта ситуация стала контрастно-очевидной, предлагаем сопоставить ее с той, в которой находится крупнопанельное строительство. Вывод будет столь однозначным, что можно избежать его комментирования.

Предлагаемая читателям книга, естественно, не в состоянии осветить все аспекты этого относительно нового, но интенсивно развивающегося вида строительства. Тем не менее автор надеется на ее полезность, поскольку в ней в пределах ограниченных установленным объемом книги, синтезированы сведения об отечественных и зарубежных исследованиях по изучению специфики поведения стен монолитных зданий в условиях, близких к тем, в которых они работают при сейсмическом воздействии. Даны предложения по инженерным методам расчета прочности стен в такой силовой ситуации и их оценка соответствующими экспериментальными данными, полученными в лаборатории сейсмостойкого строительства КПИ им. С. Лазо. Часть книги посвящена анализу поведения монолитных зданий при сильных землетрясениях и усилению их стен в случаях повреждения. Автор стремился также, хотя бы коротко, осветить наиболее интересные (как положительные, так и отрицательные) моменты опыта проектирования и строительства монолитных зданий в сейсмических районах (преимущественно Молдавии).

Большое положительное влияние на содержание книги оказали инициатор монолитного домостроения в Молдавии Н. Д. Поляков и руководитель лаборатории прочностных испытаний ЦНИИЭПжилища канд. техн. наук Г. Н. Ашкинадзе, за что автор весьма им признателен.

1. РАЗВИТИЕ МОНОЛИТНОГО ДОМОСТРОЕНИЯ В СССР И ЗА РУБЕЖОМ .

Начиная со времен Ламбо, Гюатта, Куанье и Монье, считающихся первооткрывателями железобетона, распространение этого материала шло преимущественно по пути применения в монолитных конструкциях. Однако с 50-х годов XX столетия наступила эра сборного железобетона, бурному развитию которого способствовало его соответствие принятому в строительстве направлению на индустриализацию. При этом были даже такие случаи, когда монолитные конструкции заменялись сборными без достаточного на то основания и в ущерб экономическим показателям.

С 60-х годов наметился новый этап в развитии монолитного железобетона. Продолжая господствовать в традиционных областях применения — гидротехническом, дорожном и специальных видах строительства, — он в новых индустриальных формах проникает в домостроение. Толчком к этому послужили четко обозначившаяся тенденция к повышению этажности городской застройки и активное освоение сейсмических районов и районов с неразвитой базой полносборного домостроения.

1.1. ИСТОРИЧЕСКАЯ СПРАВКА

Первые упоминания о применении монолитного железобетона в России датируются концом 50-х годов прошлого столетия [125].

В 80-х годах в Петербурге стены и перекрытия ряда зданий, в том числе Госбанка, были возведены из монолитного железобетона с заполнителем из кирпичного боя и каменноугольного шлака. Здесь же в 1905 г. в монолитном исполнении было построено первое четырехэтажное промышленное здание.

В 1904 г. в Николаеве впервые в мире сооружен маяк из монолитного железобетона.

Показательный пример широкого использования тяжелого монолитного железобетона в дореволюционном строительстве различных инженерных сооружений дает железнодорожная линия Витебск—Жлобин, на которой в 1901—1902 гг. построено 27 путепроводов и мостов общей про-

тяженностью 412 м [101]. На базе этого опыта Министерство путей сообщения в 1908 г. издало первые «Технические условия для железобетонных сооружений», которые спустя три года были переработаны и дополнены «Нормами для расчета прочности железобетонных сооружений». Позже аналогичные нормативы разработали другие крупные ведомства, применявшие железобетон.

Развитию этого материала в дореволюционной России в значительной мере способствовали исследования Н. М. Абрамова, Н. А. Белелюбского, С. И. Дружинина, Н. К. Лахтина, А. Ф. Лолейта, И. Г. Малюги и др. Результаты их работ по сей день составляют фундамент теории железобетона.

С первых лет Советского государства монолитный железобетон активно применяли для восстановления и развития народного хозяйства страны. Особенно значительны масштабы его использования в гидротехнике. Только за первые 10 лет (1918—1928 гг.) объем применения железобетона составил 18 млн. м³ [12]. Были построены Волховская, Днепровская и Нижнесвирская ГЭС.

В 1925 г. в стране вводятся в действие «Временные технические условия и нормы проектирования и внедрения железобетонных сооружений», учитывавшие накопившийся к тому времени опыт проектирования и возведения различных железобетонных конструкций. К этому же моменту относится начало применения монолитного бетона и железобетона в жилищно-гражданском строительстве. В числе первых монолитных зданий было 14-этажное здание в Харькове.

Внедрению монолитного железобетона в домостроение существенно способствовало создание специализированных строительных предприятий типа треста «Теплобетон», который, используя укрупненную деревянную щитовую опалубку, построил в Москве, Ленинграде, Туле, Воронеже, Брянске и других городах целый ряд жилых домов со стенами из монолитного пемзошлакобетона [79], в их числе 6-этажный дом на Тишинской площади в Москве.

В 30-е годы инвентарную щитовую опалубку для стен зданий стали выполнять из металла. С ее использованием в Ленинграде построен 6-этажный дом с внутренними однослойными стенами толщиной всего 10 см и трехслойными наружными, в состав которых входили слой в 10 см тяжелого бетона, 26 см пемзошлакобетона и 4 см облицовочных плиток [114]. Трудозатраты на строительство этого дома и его стоимость по сравнению с этими же показателями для аналогичного по планировочному решению кир-

пичного здания, оказались ниже соответственно на 19 и 12%.

В 1926 г. впервые в стране была применена скользящая опалубка при возведении зернового элеватора в Эльхотово и мельницы в Рубцовске. В дальнейшем ее использовали для возведения сооружений химической, сахарной, угольной и нефтяной промышленности. В жилищном строительстве ее впервые применил московский «Заводстрой» в 1930 г. для возведения 7-этажного дома с однослойными пемзошлакобетонными стенами [24]. К этому же времени относится применение скользящей опалубки в зимних условиях для строительства зданий с однослойными стенами из чингильбетона в Баку [123].

В 1931 г. в Ленинграде провели конкурс на лучшую технологию возведения монолитных зданий. Этот факт свидетельствует о том, что уже тогда монолитное домостроение оценивалось как перспективный вид строительства. По итогам конкурса лучшим было признано предложение В. А. Латынина и Б. В. Дмитриевского, предусматривавшее возведение тонкостенных зданий из литого ксилошлакобетона.

В 1936 г. совещание по крупноблочному и монолитному строительству подвело первые итоги внедрения монолитного железобетона в жилищно-гражданское строительство и классифицировало эту форму домостроения как индустриальную. По существу применение этого термина к тогдашнему монолитному домостроению было в известной мере условным, поскольку принципы унификации еще не коснулись его, а уровень механизации всех трудоемких процессов был весьма невысоким.

В годы второй и третьей пятилеток объем применения железобетона (преимущественно монолитного) достиг 120 млн. м³. Существенно расширилась и область его применения.

Интенсивному развитию железобетона в СССР в значительной мере способствовало создание научных учреждений по строительству: вначале государственного института сооружений (ГИС), а затем Центрального научно-исследовательского института промышленных сооружений. В этих и других НИИ страны работали В. А. Бушков, В. З. Власов, А. А. Гвоздев, В. И. Гольденблат, С. А. Дмитриев, И. Г. Иванов-Дятлов, А. П. Коровкин, А. Ф. Лолейт, В. И. Мурашов, П. Л. Пастернак, Э. Г. Ратц, Я. В. Столяров и др., чьи труды сыграли значительную роль в развитии теории железобетона и расширении области его применения. Благодаря их работам был создан прогрессивный метод

расчета железобетонных конструкций по разрушающим усилиям, который впоследствии послужил основой для современного метода расчета по предельным состояниям.

Работами И. П. Александрина, Н. М. Беляева, К. С. Завриева, С. А. Миронова, Р. М. Михайлова, Н. А. Попова, Б. Г. Скрамтаева, И. Г. Савалова и др. была создана новая технология бетона, включавшая методику подбора его состава, технологию приготовления и укладки, приемы, ускоряющие твердение, методы зимнего бетонирования и т. п.

С 1934 г. в нашей стране введены в действие «Технические условия и нормы проектирования и возведения железобетонных конструкций и сооружений». Во время Великой Отечественной войны и в послевоенные годы объем применения монолитного железобетона (особенно при восстановительных работах и реконструкциях) неуклонно возрастал. В 1950 г. он характеризовался цифрой 20,8 млн. м³. В 1948 г. были утверждены «Нормы и технические условия проектирования железобетонных конструкций», демонстрировавшие возросший технический уровень применения железобетона.

1955 г. знаменует начало эры сборного железобетона и спад в применении монолитного. Если в 1954 г. объем сборных конструкций составлял всего 12% общего объема применения железобетона в строительстве, то в 1965 г. он достиг 60% [53]. Однако начиная с этого момента наметился новый подъем в развитии монолитного железобетона, характеризующийся активным его применением в жилищно-гражданском строительстве. Этот этап знаменует индустриализацию монолитного домостроения.

1.2. ИНДУСТРИАЛЬНОЕ МОНОЛИТНОЕ ДОМОСТРОЕНИЕ В СССР

Отличительной чертой **индустриального** монолитного домостроения является применение инвентарной опалубки и максимальная механизация всех трудоемких процессов по возведению зданий.

За довольно короткую историю развития монолитного домостроения в стране было разработано большое количество различных опалубок, однако все они могут быть классифицированы на опалубки двух типов: скользящую и переставную.

Строительство зданий в скользящей опалубке

В конце 60-х — начале 70-х годов в Кишиневе, Сочи, Донецке, Туле, Фрязино, Ростове-на-Дону и др. городах началось строительство монолитных зданий в скользящей опалубке.

Этим методом был построен первый монолитный 9-этажный жилой дом в Кишиневе из тяжелого бетона. Для наружных трехслойных стен использовался плитный утеплитель из пенополистирола, перекрытия выполнялись сборными после возведения стен на всю высоту. Аналогичный в конструктивно-технологическом отношении 16-этажный дом был возведен в Донецке. Этот опыт не оправдал конструкцию трехслойных наружных стен. Возведение их отличалось высокими трудозатратами, а плитный утеплитель, находясь в средней полости стен, снижал их прочностные показатели, и в первую очередь сейсмостойкость. Существенные трудности пришлось преодолевать при устройстве сборных перекрытий со шпоночным сопряжением со стенами.

Учитывая этот опыт, в 1972 г. в Кишиневе был построен 11-этажный жилой дом с наружными однослойными стенами толщиной 35 см из керамзитобетона с объемной массой 1650 кг/м³. Перекрытия толщиной 12 см выполнялись из монолитного железобетона одновременно со стенами. Проект здания был разработан институтом «Молдгипрострой», а конструкция опалубки — трестом «Оргтехстрой» Минстроя МССР.

Один из первенцев высотного монолитного домостроения — 16-этажный жилой дом для г. Фрязино запроектировал институт «Мосгражданпроект». Конструкцию скользящей опалубки из металлических щитов и проект организации производства работ разработал институт «Промзернопроект». Возведение этого дома велось двумя захватками в три смены. Этаж возводили за 2,5—3 суток, а вся коробка здания была воздвигнута за 43 дня. Подъем опалубки осуществлялся с помощью гидравлических домкратов типа ОГД-61 и ОГД-64У. Перекрытия выполнялись монолитными в процессе строительства здания с помощью 4 комплектов опалубки [89].

В Туле строительство 16-этажного жилого дома велось по проекту ЦНИИЭПжилища с применением опалубки, разработанной институтом «Оргпромстрой» Минпромстроя СССР. Как и во Фрязино, бетонирование перекрытий в этом доме осуществлялось в процессе возведения стен с

Таблица 1.1. Основные материальные и трудовые затраты при строительстве монолитных зданий в скользящей опалубке [89]

Наименование показателей	Жилой дом			
	16-этажный во Фрязино	16-этажный в Туле	9-этажный в Кишиневе	11-этажный в Кишиневе
1	2	3	4	5
Суммарный расход бетона на стены и перекрытия, м ³	4061	3644	2332,3	2410,5
Расход стали на 1 м ³ бетона, кг	42,0	41,9	67,4	68,1
Трудозатраты на 1 м ² общей площади при возведении, чел. -ч:				
стен	6,16	6,02	5,45	3,72*
перекрытий	3,86	3,30		5,14*
Трудозатраты на 1 м ² общей площади на устранение дефектов, чел. -ч	4,16	2,24		0,774
Максимальное количество работающих в течение суток	152	150—185	70	106

* Нормативные данные.

отставанием на 2 этажа. Этаж возводился за 9 смен. Подъем опалубки выполнялся с помощью 130 гидродомкратов типа ОГД-61А с приставками конструкции института «Оргпромстрой».

В табл. 1.1 приведены сведения о материальных и трудовых затратах при возведении монолитных зданий в Кишиневе, Фрязино и Туле.

В ходе использования скользящая опалубка постоянно совершенствовалась. Велись работы по созданию автоматизированной опалубки. Донецкий «ПромстройНИИпроект» разработал конструкцию бесстержневой опалубки, поднимавшейся с помощью «шагающего» устройства, использовавшего для своего передвижения трение между ним и возведенной стеной. Скорость скольжения 4 м в сутки [12]. Этим же институтом была создана горизонтальная скользящая опалубка для бетонирования прямых и криволинейных стен (при постоянном радиусе кривизны). Скорость бетонирования 8 м/час [12]. С помощью такой опалубки возведены аэротенки очистных сооружений в Кишиневе и радиальный шлабассейн Шуровского цементного завода.

К 1974 г. в различных городах страны было возведено около 70 монолитных зданий обычной и повышенной этажности.

В 1973 г. в Сочи опыт монолитного домостроения рассматривался на Всесоюзном семинаре, организованном Госгражданстроем, Минпромстроем СССР, Госстроем РСФСР и Центральным правлением НТО стройиндустрии [87].

В 1976 г. Госгражданстрой совместно с президиумом Центрального правления НТО стройиндустрии рассмотрел вопрос о развитии монолитного домостроения в нашей стране и принял решения, направленные на повышение его эффективности.

В начальный период развития индустриального монолитного домостроения во многих регионах ориентировались на преимущественное возведение зданий в скользящей опалубке (рис. 1.1). Этот метод привлекал минимальными расходами на изготовление опалубки, возможностью воспроизведения самых сложных архитектурно-планировочных решений зданий и т. п.

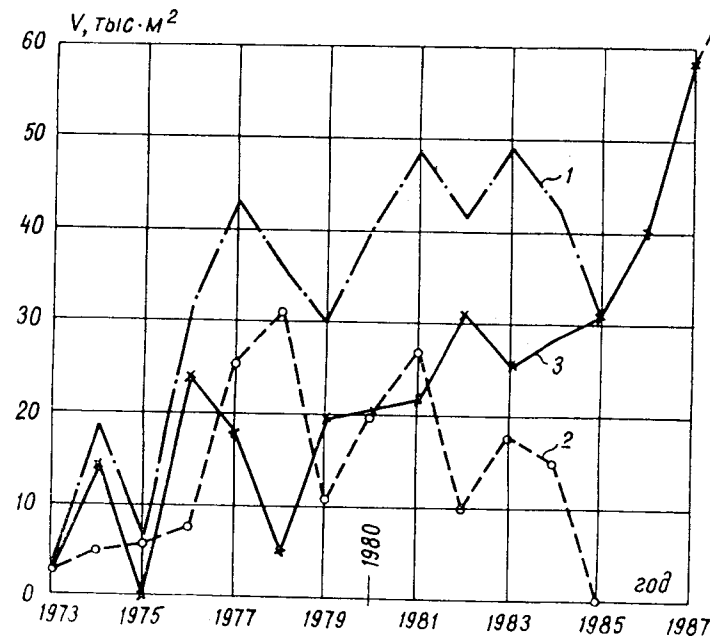


Рис. 1.1. Объем строительства монолитных зданий повышенной этажности в тыс. м² общей площади в Кишиневе за период с 1973 по 1987 г. 1 — полный объем; 2 — в скользящей опалубке; 3 — в переставных опалубках

Однако постепенно накапливавшийся опыт строительства зданий в скользящей опалубке все больше характеризовался негативным содержанием.

В большинстве случаев экономические показатели таких зданий оказывались существенно хуже аналогичных показателей полносборных зданий. Качество монолитных конструкций, и в первую очередь стен, зачастую было крайне низким, следствием чего являлись весьма высокие материальные и трудовые затраты на отделочные работы; недопустимо растягивались сроки строительства.

Все это можно продемонстрировать на примере монолитного строительства в Молдавии. В 1984 г. комиссия Госстроя МССР обследовала 21 здание из 33 строящихся в тот период в Кишиневе, и установила, что ни на одном объекте, возводившемся в скользящей опалубке, не обеспечивались непрерывность бетонирования стен, однородность и требуемое качество укладываемого бетона, а также армирование стен по проекту.

Стены этих зданий изобиловали раковинами, кавернами больших размеров, рабочими швами бетонирования, рыхлыми прослойками и т. п. (рис. 1.2). Их геометрия не соответствовала проектной, проемы имели неправильную форму. По неполным данным затраты на устранение дефектов монолитных конструкций в 1983 г. по Кишиневу составили 5 тыс. чел.-дней и 170 тыс. руб. В этом же году 68 тыс. руб. было израсходовано на дополнительные наметы при оштукатуривании стен зданий, возведенных в скользящей опалубке. Понятно, что рост объемов отделочных работ неизбежно приводил к увеличению сроков строи-



а



б



в

Рис. 1.2. а, б, в. Примеры низкого качества стен, выполненных в скользящей опалубке

тельства. Так, 16-этажные дома по ул. Дзержинского и ул. Огородной строились соответственно 54 и 57 месяцев вместо 22 и 28 по нормам. В 1,7—2 раза был превышен нормативный срок строительства 20-этажных домов.

К концу 1985 г. в Кишиневе было построено около 40 зданий повышенной этажности с применением скользящей опалубки. Их обследование комиссией Госстроя МССР, а затем более детальное лабораторией сейсмостойкости КПИ им. С. Лазо показало, что в половине из них стены имели горизонтальные и наклонные трещины, отслоение защитного слоя, смятие бетона на отдельных участках и выпучи-

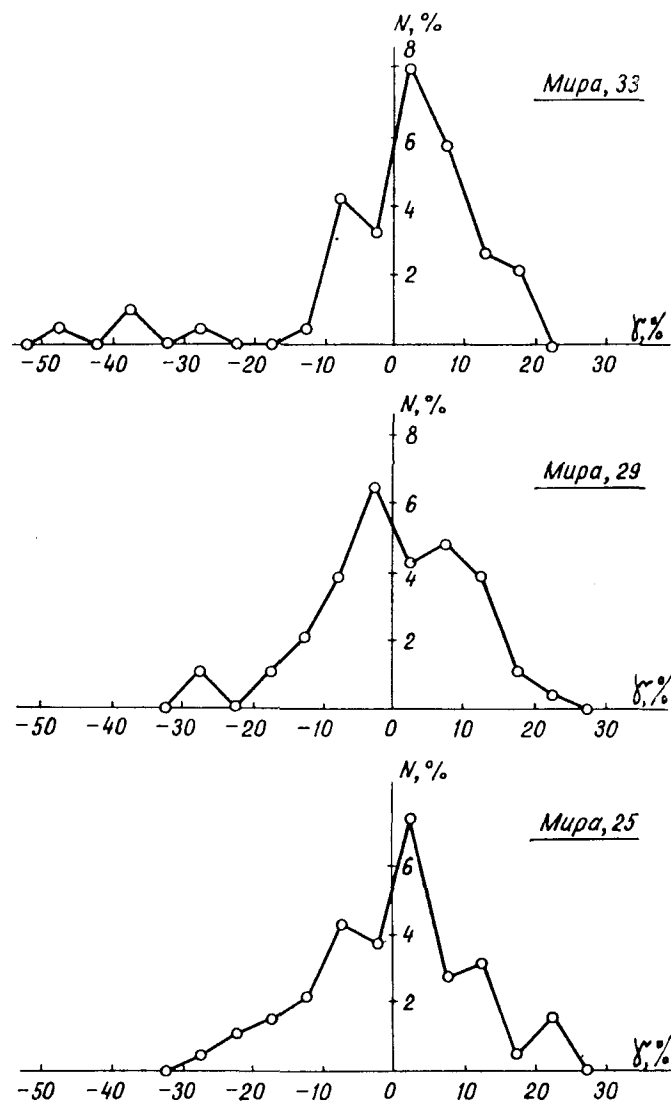


Рис. 1.3. Графики рассева плотности бетона в стенах монолитных зданий (г. Кишинев)

вание вертикальных арматурных стержней. В этих зданиях отмечалось массовое повреждение перемычек.

В некоторых случаях объем и характер повреждений

зданий обуславливали необходимость их усиления. Однако апробированных способов усиления монолитных стен к тому времени фактически не существовало, поэтому зачастую все заканчивалось косметическим ремонтом зданий, что не замедлило сказаться на их поведении при Карпатских землетрясениях 1977 и 1986 гг.

При обследовании монолитных зданий в Кишиневе помимо визуального осмотра основных конструкций было проведено инструментальное определение плотности (объемной массы) бетона стен радиоизотопным методом с помощью прибора ПГП-2. Эти испытания наглядно продемонстрировали большую неоднородность бетона по плотности, а следовательно, и по прочности в стеновых конструкциях (рис. 1.3). Даже в пределах одного участка стены (простенка) эти показатели отклонялись от среднего значения на 35—40%.

Согласно действовавшим до 1988 г. на территории МССР республиканским строительным нормам РСН 13-77 предельная величина раскрытия трещин в монолитных стенах не должна превышать 0,3 мм при длительно действующих нагрузках и 0,4 мм — при кратковременных. Фактически во многих обследованных зданиях раскрытие трещин в стенах достигало 2—5 мм.

Неутешительны были результаты анализа опыта строительства и эксплуатации монолитных зданий, возведенных в скользящей опалубке, и в других регионах страны. Поэтому в 1980 г. Министерством строительства СССР был издан приказ, в котором развитие монолитного домостроения ориентировалось преимущественно на применение переставной опалубки. Применение скользящей опалубки допускалось только при наличии в каждом конкретном случае технико-экономического обоснования нецелесообразности возведения здания в переставной опалубке.

В 1984 г. вышло постановление № 48 Совета Министров МССР «О дальнейшем совершенствовании монолитного домостроения и дополнительных мерах по развитию его производственной базы», которое также ограничивало применение скользящей опалубки в массовом монолитном домостроении.

Начиная с 1981 г. объемы строительства зданий в скользящей опалубке систематически снижались. В Молдавии, например, в 1985 г. они были доведены до нуля (см. рис. 1.1). Среди специалистов стало утверждаться мнение, что этому способу строительства монолитных зданий присущи **органические** недостатки, следствием чего и явилось низкое качество возведенных с его помощью конструкций.

Исследования, выполненные лабораторией сейсмостойкости КПИ им. С. Лазо, не позволяют согласиться с этим мнением. Эти исследования включали в себя:

- а) анализ проектов монолитных зданий;
- б) изучение состояния дела по производству бетона и его доставке на строительные объекты;
- в) выяснение соответствия проектной технологии строительства зданий реальным возможностям строительных организаций и физико-механическим свойствам применяемых материалов;
- г) выявление уровня квалификации инженерно-технического персонала, занятого в монолитном домостроении;
- д) проверку фактических условий эксплуатации монолитных зданий.

Подробное описание результатов этой большой работы невозможно в рамках настоящей книги, поэтому удовлетворимся лишь итоговым заключением. Оно гласит, что дефекты, присущие зданиям, возведенным в скользящей опалубке, являются закономерным следствием комплекса причин, куда входят неудачные проектные решения, применение недостаточно обоснованных технологий возведения зданий и строительных материалов неудовлетворительного качества, недостаточно высокий уровень квалификации ИТР и др.

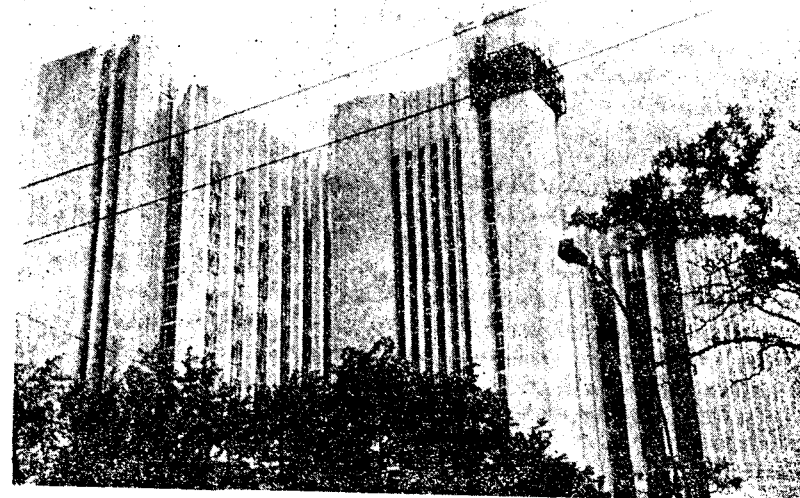
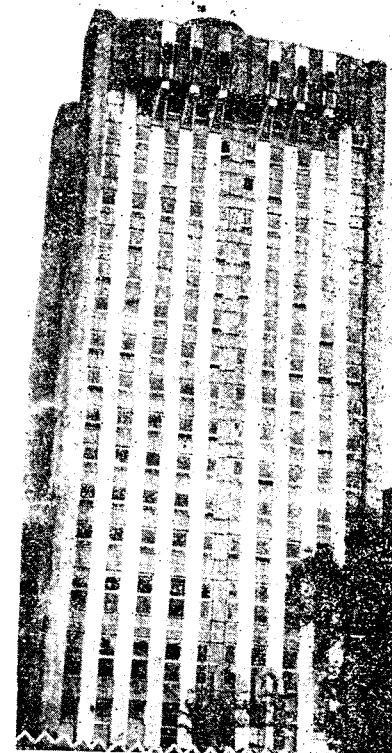
Известно, что рассматриваемый метод строительства монолитных зданий открывает большие возможности в решении задачи повышения архитектурной выразительности городских застроек. Не случайно именно этим методом возведен целый ряд монументальных зданий как в СССР, так и за рубежом (рис. 1.4). Однако постепенно эти возможности, не будучи ограниченными никакими нормативными рамками, привели к появлению проектов зданий, планы которых стали напоминать сложные лабиринты, а периметры наружных стен — кружева. В этих проектах широко применялись стены, изломанные в плане, сдвигка стен относительно разбивочных осей, висячие стены, устройство балконов и лоджий вычурной формы, совершенно не отвечающей условиям удобной эксплуатации, и т. д. Проявившаяся тенденция к неограниченному усложнению объемно-планировочных решений монолитных зданий самым пагубным образом отразилась на их экономических показателях и авторитете среди эксплуатационников.

В этой связи напомним, что советской архитектуре чужд принцип украшения, и с его проникновением в строительство (в первую очередь массовое), по мнению автора, следует активно бороться.

Следует подчеркнуть и то обстоятельство, что при осуществлении сложных проектных решений увеличивается объем строительного брака, ибо решения эти, как правило, не сопровождаются разработкой соответствующей технологии их выполнения. На это обстоятельство неоднократно обращали внимание строители.

Отсутствие органической глубоко продуманной связи между проектным решением и технологией его реализации стало распространенным явлением в рассматриваемой области домостроения. Характерным примером являются стены с большим

Рис. 1.4. Административные здания, возведенные в скользящей опалубке (г. Кишинев)



количеством узких простенков, выполнение которых в скользящей опалубке связано с очевидными трудностями. Такие простенки получаются весьма неоднородными по высоте с большим числом швов перерыва в бетонировании. В них образуются многочисленные раковины, каверны и пустоты значительных размеров, заделка которых принятыми в строительстве методами позволяет лишь на 10—15% восстановить утраченную за счет брака несущую способность простенков. Об этом свидетельствуют экспериментальные исследования, проведенные в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко под руководством А. А. Шишкина [35].

К недостаткам проектов монолитных зданий следует отнести неувязки строительных чертежей с коммуникационной ситуацией, вследствие чего в возведенных стенах приходится пробивать не предусмотренные проектом отверстия, борозды и перерезать арматуру. Проектами, как правило, не предусматривается использование подземной части зданий для размещения в них различных вспомогательных служб и учреждений с кратковременным пребыванием людей. В итоге страдает экономика, а бесконтрольные подвальные помещения затапливаются водой и превращаются в рассадники антисанитарии¹.

При возведении зданий на просадочных грунтах (что характерно для Молдавии) длительное затопление бесхозных подвалов водой неизбежно приводит к возникновению дополнительных, зачастую весьма существенных напряжений в несущих конструкциях. В результате многие из них получают повреждения в виде различно ориентированных трещин, отслоения бетона и выпучивания арматуры. Помимо этого насыщение грунтов основания водой из различных коммуникаций изменяет микросейсмичность данной территории, повышая ее балльность.

Серьезной критики заслуживают применявшиеся в проектах монолитных зданий рассматриваемого типа приемы армирования их основных конструкций (стен, перекрытий). По данным Госстроя МССР количество марок арматурных изделий в жилых домах достигает 170—204, а в здании Совета колхозов — 407. Понятно, что между таким многообразием арматурных изделий и фактами непроектного армирования конструкций имеется прямая связь.

Объективность требует заметить, что проекты монолитных зданий, предусматривавшие использование скользящей опалубки, разрабатывались в условиях крайне скупой обеспеченности нормативной и специальной литературой. В

¹ Это замечание справедливо и для зданий, возводимых в переставной опалубке.

СНиПе по сейсмостойкому строительству даже нет раздела, посвященного монолитным зданиям, хотя такие разделы имеются для каменных, крупнопанельных и каркасных зданий. А ведь последняя редакция СНиП выполнялась, когда уже был накоплен определенный опыт монолитного домостроения, в том числе в сейсмических районах.

Осязаемый ущерб авторитету скользящей опалубки нанесло форсированное, без проведения необходимых технологических исследований, внедрение в практику строительства монолитных зданий керамзитобетона. Стены из него характеризовались повышенной неоднородностью и многочисленными рыхлыми прослойками, возникавшими вследствие «всплытия» крупных фракций заполнителя.

Широкое применение керамзитобетона без должных технологических ограничений было усугублено нарушением сущности идеи применения скользящей опалубки, заключающейся в ее непрерывном скольжении. На практике бетонирование стен велось ярусами при стоящей опалубке. После бетонирования очередного яруса опалубка поднималась, при этом происходил «срыв» уложенного слоя керамзитобетона, так как его вес был меньше равнодействующей сил трения, возникавших между бетоном и стенками опалубки. В итоге рыхлые прослойки и «рабочие швы» бетонирования стали отличительным признаком стен, возведенных в скользящей опалубке. Под влиянием вертикальной нагрузки в этих местах происходило смятие бетона, его выкрашивание, выпучивание вертикальной арматуры и даже домкратных стержней. В результате здания зачастую оказывались в состоянии, требующем оперативного усиления их стен.

Определенную лепту в формирование негативного мнения о способе возведения зданий в скользящей опалубке внес общий недостаточно высокий уровень культуры строительства, проявившийся в рассматриваемом случае в несоблюдении рабочих параметров бетонной смеси, нарушении ритмичности ее доставки, изготовлении в зимнее время бетона без противоморозных добавок, применении несовершенных способов укладки и уплотнения бетона и т. п.

В целом получившая распространение технология возведения зданий в скользящей опалубке не соответствовала самой идее этого метода строительства и в значительной мере явилась причиной его дискредитации. Этому же способствовало отсутствие своевременно разработанных удачных решений по устройству перекрытий в таких зданиях, насыщению их крупноразмерными перегородками, эстетическому оформлению фасадов и пр.

Суммируя результаты изучения отечественной истории строительства монолитных зданий в скользящей опалубке, приходится констатировать, что интенсивное внедрение этого метода возведения зданий не было должным образом подготовлено соответствующими технико-экономическими исследованиями и проектными изысканиями.

Между тем имеются данные, свидетельствующие о том, что скользящая опалубка может успешно применяться при строительстве зданий и различных сооружений.

В нашей стране скользящая опалубка получила признание при возведении специальных высотных железобетонных сооружений — башенных копров, силосов, элеваторов, угольных и водонапорных башен, промышленных труб и т. п. [57]. Хорошего качества бетонирования стен зданий зачастую удавалось достичь при выполнении их из тяжелого литого бетона. О возможности использования скользящей опалубки при строительстве зданий повышенной этажности свидетельствует опыт зарубежного монолитного домостроения.

Своеобразной разновидностью рассматриваемого способа возведения стен является строительство зданий в мелкощитовой переставной опалубке. В основу технологии этого способа положен принцип поярусного бетонирования стен [118]. Подъем опалубочной системы для бетонирования нового яруса стен осуществляется в данном случае электромеханическими подъемниками. Этим способом в Кишиневе были возведены 16—20-этажные жилые здания (рис. 1.5). Их стены характеризовались довольно высоким качеством.

Не оспаривается целесообразность применения скользящей опалубки для возведения лифтово-лестничных шахт зданий повышенной этажности.

Все сказанное позволяет сделать вывод, что теперь, когда монолитное домостроение прочно заняло место среди ведущих видов строительства, имеет смысл вернуться к планомерной разработке технических условий применения скользящей опалубки, определив эффективную область ее использования.

Строительство зданий в переставных опалубках

Первый в стране монолитный дом в переставной опалубке построен в Кишиневе в 1972 г. С этого момента началось активное развитие этого метода возведения зданий как обычной, так и повышенной этажности.



Рис. 1.5. 20-этажное здание, возведенное в мелкощитовой опалубке

В течение довольно короткого промежутка времени в различных регионах были разработаны разнообразные типы переставной опалубки: тоннельной, объемно-переставной и крупнощитовой. В Молдавии, например, применялась трехсекционная объемно-блочная опалубка, позволявшая извлекать ее блоки не на фасад, а через оставляемый проем в монолитном перекрытии. Это давало возможность наружные стены выполнять монолитными.

В Казахстане В. А. Загородневым разработана конструкция блочно-щитовой опалубки, при применении которой бетонируют сначала перекрытия, а затем стены [75]. В Кишиневе при строительстве 22-этажной гостиницы и 16-этажного жилого дома использовалась блочно-щитовая опалубка (рис. 1.6) [119]. В Сочи при строительстве санаторных

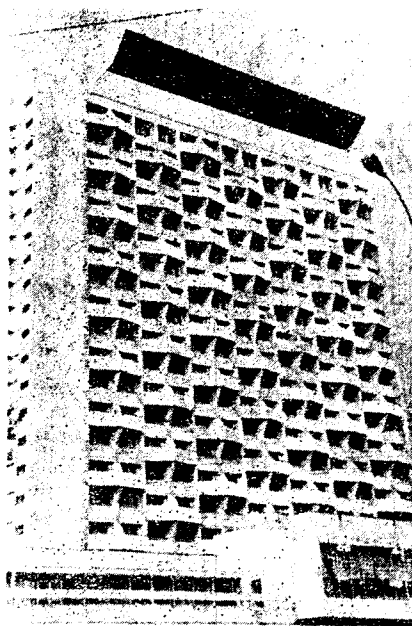


Рис. 1.6. Монолитное здание гостиницы в г. Кишиневе

корпусов широко применялась тоннельная опалубка. В Ленинграде на пл. Победы возведены два 22-этажных жилых дома в объемно-переставной тоннельной опалубке двух типов: квартирной и коридорной. В переставных опалубках различной конструкции возведен ряд зданий повышенной этажности в Минске, Москве, Баку и др. городах.

Последствия многообразия переставных опалубок были двояки. С одной стороны, в известной степени сдержива-

лись темпы развития монолитного строительства и ухудшились его экономические показатели, с другой — в короткий срок выявлялись достоинства и недостатки различных конструкций опалубки. Обобщение и анализ результатов этого опыта привели к созданию унифицированной системы переставных опалубок «Гражданстрой», предназначенной для возведения монолитных зданий с модульной сеткой, кратной 3М, высотой этажа 2,8; 3,0; 3,3; 3,6 и 4,2 м и шагом поперечных стен 2,4÷7,2 м. В таких зданиях внутренние стены выполняются монолитными, а наружные и перекрытия — монолитными, сборно-монолитными или сборными. Толщина стен с 12 до 50 см, перекрытий — с 12 до 22 см.

Система «Гражданстрой» включает в себя крупнощитовую опалубку внутренних, наружных стен и перекрытий, мелкощитовую опалубку стен, блочную опалубку стен и лифтовых шахт, объемно-переставную опалубку, автономную систему термообработки, приобъектный полигон, комплект механизмов и оборудования. Каркасы опалубочных щитов и несущих элементов выполняются из гнутых швеллеров и уголков, а формирующие поверхности — из металлического листа толщиной 4 мм. При привязке опалубки к конкретному объекту допускается проектирование и изготовление нестандартных элементов опалубки в объеме до 10% ее веса.

С момента утверждения и ввода в действие системы опалубок «Гражданстрой» изготовление разработанных ранее типов опалубки было запрещено. Перевод отечественного монолитного домостроения на опалубочную систему «Гражданстрой» позволил облегчить организацию и производство строительных работ, открыл возможность для применения ЭВМ в решении ряда оперативных задач, уменьшил зависимость архитектурно-планировочного формообразования зданий от конструкции и параметров опалубки. Стало возможным создание специализированных баз для изготовления комплектов унифицированной опалубки и ее ремонта.

Массовое обследование зданий, возведенных в переставных опалубках, показало, что качество монолитных конструкций, в первую очередь стен, в большинстве случаев удовлетворяет современным требованиям. К сожалению, сегодня пока еще не получили достаточного распространения способы отделки фасадов монолитных зданий с помощью высококачественных белых цементов, стойких красителей и пластмассовых матриц, позволяющих получать различные рисунки бетонных поверхностей [13].

В последние годы в практику монолитного домостроения с использованием переставной опалубки был внедрен способ раздельного бетонирования стен (рис. 1.7), позволяющий существенно сократить объем применяемой на строительстве опалубки и общие трудозатраты.

В современных монолитных зданиях довольно широко применяются сборные железобетонные конструкции. Это плиты-«скорлупы» для сборно-монолитных наружных стен и перекрытий, играющие роль оставляемой опалубки, блоки и панели наружных стен, плиты сборных перекрытий, перегородки, лестничные марши и пр. Благодаря этому степень монолитности зданий в известной мере снижается. Возникает потребность в тщательном изучении работы стыков и сопряжений монолитных и сборных элементов в различных силовых ситуациях. В этом направлении большая работа проведена в ЦНИИЭПжилища [7; 9; 64; 69; 70; 82] и ряде проектных институтов страны.

Опыт возведения зданий в переставной опалубке в течение 15 лет показал, что этот метод все увереннее занимает ведущее место в монолитном домостроении, причем из числа различных модификаций переставных опалубок наибольшее признание среди строителей получила крупнощитовая.

К настоящему времени в различных городах страны этим методом возведены сотни зданий. Только в Кишиневе

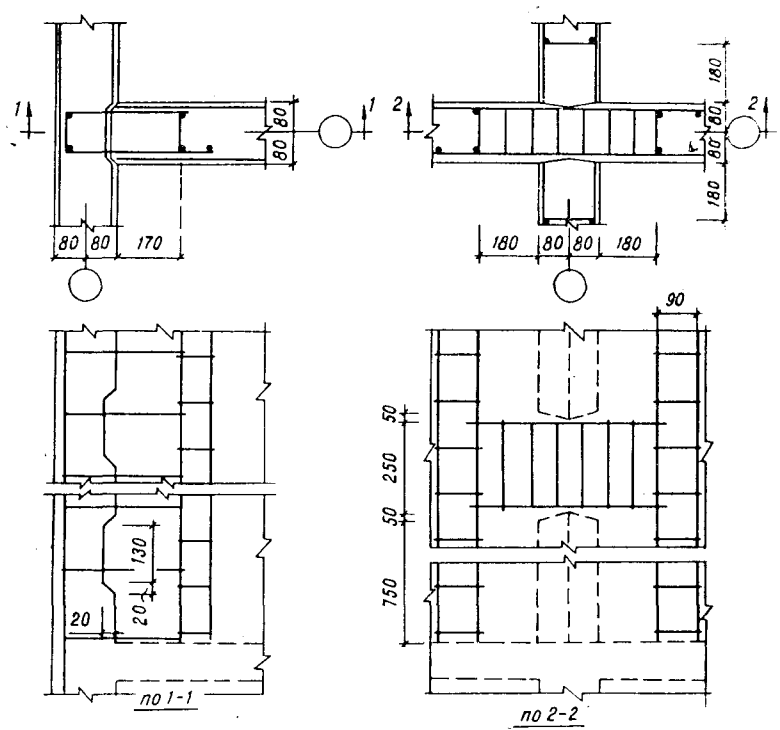


Рис. 1.7. Сопряжение стен в 18-этажном жилом доме при их раздельном бетонировании (г. Пятигорск)

с использованием переставных опалубок построено около 100 зданий высотой от 9 до 24 этажей. Их появление позволило кардинально улучшить архитектурную выразительность городской застройки столицы Молдавии.

Основные направления в развитии монолитного домостроения

Если в начальный период развития монолитное строительство рассматривалось как средство придания разнообразия городской застройке, то сейчас оно перерастает в подотрасль строительства, активно участвующую в выполнении крупной социальной программы партии — обеспечении к 2000 г. каждой советской семьи отдельной квартирой или собственным домом [58].

Планируемое резкое увеличение (в 10—20 раз по сравнению с существующим уровнем) объемов монолитного домостроения обуславливает необходимость перехода от возведения отдельных зданий к строительству целых комплексов и микрорайонов. В этой связи возникает ряд проблем, одна из которых — опасность проникновения в монолитное домостроение типового стереотипа, «тиражирования» индивидуальных проектов. Средством предотвращения этой опасности является разработка унифицированной системы опалубок «Гражданстрой» и типовых решений узлов, сопряжений и отдельных конструкций монолитных зданий, широкое использование современных средств отделки их фасадов, использование принципа комплексности в застройке и т. п.

В 1987 г. Госстрой СССР совместно с Госгражданстроем, Союзом архитекторов СССР и Центральным правлением НТО стройиндустрии провел Всесоюзный конкурс на разработку проектных предложений по жилым комплексам на 3—5 тыс. человек для городского строительства из монолитного бетона. Основное назначение этого конкурса — уйти от проторенных троп многократного применения того или иного удачного архитектурного приема. Эта задача не была решена полностью, однако некоторые конкурсанные проекты все же отличались свежестью подхода к проектированию разнообразных комплексов [81].

Для накопленного опыта монолитного домостроения характерно увлечение зданиями высотой 16, 20, 25 этажей. Между тем известно, что проживание людей в таких высоких зданиях связано с реальными неудобствами и психологическим дискомфортом [65]. В будущем предполагается, что наиболее массовыми в городском строительстве станут 9—10-этажные дома [59]. Монолитные здания более высокой этажности целесообразно предназначать для административных учреждений, гостиниц и т. п.

Планируемый подъем монолитного строительства требует проведения серьезных исследований, направленных на совершенствование технологии возведения монолитных зданий при условии возможно полной механизации опалубочных, арматурных, отделочных работ и существенного повышения общего уровня качества этого вида строительства. Остро ощущается необходимость в совершенствовании методов расчета и конструирования монолитных зданий при эксплуатации их в различных условиях (над горными выработками, на просадочных грунтах, в сейсмических районах и пр.).

Эти и другие задачи, стоящие перед массовым индус-

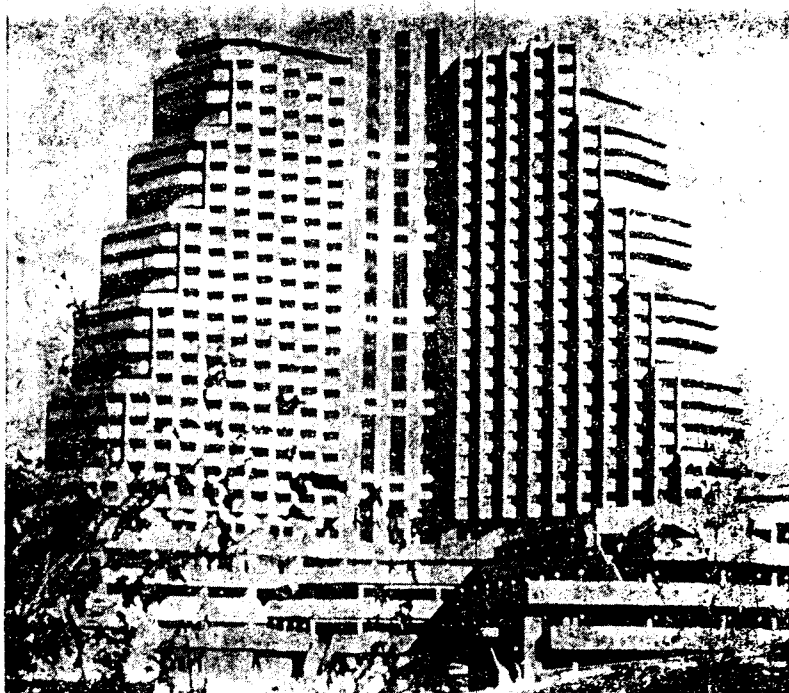


Рис. 1.8. Гостиничный комплекс Дугомыс (г. Сочи), возведенный из монолитного железобетона югославской фирмой «Маврово»

триальным монолитным строительством, нашли отражение в разработанной Госстроем СССР программе «Монолит-90». Ее реализации в значительной мере должно способствовать создание союзного научно-проектно-строительного объединения монолитного домостроения НПСО «Монолит». В основных регионах, где развивается этот вид строительства, также созданы аналогичные республиканские объединения и специализированные строительные организации. Своеобразной базовой школой монолитного строительства стало созданное в Вильнюсе специализированное управление УМС. Совершенствованию этого вида домостроения способствует проведение соответствующих семинаров по обмену опытом, конференций, изучение опыта работы зарубежных строительных фирм, в том числе возводящих монолитные здания на территории СССР (рис. 1.8).

В 1987 г. в Вильнюсе состоялось Всесоюзное совещание «Индустриальные методы монолитного домостроения», на котором был дан довольно глубокий анализ двадцатилетнему опыту строительства монолитных зданий у нас в стране [122].

До недавнего времени считалось, что сфера применения монолитного бетона — это здания повышенной этажности. В последние годы монолитный железобетон успешно применяется в сельском строительстве с использованием местных материалов для приготовления бетона [3; 20; 58; 113; 126]. В XII пятилетке в сельской местности планируется построить из монолитного бетона здания общей площадью 5 млн. м².

1.3. МОНОЛИТНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО ЗА РУБЕЖОМ

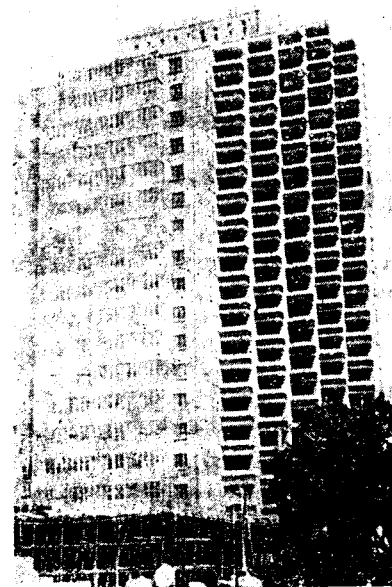
Монолитные здания и сооружения возводятся в подавляющем большинстве стран. Во многих из них монолитное домостроение заняло ведущее место в строительстве. По данным ЦНИИОМТП Госстроя СССР в США и ряде европейских капиталистических стран доля монолитного бетона и железобетона в общем объеме применяемых строительных материалов составляет 60—70%. В 1980 г. объем монолитного домостроения в жилищно-гражданском строительстве Румынии, Болгарии, Венгрии и Польши достиг соответственно 50, 33, 18 и 16%. Во Франции, ФРГ, Италии, США и Испании удельный вес монолитного строительства колеблется в пределах 20—50%. В столице Китая — Пекине около 85% зданий (в основном высотой 16—25 этажей) возводятся из монолитного железобетона (рис. 1.9).

В зарубежном строительстве монолитных зданий применяются различные системы опалубки: скользящая, самоподъемная, объемно-переставная, мелкощитовая и крупнощитовая.

Скользкая опалубка впервые была применена в 1903 г. в США для возведения силосных башен. С тех пор как конструкция самой опалубки, так и технология ее использования претерпели существенные изменения. Первоначально подъем опалубки осуществлялся по стойкам с помощью кривошипных механизмов с ручным приводом. Позже появились гидравлические подъемные устройства,



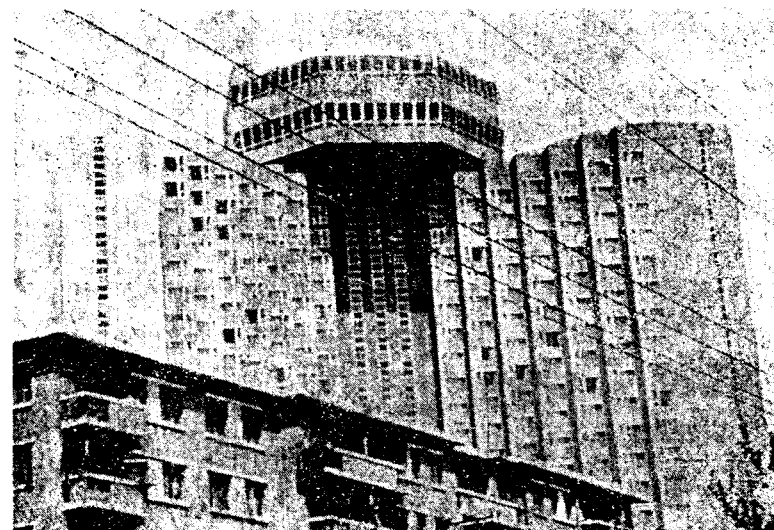
а



б

а в ряде случаев и пневматические. Расширилась и область применения скользящей опалубки. Во Франции, США, Китае, Австралии, Румынии, ГДР, Венгрии, Польше и многих других странах она широко применяется для возведения как различных инженерных сооружений, так и для зданий повышенной этажности. Примером таких зданий являются жилые дома архитектора Э. Айо в Париже, 25-этажная панорамная башня в Лионе [51], жилые и общественные здания с различными объемно-планировочными решениями в Пекине, 38-этажное здание «Отель Берлин», университет в Лейпциге высотой 140 м и др.

С помощью скользящей опалубки возведены гостиницы высотой 90 м в городе Карл-Маркс-Штадт, научно-иссле-



в

Рис. 1.9. а, б, в. Монолитные здания в Пекине.

довательский институт в Йене, 17—23-этажные дома в г. Печ (Венгрия), 8—18-этажные здания в Болгарии и др. В Польше разработана своеобразная технология применения скользящей опалубки — «Слицг Ров» [12]. В большинстве случаев за рубежом при возведении зданий в скользящей опалубке перекрытия выполняются монолитными.

Широко используется скользящая опалубка в зданиях комбинированного технологического решения для возведения лифтово-лестничных шахт, отдельных пилонов и др. ядер жесткости. Примерами могут служить здание «Мен Монпарнас» высотой 200 м в Париже, 47-этажный жилой дом в Кельне, здание гостиницы в Пекине (рис. 1.10) и др.

Своеобразной модификацией скользящей опалубки является **самоподъемная опалубка**, создание которой было вызвано необходимостью возведения зданий переменного по высоте сечения [26].

При использовании скользящей опалубки за рубежом особое внимание уделяют получению гладкой и ровной поверхности стен, требующей минимальной обработки. Как правило, фасадные поверхности таких стен не оштукатуривают, а подвергают шпаклевке и окраске кремнеорганическими красителями либо используют синтетическое покрытие.

Объемно-переставная опалубка применяется во Фран-



Рис. 1.10. Здание отеля в Пекине

ции, Англии, Югославии и др. странах для бетонирования стен и перекрытий зданий.

Наибольшее распространение получила *тоннельная опалубка* французской фирмы «Утинор». Ее вариацией является опалубка «Батиментал». На ее основе венгерские специалисты разработали опалубку «ПЭВА» [51].

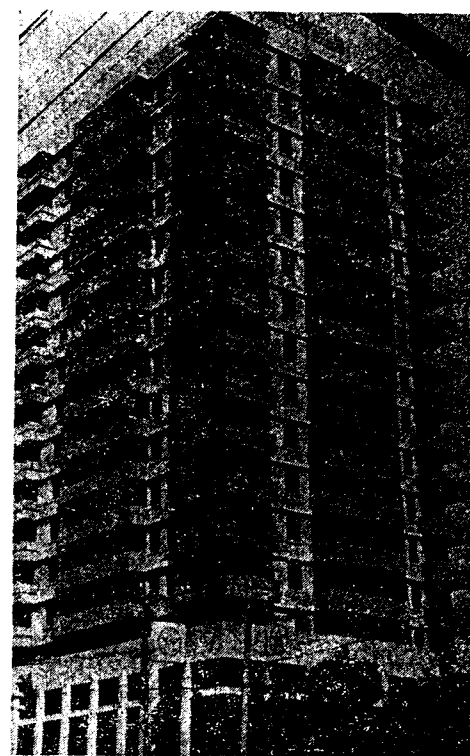
Сфера применения тоннельной опалубки ограничивается тем, что наружные стены зданий можно выполнять только после ее извлечения. По этой причине их приходится делать сборными самонесущими. В связи с этим

использование тоннельной опалубки наиболее эффективно в южных районах при строительстве спальных корпусов санаториев, туристических комплексов и т. п. Однако в ряде случаев опалубка этого типа успешно применяется при строительстве зданий и в неблагоприятных климатических условиях. Так, за 75 рабочих недель с помощью 10 комплектов опалубки «Утинор» были возведены 3 корпуса отеля на 300 номеров в Лондоне со стенами и перекрытиями толщиной соответственно 140 и 150 мм [122].

Заметим, что тоннельной опалубке присуща самая низкая трудоемкость работ, однако невысоки и ее формообразующие возможности. Используя тоннельную опалубку, фактически можно получить два типа ячеек в плане — прямоугольную и трапецевидную. Из последних есть возможность компоновать здания с криволинейными очертаниями в плане.

Мелкощитовая опалубка имеет относительно небольшое распространение в монолитном домостроении. Применяется она в основном для выполнения сложных конструктивных форм. Примером мелкощитовой опалубки является английско-польская система «Asgrow-ZREMB», используемая для устройств фундаментов, наружных и внутренних стен зда-

Рис. 1.11. Жилой дом с крупнопанельными наружными стенами (КНР)



ний, а также для возведения различных инженерных сооружений [84].

Крупнощитовая опалубка получила широкое применение практически во всех странах, ведущих монолитное строительство. Опалубка этого типа обладает наибольшими формообразующими возможностями, поскольку в ее комплект обычно входят щиты различных размеров, причем при необходимости они могут быть не только плоскими, но и выпукло-вогнутыми или складчатыми. Чаше щиты опалубки выполняются из высококачественной фанеры с пластмассовым покрытием. Их жесткость обеспечивается ребрами из специальных профилей. Такие щиты могут использоваться до 40—50 раз.

В США, Китае, Франции и некоторых других странах наряду с опалубкой из фанеры широко применяют стальную щитовую опалубку. В мире разработано довольно много систем крупнощитовой опалубки: датской фирмы «СКЭНФОРМ», «Универсал» филиала НИСИ в Пловдиве, западно-германская «Ниппевеск», польская система WU и многие другие.

При использовании крупнощитовой опалубки перекрытия выполняются как сборными, так и монолитными, а наружные стены — в большинстве случаев — из сборных крупноразмерных панелей (рис. 1.11). Последнее обстоятельство естественно уменьшает формообразующие возможности монолитного домостроения.

В зарубежном монолитном домостроении широко используется *тяжелый бетон*. Это способствует достижению высокого качества поверхностей монолитных конструкций,

особенно при использовании скользящей опалубки. В Венгрии применяется тяжелый бетон, инертная часть которого представлена только крупным заполнителем. Такой бетон особенно эффективен в малоэтажном строительстве.

За рубежом бетон для монолитных зданий изготавливается как централизованно на заводах, так и на объектных установках. В первом случае доставка бетона к объектам, как правило, осуществляется специальными автобетоновозами. Во втором случае объектные бетоно-смесительные установки снабжены емкостями для цемента, инертных, пластификатора и воды, а также соответствующими дозаторами. Существуют бетоносмесительные установки с автоматизированной системой приготовления бетона, учитывающей исходную влажность заполнителя, заданную подвижность смеси и т. п.

В последние годы большинство зарубежных специалистов склоняются к мнению о большей целесообразности приготовления бетона на объектных смесительных установках, особенно при строительстве в крупных городах с напряженным внутригородским движением. Объектное приготовление бетона позволяет обеспечивать стройку бетоном строго по графику и требуемого качества. Этого принципа придерживаются, в частности, строители Пекина, где в настоящее время одновременно возводится около 80 высотных монолитных зданий (рис. 1.12).

В зарубежном монолитном домостроении для подачи бетона к месту укладки широко используют бетононасосы. При возведении 42-этажного дома во Франкфурте-на-Майне бетонная смесь подавалась с их помощью на высоту свыше 160 м. Рекордная высота подачи бетонной смеси бетононасосами — 314 м — достигнута при строительстве 75-этажного здания «Texas Commerce Tower» в США (г. Хьюстон). Применение бетононасосов требует обеспечения высокой подвижности бетонных смесей, с этой целью в их состав вводят суперпластифицирующие добавки, позволяющие без дополнительного количества воды и без ущерба для прочностных свойств бетона достигать высокой пластичности и удобоукладываемости бетонной смеси.

В большинстве стран в монолитном домостроении различают два направления. Одно из них охватывает строительство ординарных жилых и общественных зданий, другое — возведение зданий уникальных.

Конструктивно-технологические решения ординарных зданий подчинены принципу достижения оптимальных экономических показателей. Архитектурная выразительность



Рис. 1.12. Возведение монолитного здания в Пекине

таких зданий достигается выбором рельефного композиционного решения, использованием балконов и лоджий, цветовой отделкой фасадов. Но этим фасадам не придают вычурные формы с закруглениями, впадинами и надуманными изломами стен в плане, не отвечающими назначению здания. В этом отношении удачные примеры можно найти в массовом монолитном домостроении Пекина. Это дома-«трилистники», здания со сдвинутыми блок-секциями (см. рис. 1.11, 1.12) и др.

Уникальные здания, обычно большой высоты, чаще всего отличаются сложными объемно-планировочными решениями, широко использующими высокую пластику формообразующих возможностей монолитного бетона. Примером таких зданий может служить 195-метровой высоты здание «Лейк-Пойнт-Тафер», 50-этажный жилой дом высотой 217,5 м в Хьюстоне, 200-метровое здание «Мен Монпарнас» в Париже, 66-этажное здание «Metropolitan Tower» высотой 218 м в Нью-Йорке (рис. 1.13), ряд отелей в Пекине (рис. 1.14), административное здание в Окленде (Новая Зеландия) и др.

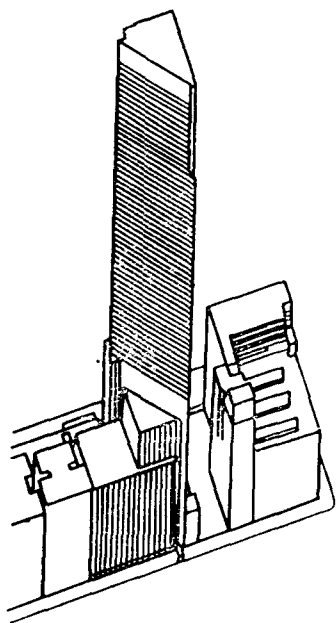


Рис. 1.13. 66-этажное здание «Metropolitan Tower» 1861

Уникальным среди уникальных является проект 400-этажного административного здания высотой 1600 м, разработанный фирмой «CBM Engineers» для Хьюстона (США, штат Техас) [90]. Здание имеет ступенчато-пирамидальную форму (рис. 1.15) и представляет многосекционную коробчатую конструктивную систему из монолитных железобетонных наружных и внутренних стен. Перекрытия запроектированы из перекрестно-ребристых плит. Толщина монолитной фундаментной плиты под здание составляет 550 см. Расчетный анализ показал, что выбор описанной

конструктивной схемы в монолитном железобетоне вместо традиционного каркасного решения из стали позволил существенно повысить общую жесткость здания и улучшить его динамические характеристики. Повысились и его огнезащитные свойства. В целом расчетная стоимость железобетонного здания оказалась ниже, чем стального каркасного.

В рамках объема данной книги невозможно с достаточной полнотой осветить многогранный зарубежный опыт монолитного домостроения со всеми его положительными и отрицательными аспектами. Поэтому выделим его наиболее характерные стороны.

Прежде всего — это высокое качество поверхностей монолитных стен и перекрытий. Как правило, они не нуждаются в какой-либо доработке, за исключением локальной шпаклевки, и после удаления опалубки готовы для покраски или наклейки обоев. Достигается это тщательной подготовкой поверхности опалубки к бетонированию и применением высокопластичных бетонных смесей. Этому же способствуют повышенная жесткость опалубочных щитов, тщательная установка их с помощью геодезических инструментов и надежное крепление. Достижению высокого качества монолитных конструкций подчинена вся технология возведения здания.

Второй характерной чертой зарубежного монолитного домостроения является довольно высокая скорость строительства — этаж здания за 3—5 рабочих дней. В Испании, вблизи г. Валенсия за 12 месяцев построен учебный комплекс на 5 тыс. студентов. В его составе 45 зданий и актовый зал на 5100 человек из монолитного преднапряженного железобетона. Достижению общих сжатых сроков строительства в значительной мере способствует сведение к минимуму работ по устранению дефектов бетонирования монолитных конструкций.

Арматурное насыщение монолитных зданий (особенно при возведении в сейсмических районах) в большинстве случаев выше, чем в зданиях, возводимых в СССР. Как нам представляется, это далеко не всегда оправдано, о чем будет сказано в последующих разделах книги.

Во многих странах для монолитного домостроения раз-

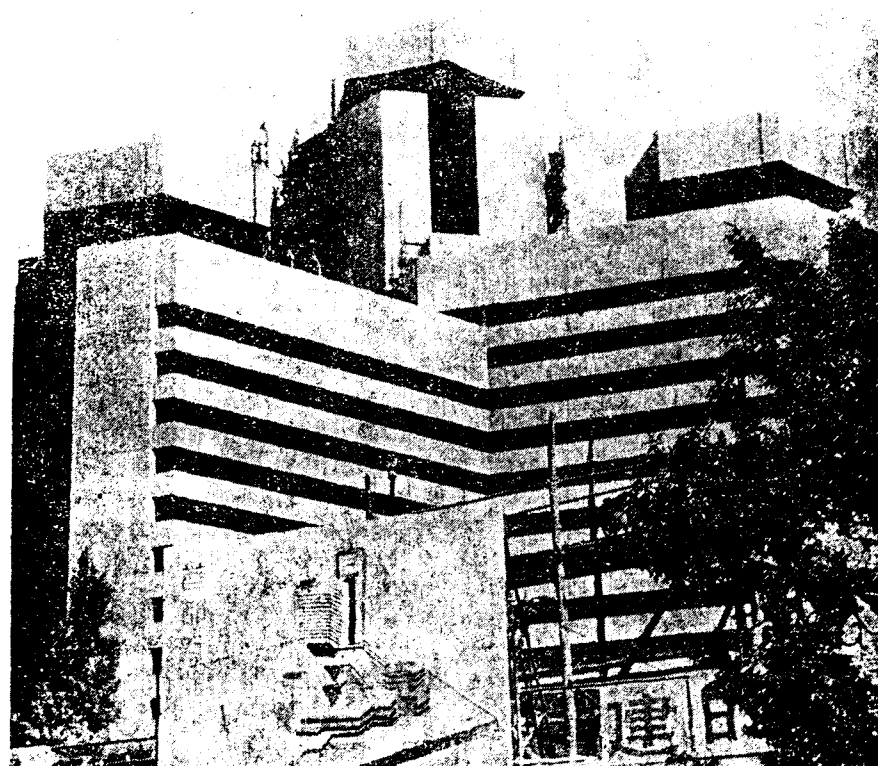


Рис. 1.14. Монолитное здание отеля в Пекине

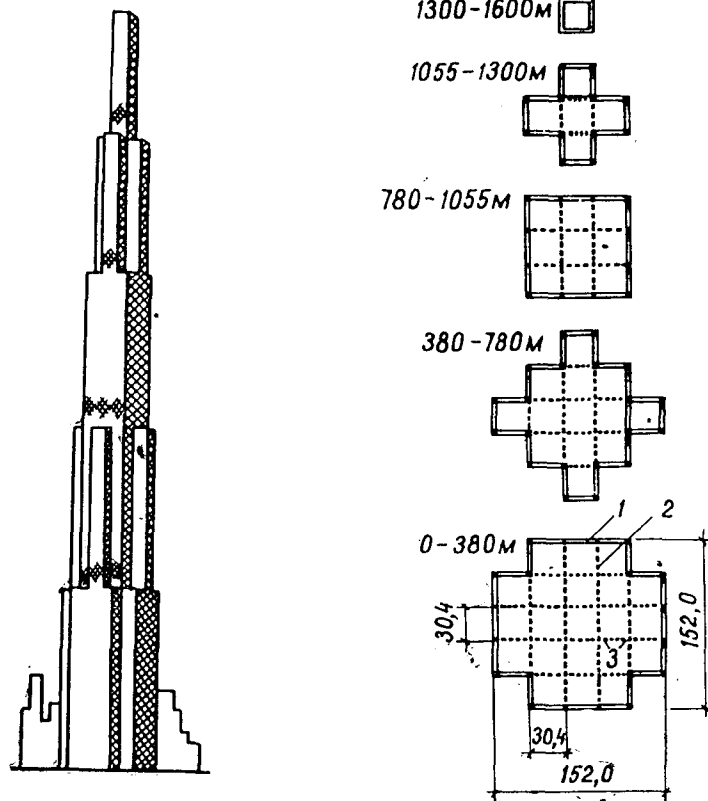


Рис. 1.15. Общий вид и планы административного здания высотой 1600 м [90]

работано специальное оборудование. Так, в Италии и Бельгии монолитные здания возводят по технологическому методу «Домус-80», основанному на использовании комплекса специального подъемного, самоперемещающегося и монтажного оборудования для переставной металлической опалубки. Фирма «Ота кэнсецу» (Япония) разработала автоматизированную систему управления процессом виброуплотнения бетонной смеси, укладываемой в монолитные конструкции. Система включает в себя высокочувствительные контактные датчики, управляющие вибраторами [19].

Для зарубежного опыта характерно строительство монолитных зданий специализированными фирмами.

1.4. ДОСТОИНСТВА, НЕДОСТАТКИ И РАЦИОНАЛЬНАЯ ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ МОНОЛИТНОГО ДОМОСТРОЕНИЯ

Как известно, эффективность любого конструктивного или технологического решения в значительной мере зависит от правильности определения рациональной области его применения. В свою очередь границы этой области определяются достоинствами и недостатками данной конструкции или метода строительства.

К основным достоинствам монолитных зданий относится высокая надежность в сложных условиях эксплуатации (над горными выработками, на просадочных грунтах, в зонах высокой сейсмичности и т. п.), достигаемая за счет взаимодействия всех конструкций таких зданий при различных силовых воздействиях. Еще в ранних учебниках по железобетону отмечалось, что монолитный железобетон «хорошо сопротивляется динамическим нагрузкам и сотрясениям» [54]. Способность монолитного железобетона принимать любые архитектурные формы позволяет с его помощью воплощать разнообразные выразительные объемно-планировочные решения зданий и сооружений.

Монолитный железобетон в условиях растущего дефицита селитебной территории стал средством решения задачи по повышению этажности городской застройки (прежде всего в сейсмических районах).

Организация монолитного домостроения, по сравнению с полносборным строительством, требует на 40—45% меньше капитальных вложений. По сравнению с кирпичным монолитное строительство характеризуется на 25—35% меньшими энергозатратами, на 25—30% — трудозатратами, на 10—25% — продолжительностью строительства и на 10% меньшей стоимостью [110].

Приведем выдержку из работы [12]: «Анализ строительства 22-этажного дома из монолитного железобетона, проведенный институтом Ленпроект (по сравнению с кирпично-панельным зданием такой же этажности гостиницы «Советская»), показал, что дом из монолитного железобетона предпочтительнее по ряду основных показателей: повышена жесткость и огнестойкость здания, уменьшена звукопроводность, улучшена поверхность элементов, трудозатраты сокращены почти на 14%, а общий расход металла на армирование — на 39%». В монолитном строительстве более эффективно используются производственные фонды, чем в крупнопанельном: фондовооруженность ниже на 17—20% [12].

Вновь обращаясь к ранним учебникам по железобетону [44, 54, 78], читаем, что недостатками монолитного железобетона являются необходимость устройства опалубки, связанная с большим расходом леса и рабочей силы, трудности индустриализации монолитного строительства, сезонность работ, большие сроки возведения сооружений, обусловленные потребностью выдерживания бетона без нагрузки до приобретения им определенной прочности, и наконец — большой собственный вес.

За последние 20—30 лет произошло изменение взглядов на достоинства и недостатки монолитного железобетона. Монолитное домостроение стало индустриальной формой строительства. Применение инвентарной многократно обрабатываемой опалубки избавило монолитный железобетон от безвозвратных потерь леса на опалубку.

Определенные успехи достигнуты и в сокращении сроков возведения монолитных сооружений за счет рациональной организации строительства, применения ускорителей твердения бетона и т. п. Применение специальных добавок для бетона и современных способов его термообработки уменьшило роль такого фактора, как сезонность работ. Отечественный опыт монолитного домостроения знает немало примеров того, когда 11—14-этажные дома строились и вводились в эксплуатацию за 8—10 месяцев.

Длительное время серьезной преградой на пути распространения железобетона в жилищном и общественном строительстве являлся его большой собственный вес и связанная с ним повышенная теплопроводность. В последнее время тяжелый бетон в ряде случаев успешно заменяется конструктивным легким бетоном. В этой же связи заслуживает внимания опыт возведения двухслойных наружных стен зданий из тяжелого бетона с наружным утепляющим слоем из легких материалов типа пенополистирола. Поверхность такого утепляющего слоя покрывается стойким цветным защитным покрытием (рис. 1.16).

Из сказанного следует, что с течением времени монолитный железобетон в значительной мере освободился от недостатков, присущих ему первоначально. Однако было бы ошибкой заключить, что монолитное домостроение является универсальным методом возведения зданий, стоящим вне конкуренции среди развитых форм современного строительства.

Особенностями монолитного домостроения по сравнению с сборным являются необходимость более тщательной организации строительного процесса, более высокий расход рабочей силы в сфере строительства, высокий



Рис. 1.16. Здание с наружными стенами, обклеенными плитным утеплителем (опыт кишиневского треста «Монолитстрой»).

уровень квалификации рабочих и усложнение работ при отрицательных температурах воздуха. Во многих случаях качество поверхностей монолитных конструкций пока еще получается низким, что влечет за собой большие дополнительные расходы на отделочные работы и резко удлиняет сроки строительства.

Наиболее эффективно возведение из монолитного железобетона зданий повышенной этажности, причем преимущественно в южных районах страны и в сложных гидрогеологических и геофизических условиях. При комплексной застройке сельских районов индустриальное монолитное строительство целесообразно и при возведении малоэтажных зданий.

Пока в монолитном домостроении имеется ряд недостатков и большие резервы повышения его эффективности. Об этом говорится в постановлении Совета Министров СССР «О мерах по развитию индустриального монолитного домостроения» (сентябрь, 1987). В этом постановлении намечен комплекс мероприятий, реализация которых позволит поднять монолитное домостроение на более высокий технический уровень.

1.5. ПОВЕДЕНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

До недавнего времени информацию о поведении монолитных зданий при сильных землетрясениях составляли единичные случаи [88]. В 1977 и 1986 гг. произошли Карпатские землетрясения, охватившие районы интенсивного монолитного домостроения.

Землетрясение 1977 г. в Кишиневе ощущалось силой 6—7 баллов. К этому времени в столице Молдавии было построено 18 монолитных зданий высотой от 9 до 20 этажей и 10 находилось в стадии строительства. Основная масса монолитных зданий выдержала это землетрясение без повреждений несущих конструкций. Однако в 6 домах фиксировались косые трещины в перемычках и горизонтальные в стенах по рабочим швам бетонирования.

Больше всего трещин оказалось в 11-этажном жилом доме по ул. Куйбышева, возведенном в скользящей опалубке на водонасыщенных мелких песках. В этом доме внутренние стены толщиной 15 см выполнены из тяжелого бетона, а наружные толщиной 30 см — из керамзитобетона ($\gamma = 1500 \text{ кг/м}^3$). При бетонировании стен имели место частые технологические перерывы, вследствие чего образова-

лись многочисленные швы. При землетрясении в них возникли трещины с раскрытием $0,2 \div 0,8 \text{ мм}$. В перемычках их ширина достигала 2 мм. Значительное количество трещин было отмечено в углах узких простенков. Такое поведение монолитного здания при сейсмическом воздействии относительно небольшой силы настораживало, и, как это показало землетрясение 1986 г., не напрасно! После этого, более сильного, землетрясения описываемое здание оказалось в аварийном состоянии.

В Румынии интенсивность Карпатского землетрясения 1977 г. достигла 8—8,5 балла. Имели место многочисленные тяжелые повреждения и обрушения зданий, в том числе современной постройки. Погиб 1541 человек и было ранено 11 275 человек. Прямой ущерб от землетрясения достиг 1,2 млрд руб. [88].

Начиная с 1960 г. в Румынии было построено большое количество монолитных зданий высотой 11—17 этажей. По данным С. В. Полякова [88]: «В тех случаях, когда стены в плане этих зданий располагались достаточно часто и доходились до фундамента, здания показывали себя сейсмостойкими. Повреждения в этом случае ограничивались небольшими трещинами в перемычках и по рабочим швам стен». Хорошо выдержало это землетрясение 24-этажное монолитное здание гостиницы в Бухаресте.

Наряду с этим были примеры тяжелых повреждений зданий с монолитными конструкциями. В их числе здания с первым гибким этажом и дома с неудовлетворительным качеством бетонирования стен.

Землетрясение 1986 г. по существу явилось первым землетрясением расчетной интенсивности, охватившим регион с большим количеством бескаркасных (в том числе монолитных) зданий.

К этому моменту в Кишиневе было возведено и находилось в стадии строительства свыше 100 монолитных зданий высотой от 8 до 24 этажей. Первое же экспресс-обследование этих зданий выявило прямую зависимость объема и характера полученных ими повреждений от способа возведения зданий. Детальное обследование всех монолитных зданий и обработка собираемых при этом сведений проводились в соответствии с «Методическим руководством по инженерному анализу последствий землетрясений» [77]². Повреждения зданий оценивались пятью степенями:

² В обследовании монолитных зданий принимали участие проектные и строительные организации МССР, ОЛСС КПИ им. С. Лазо и ЦНИИЭПжилища.

1 — слабые повреждения (тонкие трещины в штукатурке, отколы ее кусков);

2 — значительные повреждения ненесущих конструкций и отделки зданий и слабые повреждения основных конструктивных элементов в виде отслоения штукатурки, тонких трещин в несущих конструкциях, раскрывшихся трещин в перегородках и т. п.;

3 — значительные повреждения несущих конструкций (глубокие сквозные, зачастую пересекающиеся трещины в стенах, расслоение по монтажным швам сборных стен и перекрытий, обвалы перегородок и т. п.);

4 — разрушение частей зданий (проломы в стенах, срез стен, нарушение связи между частями здания).

5 — обвалы. Полное обрушение зданий.

Результаты обследования зданий, возведенных в переставной опалубке

Всего обследовано 55 домов высотой от 8 до 24 этажей, возведенных с применением различных модификаций переставной опалубки. Около 85% зданий получили повреждения не выше 1—2-й степени в виде волосных трещин в перемычках, в плоскостях сопряжений монолитных стен со сборными элементами, по монтажным швам последних, а также по технологическим швам в монолитных стенах в уровнях перекрытий. В отдельных случаях отмечались наклонные волосные трещины в простенках внутренних стен и чаще в стенах лестничных клеток.

В 15% обследованных зданий были зафиксированы повреждения 3-й степени в виде многочисленных X-образных трещин с шириной раскрытия до 8—10 мм в перемычках, сопровождавшиеся в ряде случаев выпадением раздробленного бетона, косых трещин в широких простенках, обрушений кирпичных перегородок и т. п.

Среди зданий этой группы особый интерес представляет 12-этажное общежитие, являвшееся объектом комплексных исследований [8]. Здание состоит из двух блоков перекрестно-стеновой системы с внутренней продольной стеной толщиной 20 см и поперечными стенами толщиной 16 см, расположенными с шагом 3 и 3,6 м. Наружные стены выполнены из керамзитобетонных блоков толщиной 40 см.

При проектировании этого здания впервые полевое³ сет-

³ Полевым принято называть армирование поля стен, ограниченное их сопряжениями или проемами.

Арматура, располагаемая вблизи узких вертикальных граней контура отдельных участков стен, классифицируется как контурная.

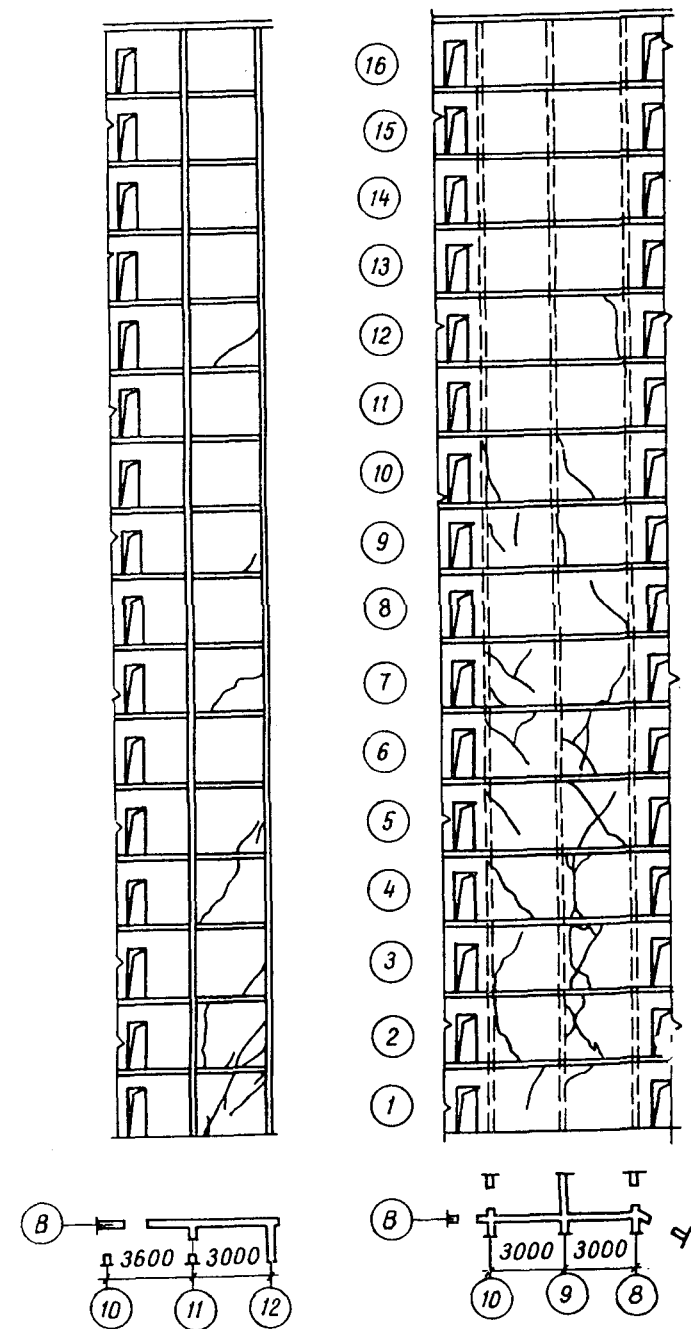


Рис. 1.17. Схема трещин в простенках внутренней продольной стены здания по Московскому проспекту в г. Кишиневе



Рис. 1.18. Повреждение перемычек (а) и сопряжений (б) монолитных стен со сборными перекрытиями (г. Кишинев, 1986 г.)

чатое армирование заменили на плоские вертикальные каркасы, применили эффективное армирование перекрытий; при конструировании перемычек учли перераспределение в них усилий вследствие пластических деформаций. Один из блоков здания был подвергнут статическим и дважды (при высоте 6 и 12 этажей) — вибродинамическим испытаниям.

Идентичность картин повреждений его конструкций при вибродинамическом и сейсмическом воздействиях подтвердила правомочность использования вибрационного метода испытаний зданий для оценки их сейсмостойкости. В частности, было установлено, что в силу плохой связи наружных стен из керамзитобетонных блоков с перекрытиями и

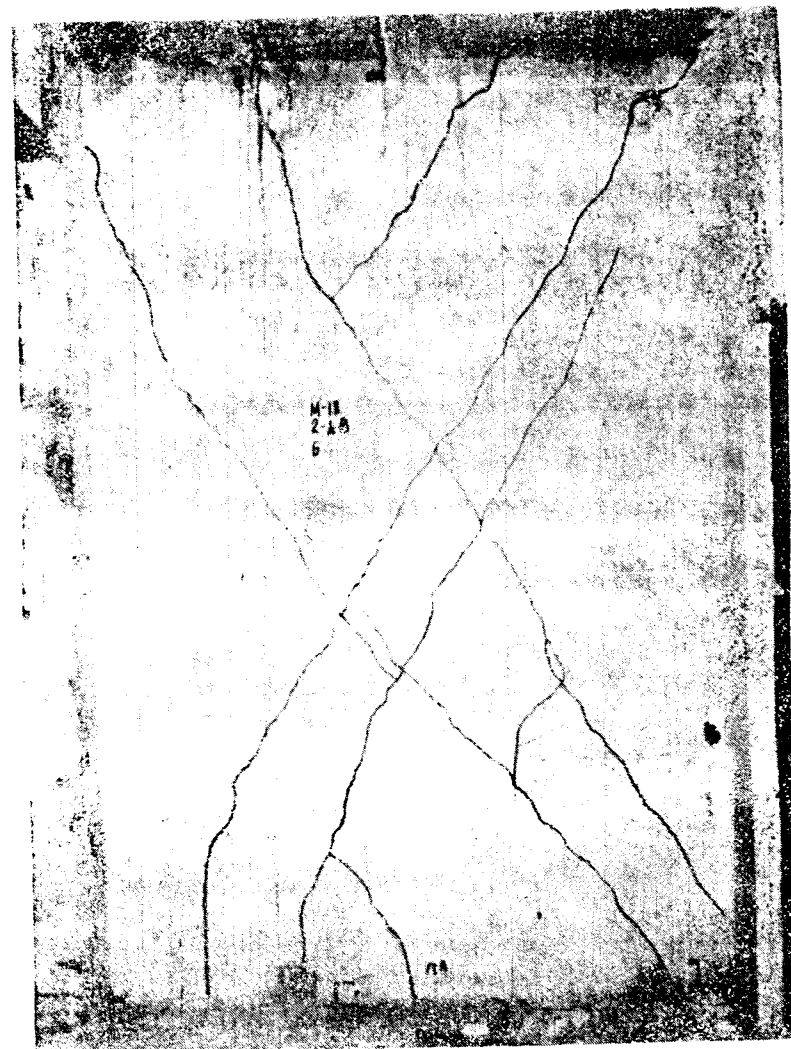


Рис. 1.19. Повреждение широких простенков внутренней продольной стены на 2-м этаже здания по Московскому проспекту

внутренними монолитными стенами последние при землетрясении оказываются перегруженными, что и является причиной их относительно большего повреждения.

В качестве примера можно привести 16-этажное здание по Московскому проспекту, в простенках внутренней продольной стены которого было отмечено довольно много косых трещин (рис. 1.17). Наружные стены этого дома выполнены из Т- и Г-образных блок-панелей.

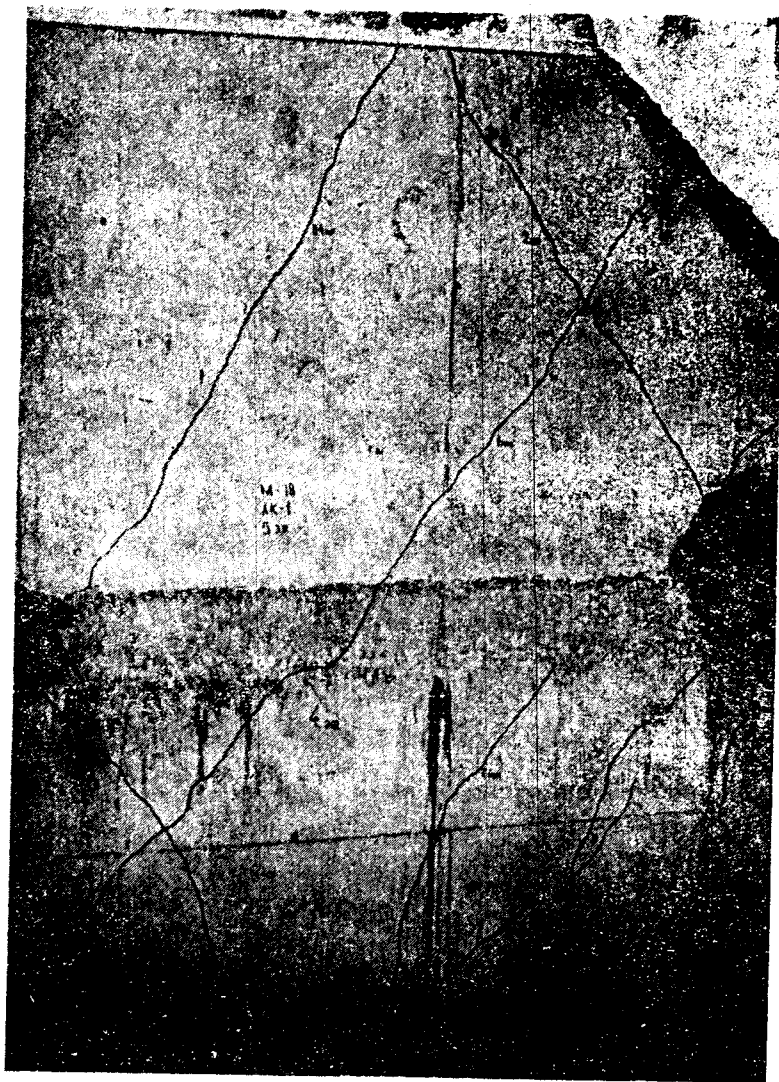


Рис. 1.20. Косые трещины в стенах лифтово-лестничных шахт

В 16-этажном здании по ул. Роз, 15, располагавшемся в 8-балльной зоне, находилась сейсмометрическая станция. По данным Института геофизики и геологии АН МССР периоды собственных колебаний этого здания ($T_x = T_y = 0,7$ с) были близки к частотному диапазону 8-балльных колебаний при землетрясении. Здание возведено в 1976 г. в объемно-переставной опалубке.

При обследовании в нем выявлены следующие повреждения:

массовые трещины в перемычках (рис. 1.18);
наклонные трещины с шириной раскрытия свыше 1 мм во внутренней продольной стене на 4—16 этажах;
горизонтальные трещины с высыпанием раствора в швах между сборными плитами перекрытия и стенами (рис. 1.18);

выпучивание продольной арматуры простенков;
трещины по контуру кирпичных перегородок и по швам между блоками сборных наружных стен.

Своеобразным сюрпризом явилось появление в стенах многих зданий косых трещин (см. рис. 1.17). До Карпатского землетрясения 1986 г. такой вид повреждения стен многие специалисты считали маловероятным. Между тем он не только имел место, но и проявил определенную специфику. В стенах, сопряженных с перекрытиями, косые трещины распространялись, как правило, в пределах этажа, не пересекая перекрытий (рис. 1.19), а в стенах, не сопряженных с перекрытиями, их траектории охватывали несколько этажей (рис. 1.20).

Результаты обследования зданий, возведенных в скользящей опалубке

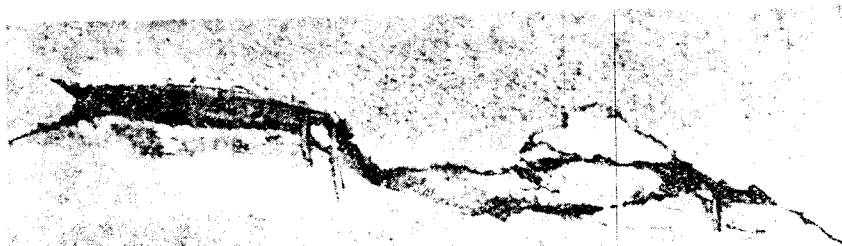
Всего обследовалось 39 зданий высотой от 9 до 22 этажей. Около 20% из них получили повреждения 1—2-й степени в виде многочисленных различно ориентированных волосных трещин в перемычках, отдельных простенках, слабораскрывшихся трещин (преимущественно горизонтальной ориентации) в стенах по технологическим швам бетонирования. Остальные здания этого типа получили повреждения 3—4-й степени (см. табл. 1.2).

Повреждения 3-й степени выразились в виде раскрывшихся сквозных трещин в перемычках (преимущественно наклонных и пересекающихся) с отслоением штукатурки и выкрашиванием раздробленного бетона, трещин в стенах с отколом защитного слоя бетона, смятием его рыхлых прослоек и выпучиванием арматуры и домкратных стержней (рис. 1.21).

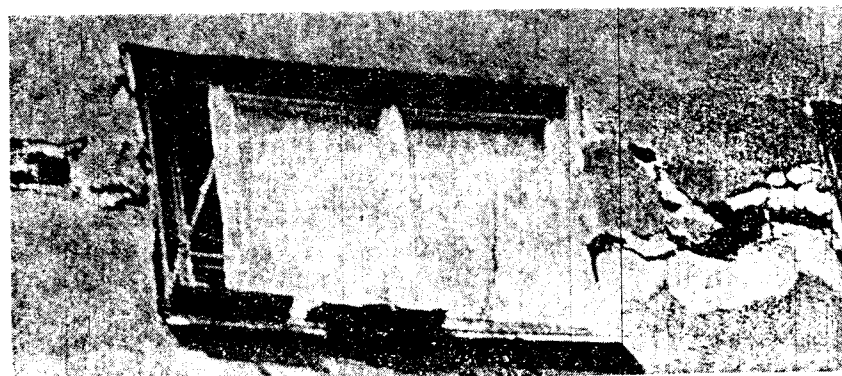
Повреждения 4-й степени представляли собой фактическое разрушение отдельных конструкций зданий, в первую очередь узких простенков, отрыв стен друг от друга, образование в них пустот значительных размеров с выпучиванием арматуры, появление трещин в монолитных перекрытиях и срезы стен по технологическим швам (рис. 1.22).



а



б



в

Рис. 1.21. (а, б, в). Повреждение 3-й степени в зданиях, возведенных в скользящей опалубке



Рис. 1.22. Повреждения 4-й степени в здании, возведенном в скользящей опалубке

Хотя бы коротко рассмотрим характер повреждений некоторых наиболее пострадавших зданий.

11-этажный жилой дом по ул. Куйбышева. Выше отмечалось, что при землетрясении 1977 г. этот дом получил разнообразные повреждения на границе между 2-й и 3-й степенями. Дом не был усилен, а лишь подвергался косметическому ремонту. Землетрясение 1986 г. развило накопившиеся в нем повреждения и вызвало появление новых, среди которых наиболее тяжелым оказалось раздавливание узких простенков (рис. 1.23) на участках срыва и разрыхления бетона при подъеме скользящей опалубки и в местах технологических швов.

Значительные деформации смятия в рыхлом и ослабленном кавернами бетоне привели в ряде случаев к выпучиванию арматурных и домкратных стержней, заклиниванию дверных и оконных полотен, обрушению штукатурки и облицовки. Практически во всех стенах лестничной клетки с 1-го по 9-й этаж включительно раскрылись наклонные трещины. Массовым было повреждение перемычек и перегородок.



Рис. 1.23. Повреждение простенков в монолитном здании (г. Кишинев, 1986 г.)

16-этажный жилой дом по ул. Прянишникова. Здание со сложной формой плана имеет перекрестно-стеновую конструктивную систему с наружными (толщиной 37 см) и внутренними (толщиной 18 см) несущими стенами из керамзитобетона марки 200. Перекрытия также монолитные. Простенки армированы вертикальными каркасами, соединенными друг с другом горизонтальными стержнями с шагом 80 см.

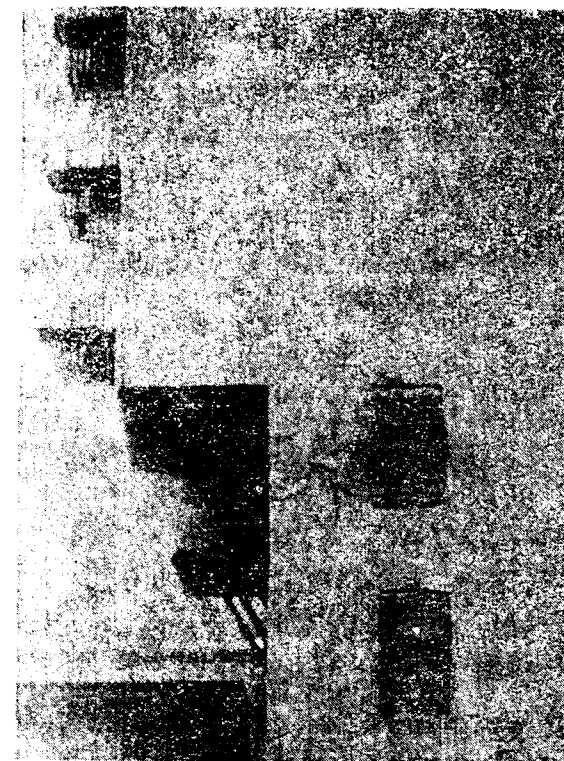
Этот дом имел многочисленные дефекты и повреждения стен еще до землетрясения, которое проявило их в полной мере. Наиболее тяжелые повреждения, подобные наблюдавшимся в 11-этажном здании по ул. Куйбышева, были зафиксированы на первых этажах.

9-этажное общежитие по ул. Волкова. Наружные (толщиной 35 см) и внутренние (толщиной 16 см) стены дома выполнены из керамзитобетона марки 200. Перекрытия монолитные толщиной 12 см из тяжелого бетона.

В результате землетрясения 1986 г. здание получило массовые повреждения 3-й степени в конструкциях протяженных стен, простенков и перемычек, а на 4, 5 и 6 этажах — повреждения 4-й степени в виде среза и раздавливания бетона сплошных стен по технологическим швам и разрушения наружных простенков (см. рис. 1.22). Такое состояние дома обусловило необходимость отселения жильцов сразу же после землетрясения.

13—20-этажные дома по пр. Мира. В 1975—1981 гг. на

Рис. 1.24. «Подрезка» наружных стен здания в его нижней части



пр. Мира было возведено 10 монолитных зданий с наружными стенами из керамзитобетона и внутренними из тяжелого бетона, либо керамзитобетона. Все они подобны в конструктивном отношении и имеют сложные очертания в плане. Помимо этого их проектным решениям присущи определенные недостатки в виде «подрезки» выступающих стен в уровнях цоколя, 1-го или 2-го этажей (рис. 1.24), проемов под стенами эркеров, больших разрывов в продольных несущих стенах и др. Все это в сочетании с дефектами бетонирования монолитных конструкций привело к повреждению этих зданий при землетрясении.

Особенно четко проявилось негативное влияние «подрезки» стен. За счет концентрации напряжений в корневой части стеновых консолей, как правило, имело место раздавливание бетона, а в самих консольных стенах образовывались наклонные трещины. Напомним, что недоведение наружных стен зданий до фундамента явилось причиной их тяжелых повреждений в Румынии при Карпатском землетрясении 1977 г.

Основные повреждения наблюдались не на первых, наи-

более нагруженных, а на 5, 7 и 9 этажах. Объяснить это можно по крайней мере двумя причинами: местными ослаблениями конструкций на этих этажах и проявлением высших форм колебаний. Так, в 20-этажном доме по пр. Мира, 31 почти на всех этажах отмечались преимущественно волосные трещины в перемычках, а на 5 и 7 этажах произошло раздавливание бетона и выпучивание арматурных стержней в торцевых стенах. Аналогичные разрушения стен имели место на 2, 4 и 9 этажах такого же дома по пр. Мира, 29. В тяжелой ситуации оказался после землетрясения 16-этажный жилой дом по пр. Мира, 36, вследствие того, что половина стен цокольного этажа была выполнена из размороженного бетона⁴.

Основные итоги обследования монолитных зданий после землетрясения

Анализ результатов массового обследования монолитных зданий показал, что их поведение при землетрясении определялось взаимодействием различных факторов, основные из которых следующие:

1. Гидрогеологические условия площадки строительства (балльность по микросейсморайонированию в сочетании с динамическими характеристиками здания);

2. Технология возведения и состояние здания перед землетрясением;

3. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания;

4. Этажность и ориентация строения.

5. Материалы основных конструкций (стен, перекрытий) и качество их выполнения.

Следует оговориться, что, несмотря на довольно большой объем материала, собранного при обследовании монолитных зданий, не всегда удавалось однозначно определить роль каждого из перечисленных факторов в поведении зданий при землетрясении, так как все они действовали во взаимосвязи.

В 1985 г. Госстрой МССР утвердил карту микросейсморайонирования основных районов Кишинева, которая существенно отличалась от той, по которой велось проектирование монолитных зданий до этого момента. Выяснилось, что многие из них были рассчитаны на заниженное

⁴ Характер повреждения этого здания и его усиление описаны в разделе 6.

сейсмическое воздействие. Имели место даже случаи, когда здание с расчетной сейсмичностью 7 баллов оказывалось в районе с 9-балльной сейсмичностью⁵. Такие здания в большинстве случаев получили серьезные повреждения.

Обращаясь к статистическому анализу результатов оценки степени повреждения монолитных зданий, нетрудно заметить, что метод возведения зданий оказал решающее влияние на их поведение при землетрясении (табл. 1.2). Повреждения 3-й степени (часто локальные) зафиксированы лишь в 15% зданий, возведенных в переставных опалубках, в то время как около 80% зданий, возведенных в скользящей опалубке, получили повреждения 3—4-й степени.

Прошедшее землетрясение четко продемонстрировало прямую связь между качеством возведения монолитных

Таблица 1.2. Статистические данные о повреждении монолитных зданий в Кишинеve при землетрясении 1986 г.

Способ возведения зданий	Этажность зданий	Количество обследованных домов	Количество зданий (шт./%) с повреждениями степени			
			1—2-й	2—3-й	локально 4-й	3—4-й
В переставных опалубках	8—11	9	8	1	—	—
	12—14	13	12	1	—	—
	15—17	26	20	6	—	—
	20—22	5	5	—	—	—
	24	2	2	—	—	—
Итого		55	47/85	8/15	—	—
В скользящей опалубке	9—11	12	1	4	5	2
	12—13	3	2	1	—	—
	16—19	16	4	8	3	1
	20—22	8	1	—	7	—
Итого		39	8/20	13/33	15/39	3/8

⁵ Фактическая интенсивность землетрясения 1986 г. соответствовала прогнозируемой по карте микросейсморайонирования.

конструкций и их поведением при сейсмическом воздействии. Здания с высоким качеством строительства практически не получили повреждений, подтвердив тем самым высокую сейсмостойкость монолитных систем.

Еще до землетрясения было установлено, что особенно большим объемом дефектов в виде рыхлых прослоек, раковин, каверн и пустот больших размеров отличались стены зданий из керамзитобетона, возведенные в скользящей опалубке. Это прямо указывает на то, что технологически сочетание такого способа возведения зданий с легким бетоном не было должным образом разработано, а волюнтаристское его применение дало негативный результат, который существенно способствовал дискредитации идеи применения скользящей опалубки в строительстве зданий.

Говоря о качестве монолитных зданий, необходимо подчеркнуть, что оно формируется не только на строительной площадке. Его слагаемые также заключены в проектах, технологии возведения зданий и качестве строительных материалов.

При анализе материалов обследований зданий выявилось, что при повторных реализациях одного и того же проекта качество конструкций здания заметно улучшалось. Этот факт свидетельствует, с одной стороны, о повышенной сложности проектных решений, с другой — о недостаточно высокой квалификации строителей.

Для выяснения влияния высоты зданий на степень их повреждения при землетрясении обратимся к данным табл. 1.2. Как видим, в группе зданий, возведенных в переставных опалубках, рост этажности с 8—11 до 15—17 сопровождался повышением степени повреждения зданий, однако при дальнейшем увеличении их высоты эта закономерность не просматривается. Не исключено, что это следствие относительно небольшой численности обследованных зданий высотой 20—24 этажа.

Если учесть, что в зданиях, возведенных в скользящей опалубке, повреждения 3—4-й степени являлись прямым результатом особенно низкого качества бетонирования стен, то и в этой технологической группе зданий прослеживается тенденция к увеличению объема и степени их повреждений с ростом этажности. Рассматривая влияние этажности зданий на их поведение при землетрясении, нельзя умолчать о психологическом эффекте этого фактора.

В ходе обследования зданий повышенной этажности было установлено, что чем выше находились люди во время

землетрясения, тем больше неприятных ощущений они пережили. Этому способствовали трудности передвижения по квартире, опрокидывание мебели, телевизоров, падение цветочных горшков, висевших на стенах, и т. п. Учитывая это, можно заключить, что в жилищном строительстве не следует увлекаться высотными зданиями. Этот вывод имеет прямое отношение к Кишиневу, в пределах которого весьма вероятно резонирование высотных зданий при Карпатских землетрясениях. Высотными преимущественно следует выполнять административные здания.

Одним из неоспоримых выводов, следующих из анализа материалов обследований монолитных зданий после 31 августа 1986 г. является то, что их поведение при землетрясении в значительной мере зависит от состояния до землетрясения. Все монолитные здания, классифицированные до указанного момента как нуждающиеся в усилении, оказались после землетрясения в аварийном либо близком к нему состоянии. Этому в значительной мере способствовали их неудовлетворительная эксплуатация и неликвидированные повреждения, полученные при землетрясении 1977 г.

Собранная информация о реакции на сильное землетрясение большого количества зданий с различными планировочными, технологическими и конструктивными решениями представляет собой богатый объективный материал для совершенствования проектирования и строительства бескаркасных монолитных зданий. В этом плане должна стать более тесной связь между сейсмологами и проектировщиками. Обоснованное мнение сейсмологов должно быть решающим при формировании генпланов городов, выборе характера застройки каждого конкретного района и определении расчетной сейсмичности высотных и монументальных зданий. В этой же связи совершенно очевидна необходимость в разработке новой шкалы оценки силы землетрясения.

Для Молдавии, в которой землетрясения вызываются периодически действующим очагом со стабильными, но весьма специфическими параметрами, целесообразна разработка региональных расчетных спектральных графиков β .

Коренного совершенствования требует формулировка понятия предельного состояния зданий и характера допускаемых повреждений при землетрясении расчетной силы. Некоторые специалисты [88] считают возможным проектирование зданий из условия допущения в них при расчетном землетрясении повреждений выше 3-й степени. По мне-

нию автора, это совершенно недопустимо ни с социальных, ни с экономических позиций⁶.

В заключение настоящего раздела еще раз остановимся на неудачном опыте возведения зданий в скользящей опалубке. Здесь уместно напомнить, что любой процесс развития никогда не протекает идеально гладко, без негативных явлений, правильное обобщение и анализ которых приводит к устойчивым позитивным результатам. Так и в данном случае неудачу в отечественном монолитном домостроении с использованием скользящей опалубки следует рассматривать как сигнал к более глубокому изучению этого метода, применение которого в целом ряде случаев может быть весьма эффективным, в частности, как мы убедились, при возведении монументальных зданий.

2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ ДЛЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНОВ

Нормативными документами, на основе которых ведется проектирование сейсмостойких монолитных зданий в СССР, являются главы СНиП 2.03.01—84 «Бетонные и железобетонные конструкции» и СНиП 11—7—81 «Строительство в сейсмических районах». К сожалению, в обоих этих документах содержатся весьма скудные указания, относящиеся непосредственно к монолитным зданиям. Поэтому проектировщикам в ряде случаев приходится прибегать к использованию норм, разработанных для крупнопанельных зданий, в частности к ВСН 32—77 [49].

Естественно, что при этом не учитывается специфика работы монолитных зданий как в целом, так и их конструктивных элементов в различных силовых ситуациях (особенно при сейсмическом воздействии). Между тем наличие такой специфики подтверждают результаты натурных испытаний бескаркасных зданий [8] и их поведение при сильных землетрясениях.

Фактическое отсутствие союзных норм для монолитного домостроения в известной мере компенсируется рядом рекомендаций, разработанных для этого вида строительства ЦНИИЭПжилища [95; 96; 97 и др.], и региональными нормами.

2.1. СОСТОЯНИЕ НОРМАТИВНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ

Первыми региональными нормами по монолитному домостроению, введенными в действие в 1977 г., были «Временные указания по проектированию и строительству монолитных зданий повышенной этажности в Молдавской ССР» (РСН 13—77) [30], просуществовавшие 10 лет. В конце 1987 г. они были заменены республиканскими строительными нормами РСН 13—87 [111], которые по существу явились прообразом будущих союзных норм, ибо основой для их разработки послужил довольно богатый опыт проектирования, строительства и эксплуатации монолитных зданий в течение почти 20 лет, а также результаты соответствующих экспериментальных и теоретических иссле-

⁶ Более подробно этот вопрос рассмотрен в разделе 6.5.

дований, активно развивавшихся в СССР в течение последних 10 лет¹. В их числе — испытания фрагментов стен монолитных зданий при одновременном действии вертикальных и горизонтальных сил [5; 6; 21; 106], испытания узлов сопряжений сборных перекрытий с монолитными стенами и стыков внутренних и наружных стен [7; 9; 64; 69; 70; 82], натурные статические [102] и динамические [8] испытания зданий, разнообразные теоретические исследования, направленные на разработку расчетных моделей таких зданий с учетом нелинейного характера деформирования [18; 63] и перераспределения усилий в конструктивных элементах здания вследствие пластических деформаций [33; 108] и др. В этот перечень следует включить также исследования, направленные на разработку технологических приемов и методов организации работ, обеспечивающих высокое качество конструкций монолитных зданий. К сожалению, приходится заключить, что в решении этой важной задачи достигнуты пока скромные успехи.

Новые нормы распространяются на проектирование и строительство бескаркасных монолитных и сборно-монолитных жилых и общественных зданий соответственно высотой до 25 и 16 этажей с расчетной сейсмичностью 7—8 баллов².

В других странах, ведущих сейсмостойкое строительство, специальные нормы по монолитному домостроению, как правило, отсутствуют, однако в общестроительных нормах этому виду строительства посвящаются специальные разделы. В качестве примера можно указать на Новозеландские нормы [138] и Код США [128]. Правда, последний документ, несмотря на то, что он регулярно перерабатывается, содержит ряд устаревших принципов проектирования бескаркасных зданий, что и послужило причиной его критики со стороны зарубежных специалистов [137, 158].

В целом приходится констатировать, что ведущий на сегодняшний день вид строительства — бескаркасные здания — не имеет должного обеспечения нормативной документацией, что, конечно, не лучшим образом отражается на его развитии.

¹ В разработке РСН 13-87 приняли участие ЦНИИПИ, монолит НПСО «Монолит» Госкомархитектуры при Госстрое СССР, ЦНИИЭП-жилища, КПИ им. С. Лазо, ведущие проектные и строительные организации Молдавии.

² В дальнейшем для удобства изложения материала все разновидности монолитных и сборно-монолитных зданий будем именовать монолитными зданиями.

2.2. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ

Сейсмостойкость зданий и сооружений, как известно, обеспечивается двумя путями: снижением сейсмических нагрузок и необходимой прочностью конструкций. Оба эти приема следует использовать при проектировании монолитных зданий.

Снижение сейсмической нагрузки может быть достигнуто путем облегчения массы здания, выбора площадки строительства (по данным микросейсмораионирования) с минимальным риском возникновения резонансных явлений при землетрясении, применения рациональных объемно-планировочных и конструктивно-технологических решений зданий и устройства в них активной сейсмозащиты [50]. Существенное облегчение массы монолитных зданий возможно за счет изготовления их конструкций преимущественно из легкого бетона, выполнения наружных стен с эффективным утеплителем, а внутренних — минимальной толщины, диктуемой требованиями звуко- и теплоизоляции.

Заметим, что, решая вопрос о замене тяжелого бетона на легкий, не следует забывать о двух обстоятельствах. Во-первых, легкобетонные конструкции вертикального изготовления характеризуются повышенной неоднородностью по высоте. Во-вторых, при равной прочности бетона легкобетонные стены на 30—40% хуже сопротивляются срезу, чем стены из тяжелого бетона. Поэтому переход от тяжелого бетона к легкому в конструкциях монолитных зданий должен осуществляться не волюнтаристски, а на основе глубокого технико-экономического анализа. Проведенное в этом направлении изучение довольно большого количества проектных разработок позволило сформулировать определенные рекомендации, которых следует придерживаться при разработке конструкций стен зданий.

Так, согласно [111], внутренние стены рекомендуется выполнять однослойными обычно из тяжелого бетона, и лишь при наличии соответствующего обоснования — из керамзитобетона плотностью не менее 1700 кг/м³. Наружные стены могут быть однослойными из керамзитобетона плотностью не более 1500 кг/м³ и многослойными с несущим слоем толщиной не менее 120 мм из тяжелого бетона. Толщина наружных стен определяется расчетами на прочность и теплопроводность. Минимально допустимая толщина стен приведена в табл. 2.1.

Таблица 2.1 Минимальное значение толщины стен

Тип стен	Вид бетона	Плотность бетона, кг/м ³	Толщина стен, мм
Внутренние межквартирные	тяжелый	2400—2500	160
	керамзитобетон	1700—1800	180
Наружные однослойные	керамзитобетон	до 1200	300 (350)
		1300—1500	350 (400)

Примечание. В скобках даны значения для южных районов МССР, перед скобками — для северных.

Минимально допустимые классы бетона по прочности устанавливаются в зависимости от этажности здания и его расчетной сейсмичности (табл. 2.2).

Таблица 2.2. Минимальные классы (марки) бетона по прочности

Тип стен	Этажность здания	Расчетная сейсмичность в баллах	
		7	8
Внутренние	1—5	B5 (M75)	B7,5 (M100)
	6—9	B7,5 (M100)	B12,5 (M150)
	свыше 9	B12,5 (M150)	B12,5 (M150)
Наружные несущие	1—2	B3,5 (M50)	B3,5 (M50)
	3—9	B5 (M75)	B5 (M75)
	свыше 9	B7,5 (M100)	B7,5 (M100)
Сборные наружные ненесущие	любая	B5 (M75)	B5 (M75)

Одним из основных принципов разработки объемно-планировочных решений зданий является обеспечение симметричного и равномерного распределения масс и жест-

костей конструкций. Для уменьшения усилий от кручения здания желательно добиваться совпадения центров жесткости и масс.

Стремясь усилить архитектурную выразительность монолитных зданий, архитекторы зачастую чрезмерно усложняют их очертания в плане. Это отрицательно сказывается как на экономических показателях и комфортности зданий, так и на их сейсмостойкости. В этой связи РСН 13—87 требуют, чтобы отношение периметра наружных стен к общей площади этажа в многосекционных и односекционных зданиях не превышало соответственно 0,3 и 0,4.

Сейсмостойкость зданий в значительной мере зависит от внутреннего планировочного решения. Возьмем, например, такой показатель, как шаг внутренних стен. Его увеличение сопровождается уменьшением массы здания, но при этом растут напряжения в стенах и перекрытиях; снижается их общая жесткость. Серьезный ущерб сейсмостойкости монолитных зданий наносит устройство в них несквозных продольных и поперечных стен и стен с изломами в плане.

Основываясь на анализе материалов о последствиях Карпатского землетрясения 1986 г. нормы [111] запрещают «подрезку» стен (см. рис. 1.24) и устройство эркеров. Как правило, разбивочная сетка стен здания должна сохраняться по всей его высоте. При необходимости устройства на первых этажах жилых зданий помещений общественного назначения их рекомендуется проектировать пристроенными.

Из числа известных конструктивных систем монолитных зданий [97] для сейсмических условий строительства пред-

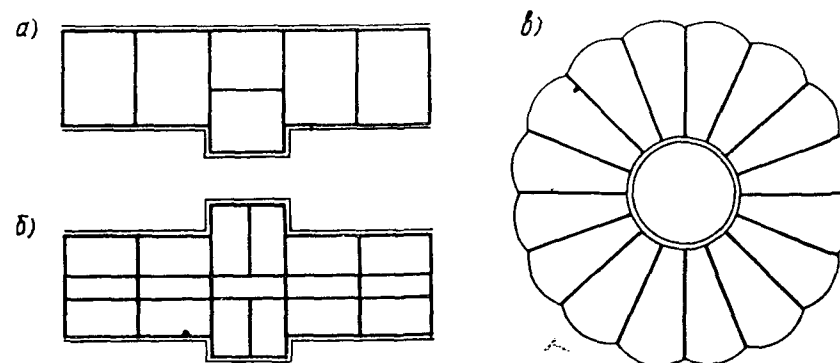


Рис. 2.1. Поперечно-стенная (а), перекрестно-стенная (б) и ствольная (в) конструктивные системы монолитных зданий

почтение следует отдавать перекрестно-стеновой конструктивной системе с несущими или ненесущими наружными стенами (рис. 2.1). В первом случае наружные стены выполняются монолитными либо сборно-монолитными, а перекрытия — сборными или сборно-монолитными. Во втором случае ненесущие наружные стены монтируют из сборных блоков либо панелей; при этом перекрытия рекомендуется выполнять из монолитного железобетона.

В отдельных случаях для решения градостроительных задач допускается проектирование зданий ствольно-стеновой конструктивной системы. При этом горизонтальные нагрузки в таких зданиях могут восприниматься только стволами, либо стволами и несущими стенами.

Антисейсмические швы в зданиях протяженных и со сложным объемно-планировочным решением следует выполнять путем возведения парных стен, с расстоянием между ними (а), гарантирующим их от соударений при землетрясении

$$a = \delta_1 + \delta_2 + 20 \geq 250 \text{ мм}, \quad (2.1)$$

где δ_1 , δ_2 — максимальные горизонтальные перемещения смежных отсеков здания при действии расчетных сейсмических нагрузок.

Как известно, одним из достоинств монолитных зданий является пространственный характер их работы и явно выраженная способность к перераспределению усилий вследствие пластических деформаций. Однако эти достоинства становятся не столь очевидными по мере увеличения в таких зданиях горизонтальных и вертикальных стыков различных типов, появляющихся в результате использования сборных элементов перекрытий и наружных стен, одновременного возведения монолитных сопрягающихся стен и устройства технологических швов. Естественно, что обеспечение совместной работы всех конструктивных элементов таких зданий в различных силовых ситуациях зависит от конструкции их стыковых соединений.

Довольно емкая информация о работе крупнопанельных зданий в условиях сейсмического воздействия свидетельствует, что решающее влияние на общий характер деформирования зданий этого типа и их предельные состояния оказывают конструкция, податливость и несущая способность связей и стыков, соединяющих отдельные конструктивные элементы в единую систему [4].

Землетрясения в Газли (1976 г., 1984 г.) явились убедительной демонстрацией определяющей роли стыков в обеспечении сейсмостойкости крупнопанельных зданий. В

работе [4] отмечается, что во многом пространственный характер работы сборных бескаркасных зданий и их сейсмостойкость зависят от надежности вертикальных стыков, поэтому их, как правило, следует проектировать достаточно прочными и жесткими, не допуская развития пластических деформаций. Как показывают соответствующие исследования [124], условие это практически осуществимо.

Особые функции выполняют горизонтальные стыки бескаркасных зданий [4; 60; 88; 104]. Обычно их пониженное сопротивление растяжению и срезу приводит к раннему трещинообразованию по их плоскостям. В результате развивается нелинейное деформирование всей конструктивной системы и возрастает диссипация энергии колебаний. С позиций сейсмостойкости оба эти явления положительные.

Большая работа по изучению прочности и деформаций различных стыков была проведена в ЦНИИЭПжилища [7; 9; 64; 69; 70; 82]; завершилась она созданием рекомендаций по устройству в монолитных зданиях вертикальных и горизонтальных стыковых соединений.

При изучении вертикальных стыков было показано, что касательные напряжения в них при сейсмическом воздействии на здания высотой до 16 этажей могут достигать 2 МПа и более [7; 70]. Стыки между сборными и монолитными элементами стен можно проектировать по аналогии со стыками крупнопанельных зданий. Стыковые соединения монолитных стен классифицируют на *бесшпоночные* и *шпоночные* (рис. 2.2). Бесшпоночное соединение применяют для сопряжения стен, возводимых в едином технологическом цикле, но из разного бетона (например, легкого и тяжелого). В этом случае по плоскости сопряжения стен ус-

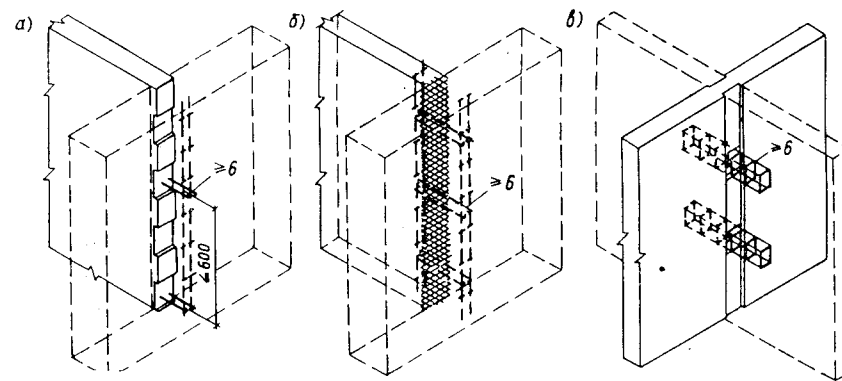


Рис. 2.2. Шпоночные (а, в) и бесшпоночные (б) вертикальные стыковые соединения монолитных стен

танавливается мелкая сетка, а сами стены соединяются горизонтальными арматурными связями. Первыми обычно бетонируют стены из менее плотного бетона.

При организации технологических швов по границам захваток и при раздельном бетонировании взаимноперпендикулярных стен вертикальные стыковые соединения выполняют со шпонками, равномерно распределенными по всей высоте шва (см. рис. 2.2), либо с дискретными сквозными шпонками, параметры которых и количество (не менее двух) определяют расчетом (см. раздел 2.4.3).

В монолитных зданиях перекрытия могут выполняться монолитными (из бетона класса не ниже В 12,5), сборными и сборно-монолитными толщиной, определяемой расчетом, но не менее 120 мм — при акустически неоднородной конструкции и не менее 160 мм — при акустически однородной. В жилых зданиях рекомендуется [111] применять преимущественно перекрытия толщиной 160 мм с полом из линолеума на теплозвукоизолирующей основе.

Сборные перекрытия могут монтироваться по разрезной или неразрезной схемам из плит сплошного сечения размером на ячейку, либо многпустотных плит. В обоих случаях конструкция узлов сопряжения перекрытий со стенами должна обеспечивать беспрепятственное прохождение через них вертикальной арматуры стен.

Сборно-монолитными перекрытия могут выполняться как в плане, так и по толщине. В первом случае в монолитных перекрытиях оставляют технологические проемы для изъятия через них блоков опалубки, подачи к месту монтажа крупноразмерных сборных перегородок и т. п. По ненадобности эти проемы закрывают сборными элементами. Такое решение было весьма распространено на первом этапе развития монолитного домостроения в Молдавии, когда применялась трехсекционная объемно-блочная опалубка.

Сборно-монолитные перекрытия по сечению выполняют с использованием сборных железобетонных скорлуп толщиной 40—60 мм, которые играют роль оставляемой опалубки. В период изготовления перекрытия скорлупы поддерживаются системой временных стоек и распределительных балок. По скорлупам выполняется монолитное перекрытие толщиной 100—200 мм. В зависимости от конструктивно-технологического решения перекрытий стыковые соединения их со стенами зданий могут быть платформенными, контактными и комбинированными (рис. 2.3).

Для зданий, эксплуатируемых в условиях возможного сейсмического воздействия, платформенные стыки наиме-

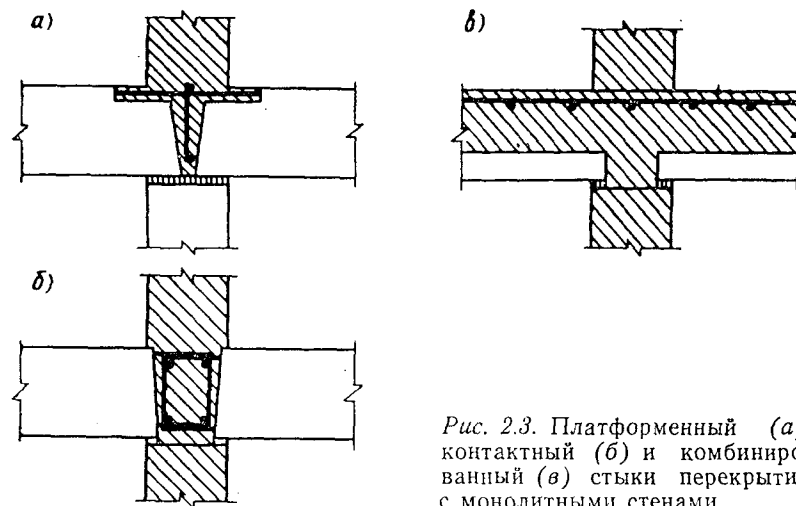


Рис. 2.3. Платформенный (а), контактный (б) и комбинированный (в) стыки перекрытий с монолитными стенами

нее предпочтительны, поскольку в этом случае вся поперечная сила в опорных сечениях стен должна восприниматься лишь силами трения по растворным швам. Помимо этого платформенная стыковка стен с перекрытиями из многпустотных плит требует усиления торцов последних.

Исследования, выполненные ЦНИИЭПжилища и КПИ им. С. Лазо [64], показали достаточную надежность контактных стыков с петлевыми арматурными связями. Наличие последних обеспечивает работу сборных перекрытий по неразрезной схеме. Связь плит по торцам в неразрезных сборных перекрытиях может быть также организована путем сварки арматурных выпусков (рис. 2.4, б). Современные нормы требуют, чтобы во время землетрясений сборные перекрытия работали как монолитные жесткие диски. Это достигается за счет надежного выполнения стыков между отдельными плитами перекрытий. Именно по этой причине неразрезные перекрытия должны выполняться из плит со шпонками по боковым граням. Параметры шпонок и арматурных связей определяют соответствующими расчетами [111].

При свободном опирании на стены сплошные и многпустотные плиты перекрытий должны иметь опорные выступы, заходящие за грань стены на глубину, достаточную для анкеровки продольной арматуры плит (по СНиП 2.03.01—84), но не менее чем на 70 мм. В этом случае соединение плит по торцам помимо описанных выше способов может осуществляться путем замоноличивания арматурных каркасов в пустотах плит (см. рис. 2.4, а). Ар-

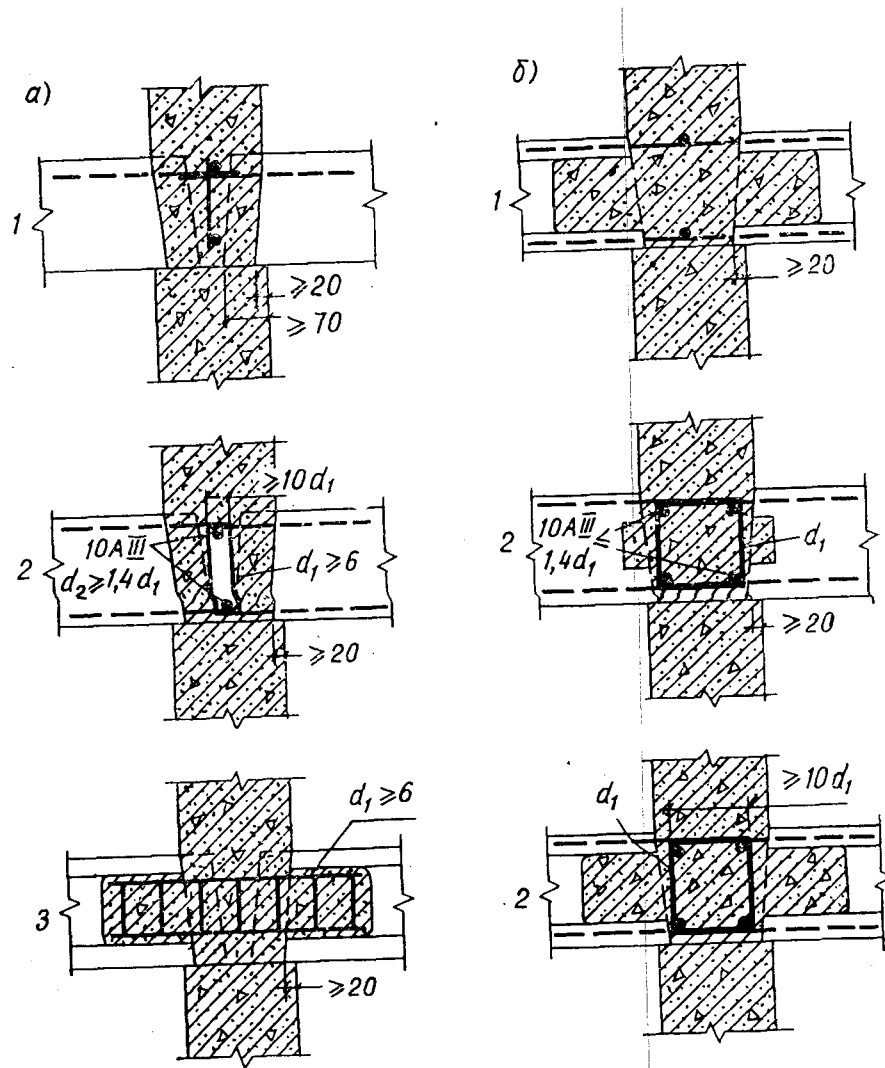


Рис 2.4. Сопряжения монолитных стен со свободно опертыми плитами перекрытий (а) и с неразрезными сборными перекрытиями (б):
1 — сварные связи; 2 — петлевые выпуски; 3 — арматурные каркасы

матурных связей вдоль каждой опорной грани должно быть не менее двух сечением не менее 1 см^2 на 1 погонный метр стыка.

Как показали исследования С. А. Мыльникова, прочность стыков существенно зависит от наличия под опорными участками перекрытий растворяемых постелей. Их отсутствие приводит к снижению прочности стыков на 15—30% [82].

Во многих странах, ведущих сейсмостойкое строитель-

ство, одним из важнейших критериев сейсмостойкости конструктивной системы является ее способность к пластическому деформированию и рассеянию энергии.

Натурные вибрационные испытания, проведенные в СССР, также показали [121], что сейсмостойкость зданий зависит не только от их прочностных показателей, но в значительной мере — от способности к пластическому деформированию. Чем развитее эта способность, тем выше степень жизнеспособности конструктивной системы при землетрясении. Способность здания или его отдельных элементов (например, стены) к нелинейному деформированию принято оценивать коэффициентом ν , представляющим отношение перемещения Δ_{\max} при максимальной нагрузке к максимальному упругому перемещению (Δ_r).

Известно, что диаграммы деформирования бескаркасных зданий не обрываются с достижением максимума нагрузки, а имеют нисходящую ветвь. Из этого следует, что разрушение системы происходит при перемещениях, более или менее значительно превышающих уровень Δ_{\max} . В этой связи ряд отечественных и зарубежных специалистов [11, 150, 157] предлагают учитывать в расчетах зданий нисходящую ветвь кривой их деформирования³.

Отечественные нормы пока не устанавливают значения коэффициента пластичности деформирования зданий (ν). По нормам некоторых зарубежных стран его минимальное значение должно быть не менее 4. В этой связи интересно отметить, что по данным натурных испытаний монолитного здания с расчетной сейсмичностью 8 баллов коэффициент ν составил 6,0 [121].

Стандартом ЕКБ [161] предусматривается три уровня пластичности деформирования конструктивной системы здания. Конструктивное решение, разрабатываемое по обычным правилам, соответствует I уровню пластичности. Если принятое при проектировании конструктивное решение исключает хрупкое разрушение элементов, обеспечивая их нелинейное (но не стабильное) деформирование при повторных знакопеременных нагружениях, то оно относится ко II уровню пластичности. Наиболее предпочтительным с позиций сейсмостойкости является конструктивное решение с III уровнем пластичности, для которого характерно стабильное (без снижения жесткости и несущей способности) деформирование несущих элементов при знакопе-

³ Т. Paulay считает, что величину Δ_{\max} следует определять на нисходящей ветви кривой деформирования при нагрузке $0,8 Q_u$ (Q_u — максимальная нагрузка).

ременном нагружении, перераспределение усилий между ними и большое рассеяние энергии.

Уровень пластичности, обеспечиваемый выбранным конструктивным решением здания, учитывается при определении расчетной сейсмической нагрузки. Если для зданий III степени пластичности принять ее за 1, то для зданий II и I степеней она соответственно составляет 1,5 и 1,82.

На основе экспериментальных данных некоторые специалисты [137; 154; 155; 168] считают, что к проектированию плоскостных конструкций стен следует подходить более осторожно, чем каркасных, в связи с тем, что появление в таких стенах наклонных трещин приводит к снижению пластичности их деформирования и уменьшению рассеяния энергии. Высказывается мнение, что при слабом армировании разрушение стен по наклонным сечениям (когда их несущая способность определяется преимущественно сопротивлением сдвигу сжатой зоны бетона) может быть хрупким⁴.

По этой причине нормы ряда стран увеличивают расчетную сейсмическую нагрузку для бескаркасных зданий с помощью повышающих коэффициентов. Кроме того, этими же нормами устанавливается довольно высокое значение минимального процента армирования (0,5% всей площади поля стен) и рекомендуются специальные конструктивные приемы (вертикальные прорезы на широких участках стен, утолщения у их торцов, армирование диагональными стержнями и др.).

При расчете сейсмических нагрузок СНиП П-7—81 для бескаркасных зданий устанавливают наиболее низкие значения коэффициента K_2 , как бы утверждая тем самым их относительно большую надежность. Рассматривая этот вопрос, Г. Н. Ашкинадзе [5] справедливо обращает внимание на то, что такое мнение базируется на материалах поведения бескаркасных зданий высотой до 5 этажей при землетрясениях силой не выше 8 баллов. Необходимая информация о поведении при сильных сейсмических воздействиях более высоких бескаркасных зданий по существу только начинает накапливаться.

В разделе 1.5 отмечалось, что Карпатское землетрясение 1986 г. вызвало массовое разрушение и обрушение перегородок из кирпича, гипсолитовых плиток и природного камня. Этот вопрос среди специалистов подвергался особому рассмотрению. В результате сформировалось мнение, нашедшее отражение в РСН-13—87, о том, что перегородки

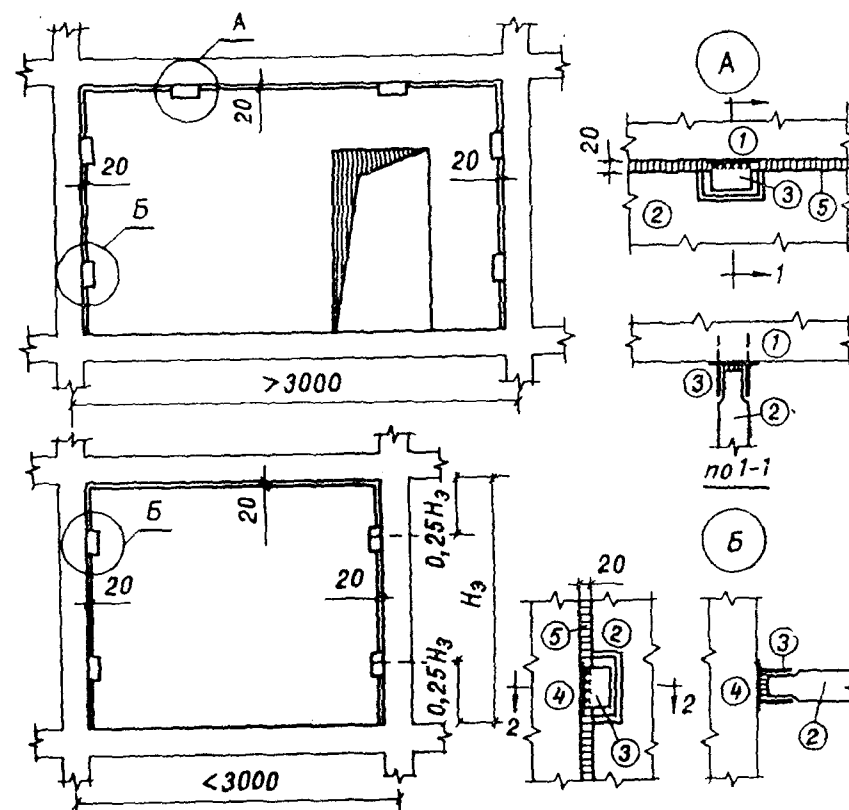


Рис. 2.5. Рекомендуемая нормами [111] конструкция перегородок и схема их крепления к несущим конструкциям здания:

1 — перекрытие; 2 — перегородка; 3 — фиксатор; 4 — стена; 5 — уплотнитель зазора

в монолитных зданиях, как правило, должны выполняться из бетонных либо легких каркасно-обшивных панелей. Установка панельных перегородок должна быть «маятниковой», т. е. от стен и потолка их должен отделять зазор в 20 мм, заполненный легкодеформируемым материалом. Перемещения таких перегородок из плоскости ограничивают специальными металлическими фиксаторами, не препятствующими перемещениям панелей в плоскости (рис. 2.5.).

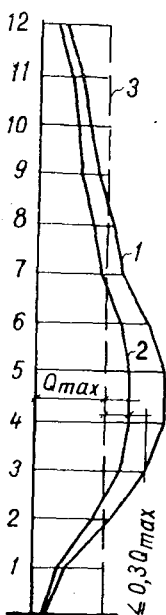
⁴ Более подробно этот вопрос рассмотрен в разделе 3.

2.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СЕЙСМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ НА ЗДАНИЕ И УСИЛИЙ В ЕГО ЭЛЕМЕНТАХ

При проектировании зданий для сейсмических районов помимо расчета на основное сочетание нагрузок должен выполняться расчет на особое сочетание — с учетом сейсмического воздействия.

Существуют две принципиально отличающиеся друг от друга методики такого расчета. Согласно первой из них, рекомендуемой СНиП II-7—81 для всех зданий, определяются условные статические нагрузки, которые, как известно, не достигают (иногда значительно) сейсмических сил при землетрясениях расчетной силы. Это обстоятельство компенсируется рядом конструктивных мероприятий и тем, что работа конструкций здания рассматривается в упругой стадии.

Для определения динамических характеристик здания и действующих на него сейсмических сил его расчетная схема может быть представлена одномерным стержнем, двумерной пластиной (диафрагмой) либо трехмерной моделью. Расчеты монолитных зданий рекомендуется выполнять с использованием ЭВМ по программам ПАРАД-ЕС, РАЗГОН, РАЗДАН, ТОСТ, АВТОРЯД, ЛИРА, ФЕНИКС и др., реализующим пространственную расчетную схему в



виде тонкостенного стержня, системы пластин или оболочек и т. д. В большинстве случаев желательно пользоваться трехмерной расчетной моделью, позволяющей учитывать кручение здания, изгиб его перекрытий в плоскости (от чего зависит распределение сейсмической нагрузки между стенами) и пространственное взаимодействие поперечных и продольных стен.

В отдельных случаях для расчета симметричных зданий с ортогональным расположением стен можно использовать плоские расчетные схемы.

Вибрационные испытания зданий [29] выявили существенное влияние податливости основания на величину возникающих инерционных нагрузок и усилий в элементах зданий

Рис. 2.6. Эпюры поперечных сил в перемычках продольной стены отсека 12-этажного монолитного здания, подвергнутого виброиспытаниям [107]:

1, 2 — при расчете здания без учета и 3 — с учетом податливости основания и перераспределения усилий в стене

(рис. 2.6). Так, для фрагмента 12-этажного монолитного здания, подвергнутого в Кишиневе вибрационным испытаниям, учет податливости основания привел к снижению расчетных нагрузок в продольном и поперечном направлениях соответственно в 1,63 и 2,0 раза [8]⁵.

Податливость основания должна учитываться на основе данных соответствующих геологических изысканий при разработке расчетной схемы здания. Влияние податливости основания на период и формы собственных колебаний основного тона может быть учтено приближенно по формулам

$$T_1 = \sqrt{T_{сд}^2 + T_{\varphi}^2 + T_{зд}^2}; \quad (2.2)$$

$$X_{1j} = X_{1j(зд)} + \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{K_{сд}g} + \frac{\sum_{i=1}^n Q_i H_i}{K_{\varphi}g} N_i, \quad (2.3)$$

где $T_{зд}$ — период основного тона колебаний здания на абсолютно жестком основании;

$T_{сд}$, T_{φ} — то же, абсолютно жесткого здания при сдвиге и качении по грунту; определяются по формулам

$$T_{сд} = 2\pi \sqrt{\frac{Q}{K_{сд}g}}; \quad T_{\varphi} = 2\pi H \sqrt{\frac{0,33Q}{K_{\varphi}g}}; \quad (2.4)$$

$X_{1j(зд)}$ — ордината первой формы колебаний здания на жестком основании, которая может быть определена как прогиб в уровне j -го этажа от системы единичных сил, приложенных в i -тых уровнях;

Q , Q_i — вес здания и его i -го этажа;

g — ускорение силы тяжести;

N_i , N_j — расстояние от подошвы фундамента до i -го, j -го этажа;

H — высота здания;

$K_{сд}$, K_{φ} — коэффициенты жесткости основания соответственно на сдвиг и поворот

$$K_{сд} = C_{сд}F, \quad K_{\varphi} = 2C_zJ,$$

где $C_{сд}$, C_z — коэффициент упругого равномерного сдвига и сжатия грунта. Определяются экспериментально, либо по СНиП II-19—79*;

F , J — площадь подошвы фундамента и момент ее инерции относительно нейтральной оси, перпендикулярной на-

⁵ В обоих случаях расчеты выполнялись по программе ПАРАД-ЕС, реализующей пространственную расчетную схему.

правлению действия горизонтальной сейсмической нагрузки.

Строго говоря, в современной методике определения сейсмических сил и усилий в конструктивных элементах на основании «упругого» расчета присутствуют элементы учета пластического деформирования монолитных зданий. Так, при расчете зданий, возводимых в переставных опалубках, учитывается податливость поэтажных горизонтальных технологических швов путем замены модуля упругости бетона стен (E_b) на приведенный модуль упругости [111]

$$E_{b, \text{ред}} = \frac{N_{et}}{\frac{N_g}{E_b} + \frac{A_w}{K_c}}, \quad (2.6)$$

где N_{et} , N_g — высота этажа между осями перекрытий и в свету;

A_w — площадь горизонтального сечения стены в уровне технологического шва;

K_c — коэффициент жесткости при сжатии горизонтального сопряжения стен в уровне технологического шва; определяется по формуле

$$K_c = \frac{A_w}{\sum_{i=1}^n \lambda_c + \frac{h}{E_b}}, \quad (2.7)$$

где λ_c — коэффициент податливости технологических и растворных (под сборными перекрытиями) швов при сжатии, принимаемый по табл. 2.3;

n — количество технологических и растворных швов в уровне рассматриваемого стыкового соединения;

h — толщина перекрытия;

E_b — модуль упругости плит перекрытия при контактном и платформенном типе стыкового соединения и участка стены в пределах высоты перекрытия при комбинированном типе стыкового соединения.

Примером учета неупругого деформирования монолитных зданий при определении усилий в их элементах по «упругой» расчетной схеме является перераспределение найденных усилий между однотипными элементами (простенками или перемычками) статически неопределимой системы. Допускается в пределах до 30% уменьшать максимальные усилия, увеличивая при этом их меньшие значе-

⁶ Более подробно работа перемычек в системе бескаркасного здания рассмотрена М. Е. Соколовым и Ю. В. Глиной в работах [33; 107].

Таблица 2.3. Применяемый коэффициент податливости швов при сжатии

Тип горизонтального шва	$\lambda_c \cdot 10^7$, МПа/кН	
	тяжелый бетон класс В7,5—В20	легкий бетон класс В7,5—В20
Технологический	0,1	0,2
Растворный под сборным перекрытием	0,2	0,4

Примечание. При длительном сжатии значения коэффициента λ_c , приведенные в табл. 2.3, следует удваивать.

ния таким образом, чтобы сумма расчетных усилий в простенках одной стены (или перемычках одного ряда) не изменялась (см. рис. 2.6.)⁶.

Согласно действующим нормам [111; 112] здания высотой более 16 этажей и особо ответственные здания следует рассчитывать с использованием реальных или синтезированных акселерограмм. Предполагается, что во всех сейсмических районах должны существовать альбомы цифровых акселерограмм, используя которые можно выбрать для расчета проектируемого здания акселерограммы (обычно не менее пяти) с преобладающими периодами, характерными для заданной площадки строительства⁷.

Известно, что при расчетах зданий на воздействия, задаваемые реальными акселерограммами, сейсмические нагрузки могут в несколько раз превышать найденные по методике СНиП II-7—81. Поэтому прочность конструкций следует оценивать с учетом развития в них пластических деформаций.

Существенная трудность при использовании акселерограммы землетрясений заключается в разработке нелинейной расчетной модели здания на основе соответствующих экспериментальных данных о деформировании его несущих элементов с учетом допускаемых повреждений (табл. 2.4).

Такая нелинейная модель рассчитывается на каждую из выбранных акселерограмм с целью определения напряженно-деформированного состояния несущих элементов и их сопряжений с учетом перераспределения в них усилий

⁷ В МССР такой альбом разработан Институтом геофизики и геологии АН МССР.

Таблица 2. 4. Повреждения, допускаемые в монолитных зданиях при землетрясениях расчетной силы

Конструктивные элементы	Допускаемые повреждения
Сплошные монолитные стены	Трещины по технологическим швам в уровне перекрытий, единичные наклонные трещины с шириной раскрытия до 0,3 мм в широких участках стен
Сборные и сборно-монолитные наружные стены	Трещины по швам между сборными элементами; горизонтальные трещины в опорных сечениях простенков
Перемычки стен	Трещины с шириной раскрытия до 0,3 мм
Сборные перекрытия	Трещины по швам между плитами перекрытий
Перегородки	Трещины различных направлений, не угрожающие обрушением перегородок или их частей.

вследствие снижения жесткости элементов или даже разрушения некоторых из них.

Возможность достижения зданием в этом случае предельного состояния оценивается сравнением полученных в результате расчета величин перемещений здания, падения его жесткости и расхода энергии с предельно допустимыми значениями этих величин, устанавливаемыми на основе соответствующих экспериментов.

В частности, согласно [111] максимальные относительные горизонтальные перемещения верха здания (Δ/H) и отдельных его этажей (Δ_i/H_i) при действии расчетных сейсмических нагрузок не должны превышать $1/500$ (H_i — высота i -го этажа здания).

2.4. РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ СТЕН

История развития железобетона характерна тем, что в течение длительного периода из этого материала изготавливали преимущественно балочные конструктивные эле-

менты (колонны, ригели, балочные плиты, линейные элементы ферм и др.). Это обстоятельство закономерно определило соответствующее развитие теории железобетона. Уже к 40-м годам были достаточно глубоко разработаны методы расчета балочных элементов по нормальным и наклонным сечениям в различных напряженно-деформированных состояниях. Это стало возможным, прежде всего благодаря проведению всесторонних многочисленных экспериментальных исследований, которые не менее интенсивно продолжались до настоящего времени, вскрывая все новые особенности работы балочных элементов под нагрузкой. Благодаря этому, методы их расчета постоянно совершенствуются.

Иначе обстоит дело с методами расчета бетонных и железобетонных плоскостных стеновых конструкций зданий. Зародившись во второй половине текущего столетия, бескаркасное строительство претерпело бурное развитие, завоевав к сегодняшнему дню главенствующую роль среди всех видов домостроения. Приходится констатировать, что к такому повороту в развитии железобетона теория железобетона оказалась неподготовленной. Достаточно сказать, что число испытанных балочных элементов при сложном нагружении измеряется тысячами, а плоскостных стеновых — лишь десятками. Необходимо отметить, что негативность такой ситуации ощущалась не особенно контрастно до тех пор, пока бескаркасные здания строились небольшой этажности (не выше 5 этажей) и в обычных условиях.

С интенсивным ростом этажности городской застройки, проявившимся особенно в последнее десятилетие, и распространением высоких бескаркасных зданий в сейсмических районах отмеченный пробел в развитии теории железобетона стал очевиден и повлек реальные трудности при проектировании бескаркасных зданий, особенно для сейсмических районов. По этой причине в последние 10 лет в СССР изучение плоскостных конструкций из бетона и железобетона заметно активизировалось, однако быстрому получению искомых результатов препятствовала сложность решавшихся задач и серьезные технические трудности в проведении экспериментов с плоскостными конструкциями. Поэтому на сегодняшний день далеко не все задачи по расчетной проверке прочности стен бескаркасных зданий решены удовлетворительно. Для некоторых из них вообще отсутствует необходимая экспериментальная информация, либо объем ее весьма мал, а содержание малодостоверно.

Согласно [111] стены сейсмостойких монолитных зда-

ний должны рассчитываться на основное и особое сочетание нагрузок, причем при основном нагрузочном сочетании проверяется их прочность из плоскости, а при действии сейсмической нагрузки — в своей плоскости. Расчет стен из плоскости производится по СНиП 2.03.01—84; при этом расчетная высота стен определяется в соответствии с указаниями РСН 13—87.

На особое сочетание нагрузок стёны рассчитываются поэлементно: узкие и широкие⁸ простенки (по нормальным и наклонным сечениям), их вертикальные и горизонтальные стыковые сопряжения и перемычки.

2.4.1. РАСЧЕТ ПРОСТЕНКОВ ПО ГОРИЗОНТАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ

Проверка прочности простенков по горизонтальным (опорным) сечениям выполняется раздельно на внецентренное сжатие и срез⁹.

Расчет на внецентрированное сжатие простенка прямоугольного или таврового сечения выполняется по расчетной схеме, в которой эпюра сжимающих напряжений аппроксимируется треугольником с максимальной ординатой¹⁰

$$R_c = \varphi \eta_c R_b \leq R_b, \quad (2.8)$$

где R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию с учетом коэффициентов условий работы γ_b (по СНиП 2.03.01—84) и $m_{кр}$ (по СНиП II-7—81);

η_c — коэффициент, учитывающий изменение сопротивления опорного сечения сжатию в зависимости от конструктивного решения горизонтального стыкового соединения стен в уровне перекрытия; определяется по [111];

φ — коэффициент продольного изгиба междуоконного простенка из плоскости; определяется по [111].

В общем случае простенок может быть армирован непрерывной контурной арматурой (S, S') и вертикальной

⁸ К узким обычно относят межпроемные простенки с геометрической характеристикой $\beta > 1$ ($\beta = l/h$, где l , h — рабочая высота и длина простенка), к широким — простенки с $\beta \leq 1$.

⁹ Расчету на срез междуоконные простенки с $\beta > 1$ не подвергаются.

¹⁰ Далее везде R_b , R_{bt} , R_{bs} означает в общем случае предел прочности бетона соответственно при сжатии, растяжении и срезе. Когда любая из этих характеристик (как в данном случае R_b) используется в расчетах строительных конструкций по первой группе предельных состояний, то она выражает соответствующее расчетное сопротивление бетона, определяемое по СНиП 2.03.01—84.

¹¹ Наличие горизонтальных стержней полевой арматуры в данном случае не учитывается.

половой¹¹. Напряжения в растянутой контурной арматуре (σ_s) принимают не более расчетного сопротивления стали растяжению (R_s). Сжатую контурную арматуру допускается учитывать в расчете, когда ее устойчивость обеспечивается выполнением соответствующих конструктивных требований, предусмотренных СНиП 2.03.01—84 для внецентренно-сжатых элементов. При этом напряжения в ней (σ'_s) могут быть определены из условия совместности работы смежных волокон арматурных стержней и сжатого бетона при справедливости гипотезы плоских сечений на участке сечения длиной x

$$\sigma'_s = n_E R_c \frac{x-a'}{x} \leq R_{sc}, \quad (2.9)$$

где R_c — максимальные нормальные напряжения в бетоне (рис. 2.7);

$\eta_E = \frac{E_s}{E_{pred}}$ — отношение модуля упругости контурной арматурной стали к приведенному модулю упругости бетона;

R_{sc} — расчетное сопротивление арматуры S' сжатию.

Согласно [111] напряжения в вертикальных стержнях полевой арматуры определяются дифференцированно, ис-

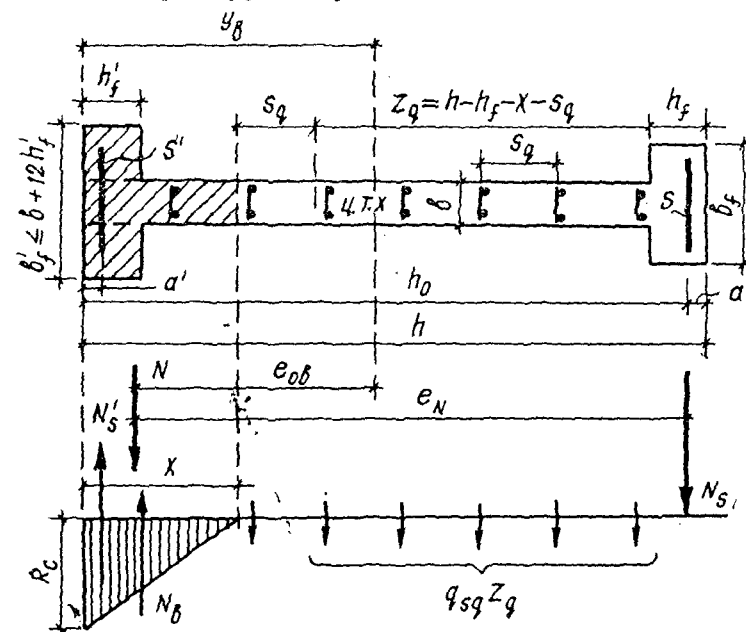


Рис 2.7. Схема расчета горизонтального сечения простенка при внецентренном сжатии

пользуя гипотезу плоских сечений. Это в известной мере усложняет расчет.

Учитывая обычно небольшую мощность вертикальных стержней полевого армирования и допуская возможность перераспределения в них усилий, суммарную равнодействующую этих усилий можно определять в виде

$$G_{sq} = q_{sq} z_q, \quad (2.10)$$

где

$$q_{sq} = \frac{A_{sq} R_{sq}}{S_q} \quad (2.11)$$

A_{sq} , S_q , R_{sq} — площадь поперечного сечения вертикальных полевых стержней одной плоскости, их шаг (см. рис. 2.7) и расчетное сопротивление растяжению;

$$Z_q = h - h_f - x - S_q. \quad (2.12)$$

Расчетные формулы для проверки прочности простенка в опорном сечении вытекают из условий его равновесия ($\Sigma M = 0$; $\Sigma N_y = 0$) в предельном состоянии (см. рис. 2.7).

При $e_{ob} > 0,95 y_b$:

$$N e_N \leq R_c \left[0,5 b x \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) + h_f'^2 \left(1 - \frac{h_f'}{2x} \right) (b_f' - b) \left(\frac{\frac{2}{3} h_f' - x}{2x - h_f'} - \frac{h_0}{h_f'} \right) + n_E A_s' \frac{x - a'}{x} (h_0 - a') \right] - q_{sq} z_q (0,5 z_q + h_f - a). \quad (2.13)$$

Длина сжатой зоны x определяется:

при $\frac{x}{h_0} = \xi \leq \xi_R$ — из уравнения

$$N + R_s A_s + q_{sq} z_q = R_c \left[0,5 b x + \left(1 - \frac{h_f'}{2x} \right) (b_f' - b) h_f' + n_E \frac{x - a'}{x} \right]; \quad (2.14)$$

при $\xi > \xi_R$ — из выражения

$$N + q_{sq} z_q = R_c \left[0,5 b x + \left(1 - \frac{h_f'}{2x} \right) (b_f' - b) h_f' + \frac{n_E}{x} (x - a') (h_0 - x) \right]. \quad (2.15)$$

При использовании этих уравнений величину ξ_R определяют по формуле

$$\xi_R = \frac{0,85}{1 + \frac{n_R}{n_E}}, \quad (2.16)$$

$$n_R = \frac{R_s}{R_c}. \quad (2.17)$$

При $r \leq e_{ob} \leq 0,95 y_b$ (r — радиус инерции сечения) допускается исходить из условия, что несущая способность опорного сечения при внецентренном сжатии обеспечивается только сопротивлением сжатой зоны, длину которой в этом случае следует определять, исходя из условия совпадения ее центра тяжести с точкой приложения продольной силы N .

При $e_{ob} < r$ условие прочности опорного сечения простенка принимает вид

$$N \leq R_c b h \frac{a_f' \left(y_b - \frac{h}{3} \right) + a_f' y_b + y_b}{y_b - \frac{h}{3} + e_{ob}}, \quad (2.18)$$

$$\text{где } a_f' = \frac{b_f' h_f'}{b h}. \quad (2.19)$$

При расчете междуоконных простенков допускается расчетное сечение принимать прямоугольным (без учета прилегающих участков стен перпендикулярного направления). При этом в формуле (2.8) значение коэффициента η_c принимается равным 1, а наличие сжатой контурной (S') и вертикальной полевой арматуры не учитывается. За счет этого расчетные формулы (2.13) — (2.15) существенно упрощаются.

Согласно [111] расчет опорных сечений широких простенков на действие поперечной силы (Q) производится из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sq}, \quad (2.20)$$

где Q_b — сопротивление сдвигу сжатой зоны сечения, принимаемое равным меньшему из значений

$$Q_b = \varphi_f N; \quad (2.21)$$

$$Q_b = R_{bsh} b x, \quad (2.22)$$

первое из которых выражает равнодействующую сил тре-

ния по площади сдвига, а второе¹² — сопротивление срезу прямоугольной сжатой зоны стены шириной b ;

Q_{sq} — сопротивление сдвигу растянутой зоны сечения; определяется по формуле

$$Q_{sq} = \varphi_t \mu_q b (h_0 - x) R_{sw} \quad (2.23)$$

В формулах (2.21) — (2.23):

N — продольная сжимающая сила в рассматриваемом сечении;

φ_t — коэффициент, принимаемый равным 0,9; 0,75 и 0,6 соответственно при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов;

μ_q — коэффициент армирования опорного сечения простенка вертикальной полевой арматурой;

R_{sw} — расчетное сопротивление растяжению распределенной по длине стены вертикальной арматуры, принимаемое по СНиП 2.03.01—84 как для поперечной;

R_{bsh} — максимальное сопротивление бетона срезу в пределах сжатой зоны сечения, определяется по формуле

$$R_{bsh} = \sqrt{0,5 R_{bt} R_{ct}}, \quad (2.24)$$

где R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению¹³.

2.4.2. РАСЧЕТ ПРОСТЕНКОВ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ

а. Узкие простенки ($\beta > 1$)

Разрушение узких простенков по косым сечениям является наиболее опасным видом разрушения таких элементов (особенно при знакопеременном нагружении силой Q). Поэтому проверка прочности узких простенков по наклонным сечениям должна входить в перечень обязательных расчетов элементов стен.

Известно, что при работе простенка на перекося очаг зарождения максимальных растягивающих напряжений находится в его центре.

Условие прочности простенка можно записать в виде

$$R_{ct} \geq 0,5 (\sigma_x + \sigma_y) \pm \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2}, \quad (2.25)$$

¹² Формула (2.22) не учитывает характер распределения касательных напряжений (τ_{xy}) в сжатой зоне опорного сечения. Более правильно записать ее в виде $Q_b = m R_{bsh} b x$, где $m < 1$ — коэффициент, величина которого определяется расчетной формой эпюры τ_{xy} .

¹³ Выражение (2.24) получено из критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии (см. раздел 4.1.1).

где

$$\begin{cases} \sigma_x = \sigma_x^N + \sigma_x^Q; \\ \sigma_y = \sigma_y^N + \sigma_y^Q; \\ \tau_{xy} = \tau_{xy}^N + \tau_{xy}^Q. \end{cases} \quad (2.26)$$

В выражениях (2.26) индексы N и Q при обозначениях напряжений указывают, что последние являются результатом действия соответственно вертикальной и горизонтальной нагрузок.

Распределение касательных напряжений τ_{xy}^a по длине горизонтального сечения, проходящего через центр простенка, довольно точно описывается уравнением квадратной параболы, из чего следует, что в центре простенка

$$\tau_{xy}^Q = 1,5 \frac{Q_n}{bh} \leq R_{bsh}, \quad (2.27)$$

где b, h — ширина и длина простенка.

Для центральной точки простенка можно принять

$$\sigma_x^N = \sigma_x^Q = \tau_{xy}^N = 0; \quad (2.28)$$

$$\sigma_n^N = \frac{N}{bh}, \quad (2.29)$$

где N — расчетная продольная сила, действующая на рассматриваемый простенок.

Подставив (2.27) и (2.28) в (2.26) и далее в (2.25), получим выражение для определения горизонтальной нагрузки, при которой начинается разрушение простенка по наклонному сечению

$$Q_n = \frac{bh}{1,5} \sqrt{R_{bt} \left(R_{bt} - \frac{N}{bh} \right)}. \quad (2.30)$$

Для простенков, армированных монотонной вертикальной и горизонтальной арматурой (например, сетками), значение Q_n может быть найдено по приближенной формуле

$$Q_n = \frac{bh}{1,5} \sqrt{R_{bt(s)} \left(R_{bt(s)} - \frac{N}{bh} \right)}, \quad (2.31)$$

где

$$R_{bt(s)} = R_{bt} \left[1 + \frac{0,71 \ln(q_{sq} + q_{sw})}{b} \right], \quad (2.32)$$

где q_{sq}, q_{sw} — см. формулы (2.52).

Состояние вопроса. Длительное время при проектировании бескаркасных зданий для сейсмических районов расчеты стен выполнялись с помощью различных программ машинного счета, большинство из которых реализовывало метод конечных элементов. Получаемые при этом характеристики напряженно-деформированного состояния стен далеко не всегда удовлетворительно описывали фактические уровни напряжений и характер их распределения в стенах на различных стадиях работы под нагрузкой, и прежде всего в стадии разрушения. Этому в значительной мере препятствовало то, что указанные программные реализации решали задачу в упругой постановке.

В последнее время развитие теории железобетона ознаменовалось разработкой методов нелинейного расчета конструкций в общей постановке. Из числа таких предложений следует выделить теорию железобетона с трещинами, разработанную Н. И. Карпенко [53] и его учениками.

Создание расчетной модели, учитывающей особенности деформирования железобетона за пределами упругости, послужило толчком к разработке соответствующих предложений по машинному расчету реальных конструкций. Правда, разработки этого направления предусматривают преимущественно простое нагружение конструкций, в то время как для практических целей больший интерес представляет сложное (непропорциональное) нагружение.

Однако можно не сомневаться, что в ближайшее время методика машинного расчета плоскостных конструкций в нелинейной постановке и условиях сложного нагружения получит программную реализацию¹⁴, но решит ли это проблему надежного и экономичного проектирования стен бескаркасных зданий? На этот вопрос нужно ответить отрицательно в силу ряда причин, основные из которых следующие.

Во-первых, при реализации в программах машинного счета метода конечных элементов такие важные результаты расчета, как схема развития трещин, ширина их раскрытия, напряжения на отдельных участках конструкции и наконец ее несущая способность в целом могут варьироваться в довольно широких диапазонах в зависимости от параметров разбивочной схемы конструкции на конечные элементы¹⁵.

¹⁴ Уже сегодня в этом направлении достигнут определенный успех [16; 17; 61; 127].

¹⁵ Это показано на примере в разделе 3.2.2.

Во-вторых, подготовка исходной информации для машинного расчета крупноразмерной сложной конструктивной системы, каковой является современное высотное здание, проведение такого расчета и анализ его результатов сопряжены с существенными трудозатратами и затратами машинного времени. Между тем опыт проектирования зданий убедительно доказывает, что далеко не всегда существует необходимость в выполнении таких дорогостоящих и трудоемких расчетов.

В этой связи появились предложения по созданию в проектных институтах картотек машинных расчетов зданий-представителей, т. е. зданий, имеющих характерные объемно-планировочные и конструктивные решения. Это предложение основано на том, что в стенах современных сейсмостойких бескаркасных зданий расход арматуры, устанавливаемой по расчету, редко превышает 10% полного объема, основную часть которого составляет армирование, выполняемое по нормируемым конструктивным требованиям. Специалистам известно, что во многих случаях дорогостоящие машинные расчеты зданий являются чисто формалистическим актом, поскольку они лишь подтверждают заведомо известный результат.

Можно было бы продолжить раскрытие состояния вопроса с применением машинного счета для реального проектирования зданий, однако полагаем, что и сказанное в достаточной мере подтверждает необходимость разработки инженерных методов расчета плоскостных конструкций.

Потребность в таких методах расчета особенно ощущается при технико-экономической оценке различных возможных вариантов конструктивно-планировочного решения проектируемого здания, проверке прочности, трещиностойкости и деформаций отдельных его конструкций, при повторном применении проектного решения и т. п.

Наличие инженерных методов, чаще всего реализуемых с помощью ЭВМ, не отвергает полезность численных методов расчета зданий, однако применять последние следует лишь тогда, когда это действительно необходимо. Например, для оценки напряженно-деформированного состояния неординарного конструктивного решения, расчета конструкции, работающей в условиях сложного силового взаимодействия (сеймика, неравномерные просадки основания и т. д.).

Разработке методики инженерного расчета железобетонных элементов (преимущественно балочного типа) по наклонным сечениям посвящены многочисленные исследова-

ния в нашей стране и за рубежом. Тем не менее приходится констатировать, что этот раздел теории железобетона не достиг пока желаемой степени совершенства. Причина заключается в исключительной сложности задачи и трудностях получения необходимой экспериментальной информации.

В середине 40-х годов А. А. Гвоздевым и М. С. Боришанским была сформулирована идея расчета железобетонных элементов по наклонным сечениям, основанная на рассмотрении равновесия возникающих в них внутренних усилий и действующих внешних сил. В дальнейшем эта идея развивалась на базе многочисленных исследований, выполнявшихся как советскими, так и зарубежными учеными. В результате был разработан инженерный метод расчета железобетонных элементов по наклонным сечениям, принятый действующими у нас в стране нормами.

Анализируя его в работе [120], А. С. Залесов отмечает, что метод этот все же нельзя признать совершенным в силу следующих причин. Во-первых, он не учитывает взаимного влияния всей совокупности действующих в расчетном сечении усилий (моментов, перерезывающих и продольных сил), поскольку основан на независимом рассмотрении условий равновесия по поперечным силам и моментам. Во-вторых, в расчетной модели предельные усилия в бетоне по наклонному сечению, нагельное сопротивление продольной арматуры и силы зацепления в наклонной трещине определяются эмпирически.

Недостатки метода приводят к тому, что расчетные значения несущей способности железобетонных элементов (особенно таврового профиля и преднапряженных) по наклонным сечениям зачастую отличаются от соответствующих экспериментальных величин в 1,5—2,5 раза.

Выше отмечалось, что несовершенство существующего метода расчета железобетонных элементов по наклонным сечениям в значительной мере обусловлено трудностями, с которыми приходится сталкиваться при экспериментальном изучении их напряженно-деформированного состояния. В этом отношении серьезного успеха удалось достичь А. С. Залесову и И. А. Титову при испытании балок с оптически чувствительными покрытиями [40]. Основываясь на результатах этих и других исследований, А. С. Залесов разработал новые методы расчета железобетонных балочных элементов по наклонным сечениям по прочности, образованию и раскрытию трещин [41; 42; 120]. В основу этих методов им был положен принцип совместного рассмотрения трех уравнений равновесия внешних и внутренних усилий ($\Sigma N =$

$= 0$; $\Sigma Q = 0$; $\Sigma M = 0$) в наклонном сечении, проходящем по критической трещине.

В число внутренних усилий вошли продольные и поперечные усилия в сжатом бетоне над вершиной наклонной трещины (N_{b1} , Q_{b1}), осевые усилия в поперечной арматуре (хомутах и отгибах), пересекающей наклонную трещину, продольные и поперечные усилия в продольных стержнях, а также силы зацепления, действующие в наклонной трещине. При определении этих усилий серьезные трудности обычно возникают с установлением значений N_{b1} и Q_{b1} , поскольку для этого требуется знание характера эпюр нормальных и касательных напряжений в сжатой зоне сечения.

Экспериментально установлено, что в нормальном сечении балки, проходящем через вершину наклонной трещины, как сжимающие (σ_x), так и касательные (τ_{xy}) напряжения фиксируются не только выше вершины наклонной трещины, но и ниже ее. Продольные усилия в бетоне над вершиной наклонной трещины (N_{b1}) и под ней (N_{b2}) соответственно составляют 53—74% и 26—47% полного усилия [120]. Что касается поперечного усилия, то большая его часть (от 52 до 90% в зависимости от продольного и поперечного армирования) приходится на участок сечения под вершиной наклонной трещины. При этом в стадии, близкой к разрушению, эпюра напряжений σ_x на участке сечения между вершинами нормальных и наклонной трещин близка к треугольной с максимумом до $0,5R_b$ у вершины наклонной трещины. На участке, расположенном выше по сечению, эпюра σ_x носит резко выраженный криволинейный характер с максимумом, близким к R_b у верхней грани сечения (рис. 2.8). Эпюра касательных напряжений имеет криволинейный характер с максимумом $(2-3)R_{bt}$ у вершины наклонной трещины.

Основываясь на этой информации, А. С. Залесов предложил расчетную эпюру нормальных напряжений σ_x принять в виде трапеции с высотой R_b , а эпюру касательных напряжений — в виде двух парабол, сопряженных в вершине наклонной трещины (рис. 2.8, б). В этом уровне величина предельных касательных напряжений (R_{bsh}) определяется, исходя из расчетного критерия прочности бетона (см. раздел 4.1.1), по приближенной формуле

$$R_{bsh} = k_1 \left(1 + k_2 \frac{\sigma_y}{R_b} \right) R_{bt} \leq 0,5R_b, \quad (2.33)$$

где σ_y — вертикальные напряжения от местного действия

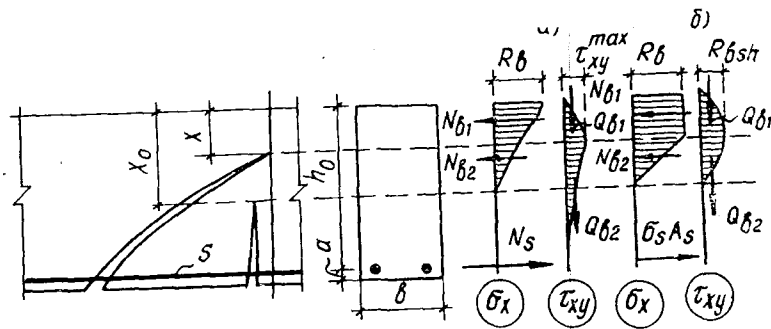


Рис. 2.8. Эпюры нормальных и касательных напряжений (а) и их расчетная аппроксимация (б) в поперечном сечении балки, проходящем через вершину наклонной трещины, перед разрушением [120]

нагрузки и от предварительного напряжения поперечной арматуры;

k_1, k_2 — коэффициенты, зависящие от класса бетона по прочности.

Поскольку минимальные значения коэффициентов k_1 и k_2 для бетонов различной прочности равны соответственно 2,2 и 5,5, то формулу (2.33) можно представить в виде

$$R_{bsh} = 2,2 \left(1 + 5 \frac{\sigma_y}{R_b} \right) R_{bt} \leq 0,5 R_b, \quad (2.34)$$

а при $\sigma_y = 0$

$$R_{bsh} = 2,2 R_{bt} \leq 0,5 R_b. \quad (2.35)$$

В работе [34] при применении описанного выше метода расчета прочности балок по наклонным сечениям предлагается уточнение эпюры сжимающих напряжений σ_x (рис. 2.9) путем умножения высоты сжатой зоны x над наклонной трещиной на коэффициент пластичности бетона (λ_b) в условиях плоского напряженного состояния, который определяется по формуле

$$\bar{\lambda}_b = 1 - \frac{1 - \lambda_{bu}}{\varphi}, \quad (2.36)$$

где λ_{bu} — предельное значение λ_b , определяемое из выражений:

- для тяжелого бетона $\lambda_{bu} = 0,93 - 0,014 R_b$;
- для легкого бетона $\lambda_{bu} = 0,60 - 0,022 R_b$;

φ — коэффициент, зависящий от мощности поперечного армирования балки и относительного пролета среза (a/h_0); определяется по графику в работе [34].

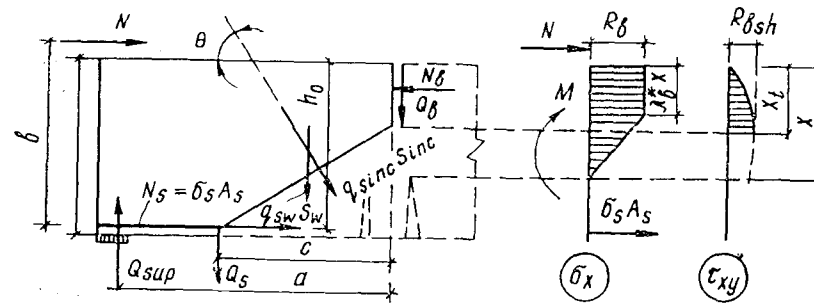


Рис. 2.9. Расчетная схема балочного элемента для определения прочности по наклонным сечениям [34]

При этом величину R_{bsh} рекомендуется принимать равной в зависимости от относительного пролета среза

при $a/h_0 \leq 2$: $R_{bsh} = 0,5 R_b$;

при $a/h_0 \geq 2,5$: $R_{bsh} = 2,2 R_{bt}$;

при $2 < a/h_0 < 2,5$ R_{bsh} определяется по интерполяции.

Для проверки описанного выше нового метода расчета железобетонных элементов по наклонным сечениям были испытаны свыше 400 опытных образцов [120]. Полученные при этом расчетные значения несущей способности балок отличались от экспериментальных значений в большинстве случаев в пределах 5—15%.

Все сказанное свидетельствует, что в последние годы в развитии методов расчета железобетонных элементов по наклонным сечениям достигнуты весьма существенные успехи. Однако основная их доля относится к балочным элементам, глубоко изученным экспериментально. Аналогичные исследования плоскостных стеновых элементов настолько немногочисленны и методически разобщены, что их результаты не могли сыграть роль базы для разработки метода расчета таких конструкций по наклонным сечениям. Использование же для этой цели методики, описанной в СНиП, давало во многих случаях разительное расхождение с опытными данными [6].

Инженерный метод расчета прочности стен зданий по наклонным сечениям. Для разработки аналитического метода расчета плоскостных конструкций по наклонным сечениям была принята обобщенная расчетная модель железобетонного элемента с наклонной и нормальной (в данном случае горизонтальной) трещинами. Продемонстрированный при этом общий подход к расчету по наклонным сечениям плоскостных и балочных элементов на единой теоретической основе имеет два существенных достоинства.

Во-первых, появляется определенная возможность компенсировать скупость экспериментальной информации о работе плоскостных конструкций с наклонными трещинами аналогичной довольно богатой и во многих случаях обобщенной информацией о работе балочных элементов. Во-вторых, создаются предпосылки для совершенствования метода расчета плоскостных конструкций по мере изучения специфики их работы при одновременном действии вертикальных и горизонтальных сил; причем направление этого изучения, благодаря принятой унификации расчетной модели, четко определяется.

Рассмотрим железобетонную стену-диафрагму двутаврового сечения с контурным и полевым (в виде вертикальных, горизонтальных и наклонных стержней) армированием, нагруженную вертикальной и горизонтальной силами (рис. 2.10). Будем исходить из условия, что разрушение такой конструкции начинается с появлением горизонтальной трещины в опорном сечении, а заканчивается образованием ряда наклонных трещин, одна из которых (критическая) характеризуется наибольшим раскрытием. В результате рассматриваемый участок стены расчленяется на два блока А и Б (рис. 2.10,а).

Условия равновесия блока А можно представить в виде уравнений, в которые (помимо внешних сил) входят предельные усилия в сжатой зоне бетона и арматурных стержнях, пересекаемых наклонным сечением — траекторией критической трещины:

$$Q = Q_{b1} + Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q'_s + Q_s; \quad (2.38)$$

$$N = N_{b1} + N'_s - N_{sq} - N_{s,inc} - N_s; \quad (2.39)$$

$$M_0 = NZ_N + QH = N_{b1}Z_{b1} + N'_sZ'_s - N_{sq}Z_{sq} - T_{s,inc}Z_{s,inc} + Q_{sw}Z_{sw} + Q_sC. \quad (2.40)$$

Определим усилия, входящие в эту систему уравнений.

Усилия в бетоне сжатой зоны. В первом приближении для принятия законов распределения напряжений σ_y и τ_{xy} в сжатой зоне стеновой панели воспользуемся предложением А. С. Залесова [120] для расчета прочности по наклонным сечениям балочных элементов. Тогда аппроксимируем эпюру сжимающих напряжений σ_y в горизонтальном опорном сечении 1—1 треугольником с максимальной ординатой R_b на участке между концами нормальной и наклонной трещин и прямоугольником с интенсивностью R_b на участке длиной X . Эпюра касательных напряжений в сечении 1—1 описывается квадратной параболой с максималь-

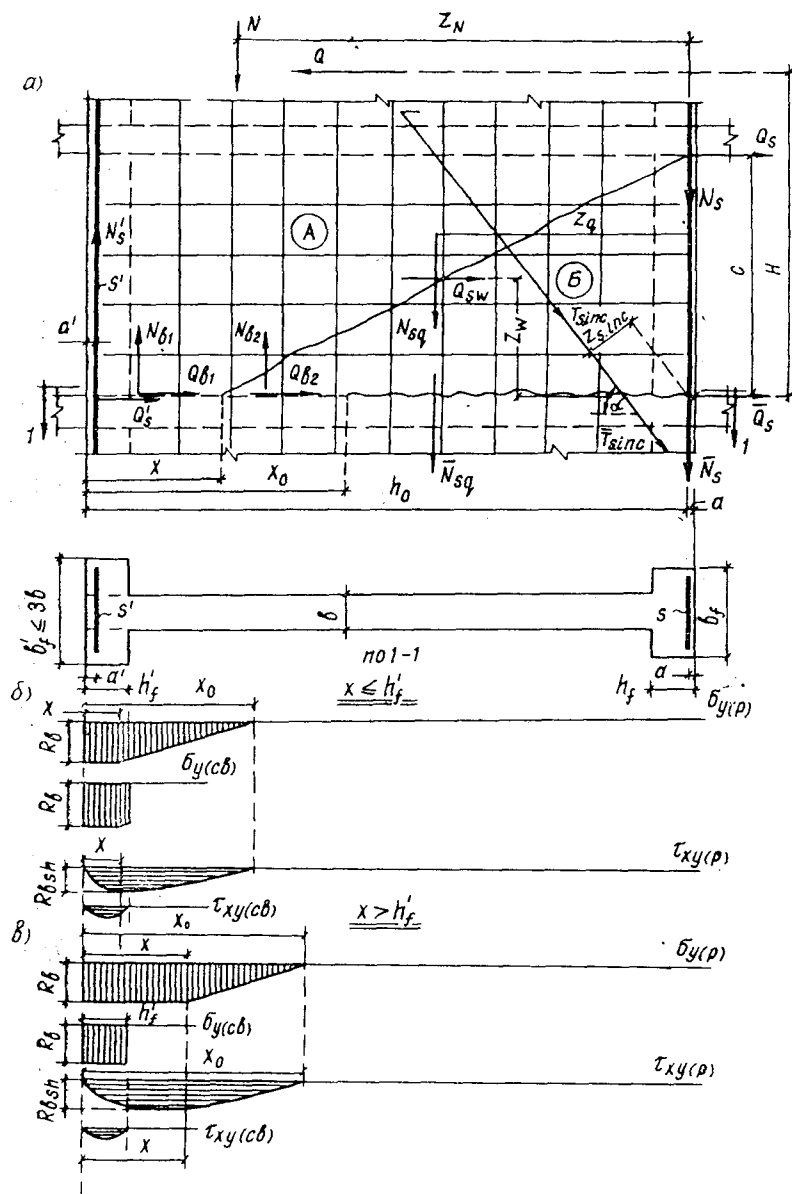


Рис. 2.10. Расчетная схема стены (а) и расчетные эпюры напряжений (б, в) в сечении 1—1

ной ординатой R_{bsh} , расположенной под вершиной наклонной трещины.

При рассмотрении расчетной схемы панели возможны два случая прохождения наклонной трещины:

а) вершина ее находится в полке, т. е. $x \leq h'_f$

б) вершина наклонной трещины располагается в ребре сечения, т. е. $x > h'_f$.

Рассмотрим оба эти случая, считая, что свесы сжатой полки длиной по 0,5 ($b'_f - b$) активно участвуют в работе панели:

а) $x \leq h'_f$

$$N_{b_1} = \omega_1 R_b \cdot b'_f x; \quad (2.41)$$

$$N_{b_2} = 0,5 \omega_2 R_b \left[b(x_0 - x) + \frac{2x_0 - x - h'_f}{x_0 - x} (b'_f - b)(h'_f - x) \right]; \quad (2.42)$$

$$Q_{b_1} = \frac{2}{3} R_{bsh} x [\omega_3 b + \omega_4 (b'_f - b)]; \quad (2.43)$$

б) $x > h'_f$

$$N_{b_1} = \omega_1 R_b [bx + (b'_f - b)h'_f]; \quad (2.44)$$

$$N_{b_2} = 0,5 \omega_2 R_b b(x_0 - x) \quad (2.45)$$

$$Q_{b_1} = \frac{2}{3} R_{bsh} [\omega_3 bx + \omega_4 (b'_f - b)h'_f]. \quad (2.46)$$

Усилия в полевой арматуре

Прежде всего условимся, что нагельным эффектом полевых стержней пренебрегаем.

В момент образования критической наклонной трещины напряжения в пересекаемых ею полевых стержнях будут различными, но можно предположить, что по мере приближения конструкции к стадии разрушения произойдет перераспределение усилий в этих стержнях, благодаря чему в большинстве из них напряжения достигнут предела текучести стали.

В этом случае можно принять

$$N_{sq} = \sum A_{sq} R_{sq}; \quad (2.47)$$

$$Q_{sw} = \sum A_{sw} R_{sw}; \quad (2.48)$$

$$T_{s, inc} = \sum A_{s, inc} R_{s, inc}; \quad (2.49)$$

$$Q_{s, inc} = T_{s, inc} \cos \alpha; \quad (2.50)$$

$$N_{s, inc} = T_{s, inc} \sin \alpha, \quad (2.51)$$

где A_{sq} , A_{sw} , $A_{s, inc}$ — площадь поперечного сечения соответственно вертикальных, горизонтальных и наклонных стержней полевой арматуры, пересекаемых расчетным наклонным сечением;

R_{sq} , R_{sw} , $R_{s, inc}$ — расчетное сопротивление для предельных состояний 1-й группы соответственно вертикальных, горизонтальных и наклонных стержней полевой арматуры.

Для случая монотонного полевого армирования (например сетками) можно дискретные усилия в стержнях заменить на непрерывные интенсивности

$$q_{sq} = \frac{A_{sq} R_{sq}}{S_q}; \quad q_{sw} = \frac{A_{sw} R_{sw}}{S_w}, \quad (2.52)$$

где S_q , S_w — шаг соответственно вертикальных и горизонтальных стержней.

Опыты показывают, что при монотонном полевом армировании одна плоскость стержней часто оказывается вблизи конца наклонной трещины в связи с чем напряжения в них не достигают расчетного значения. Поэтому для практических целей величины усилий N_{sq} и Q_{sw} следует определять по формулам

$$N_{sq} = q_{sq} (h - h_f - x - s_q); \quad (2.53)$$

$$Q_{sw} = q_{sw} (c - s_w). \quad (2.54)$$

Усилия в контурной арматуре

Арматура S

Для определения усилия $N_s = \sigma_s A_s$ будем считать справедливой гипотезу плоских сечений опорного сечения 1—1 на участке длиной $h - x$, тогда

$$\bar{N}_s = A_s \bar{\sigma}_s = A_s n R_b \frac{h_0 - x_0}{x_0 - x} \leq A_s R_s. \quad (2.55)$$

Из условия равновесия стены по горизонтальному сечению (см. рис. 2.10):

$$N = N_{b_1} + N_{b_2} + N_s - \bar{N}_s - N_{sq} - \bar{N}_{s, inc}; \quad (2.56)$$

$$\forall Z_N + QH = N_s Z_s + N_{b_1} Z_{b_1} + N_{b_2} Z_{b_2} - \bar{N}_{sq} Z_{sq} - \bar{T}_{s, inc} \cdot Z_{s, inc}, \quad (2.57)$$

де

$$\bar{N}_{sq} = q_{sq} (h - h_f - s_q - x_0); \quad (2.58)$$

$$Z_{sq} = 0,5 (h_0 - x_0). \quad (2.59)$$

Из сопоставления (2.39) с (2.56) и (2.40) с (2.57) следует

$$N_s = \bar{N}_s - N_{b_2} - N_{sq} - \bar{N}_{sq} = \bar{N}_s - N_{b_2} - q_{sq}(x_0 - x); \quad (2.60)$$

$$Q_s c = N_{b_2} Z_{b_2} + N_{sq} Z_{sq} - \bar{N}_{sq} Z_{sq} - Q_{sw} Z_{sw}. \quad (2.61)$$

Из (2.61) с учетом (2.53), (2.54), (2.58) и (2.59) следует:

$$Q_s = \frac{1}{c} [N_{b_2} Z_{b_2} + 0,5 q_{sq} (x_0 - x) (h + h_0 - h_f - s_q - x_0 - x)] - 0,5 q_{sw} (c - s_w); \quad (2.62)$$

а) при $x \leq h_f'$

$$N_s = A_s \bar{\sigma}_s - 0,5 \omega_2 R_b [b_2 (x_0 - x) + (b_f' - b) (h_f' - x) \frac{2x_0 - x - h_f'}{x_0 - x} - q_{sq} (x_0 - x)]; \quad (2.63)$$

$$Q_s = \frac{1}{c} \left\{ 0,5 \omega_2 R_b [b (x_0 - x) \left(h_0 - \frac{x_0 + 2x}{3} \right) + (b_f' - b) (h_f' - x) \times \right. \\ \left. \times \frac{2x_0 - x - h_f'}{x_0 - x} \left(h_0 - \frac{h_f' + x}{2} \right) \right] + 0,5 q_{sq} (x_0 - x) (h + h_0 - h_f - s_q - x_0 - x) \left. \right\} - 0,5 q_{sw} (c - s_w); \quad (2.64)$$

б) при $x > h_f'$

$$N_s = A_s \bar{\sigma}_s - 0,5 \omega_2 R_b b (x_0 - x) q_{sq} (x_0 - x); \quad (2.65)$$

$$Q_s = \frac{x_0 - x}{2c} \left[\omega_2 R_b b \frac{3h_0 - x_0 - 2x}{3} + q_{sq} (h + h_0 - h_f - s_q - x_0 - x) \right] - 0,5 q_{sw} (c - s_w). \quad (2.66)$$

Арматура S'

В силу совместности деформаций стержней сжатой арматуры и окружающего ее бетона напряжения σ'_s можно определить из выражения

$$\sigma'_s = n R_b \leq R_{bc}, \quad (2.67)$$

тогда

$$N'_s = n R_b A'_s. \quad (2.68)$$

В первом приближении можно принять $Q'_s = 0$. Раскрыв выражения (2.38) — (2.40) с учетом найденных значений, входящих в них параметров, получим:

$$а) \text{ при } x \leq h_f' \quad Q = \frac{2}{3} R_{bsh} x [\omega_3 b + \omega_4 (b_f' - b)] + \frac{1}{c} \{ 0,5 \omega_2 R_b \times$$

$$\times [b (x_0 - x) \left(h_0 - \frac{x_0 + 2x}{3} \right) + (b_f' - b) (h_f' - x) \frac{2x_0 - x - h_f'}{x_0 - x} (h_0 - \frac{h_f' + x}{2}) \left. \right\} + 0,5 q_{sq} (x_0 - x) (h + h_0 - h_f - s_q - x_0 - x) \left. \right\} + 0,5 q_{sw} (c - s_w) + T_{s, inc} \cos \alpha; \quad (2.69)$$

$$N = R_b \left\{ \omega_1 b_f' x + 0,5 \omega_2 [b (x_0 - x) + (b_f' - b) (h_f' - x) \frac{2x_0 - x - h_f'}{x_0 - x}] + n A'_s \right\} - A_s R_s - q_{sq} (h - h_f' - x_0 - s_q) - T_{s, inc} \sin \alpha; \quad (2.70)$$

$$NZ_N + QH = R_b \left\{ \omega_1 b_f' x (h_0 - 0,5x) + 0,5 \omega_2 [b (x_0 - x) \left(h_0 - \frac{x_0 + 2x}{3} \right) + (b_f' - b) (h_f' - x) \frac{2x_0 - x - h_f'}{x_0 - x} \left(h_0 - \frac{h_f' + x}{2} \right) \right] + n A'_s (h_0 - a') \right\} - 0,5 d_{sq} (h - h_f' - x_0 - s_q) (h_0 - x_0) - T_{s, inc} Z_{s, inc}. \quad (2.71)$$

$$б) \text{ при } [x > h_f' \quad Q = \frac{2}{3} R_{bsh} [\omega_3 b x + \omega_4 h_f' (b_f' - b)] + \frac{x_0 - x}{2c} \times \\ \times \omega_2 R_b b \cdot \frac{3h_0 - x_0 - 2x}{3} + q_{sq} (h + h_0 - h_f - s_q - x_0 - x) \left. \right] + 0,5 q_{sw} (c - s_w) + T_{s, inc} \cos \alpha. \quad (2.72)$$

$$N = R_b \{ \omega_1 [b x + h_f' (b_f' - b)] + 0,5 \omega_2 b (x_0 - x) + n A'_s \} - R_s A_s - q_{sq} (h - h_f' - x_0 - s_q) - T_{s, inc} \sin \alpha; \quad (2.73)$$

$$NZ_N + QH = R_b \{ [b x (h_0 - 0,5x) + h_f' (b_f' - b) (h_0 - 0,5h_f')] \omega_1 + 0,5 \omega_2 b (x_0 - x) \frac{3h_0 - x_0 - 2x}{3} + n A'_s (h_0 - a') \} - 0,5 q_{sq} (h - h_f' - x_0 - s_q) (h_0 - x_0) - T_{s, inc} Z_{s, inc}. \quad (2.74)$$

В приведенные формулы входит параметр C — длина проекции наклонной трещины на ось растянутой арматуры S . Определение значения C через целый ряд параметров, включая неизвестные X и X_0 , n . Приводит к весьма серьезному усложнению методики расчета стен по наклонным сечениям. Между тем, основываясь на изучении картины трещинообразования в стенах бескаркасных зданий при землетрясениях большой силы (см. раздел 1.5), можно до проведения соответствующих исследований принять C равным H — высоте стеновой панели в свету между перекрытиями.

Одним из важных параметров, входящих в расчетные

уравнения, является сопротивление бетона срезу R_{bsh} в условиях плоского напряженного состояния. Проявляя осторожность, продиктованную недостаточной глубиной изученностью этой характеристики, можно оперировать ее минимальным значением, определяемым по формуле (2.35). В уравнениях (2.69) — (2.74) $\omega_1, \omega_2, \omega_3$ и ω_4 — коэффициенты полноты соответствующих эпюр напряжений. В первом приближении их значения могут быть приняты равными: $\omega_1 = \omega_2 = 1$; $\omega_3 = 0,5$; $\omega_4 = 0,25$. Проверка описанного инженерного метода расчета стен по наклонным сечениям на соответствующем экспериментальном материале выполнена в разделе 3.2.4.

Этот метод рекомендован РСН 13—87. Наряду с ним эти же нормы допускают проверку прочности по наклонным сечениям стен с регулярно расположенными перекрытиями производить раздельно на действие **поперечной силы** и **изгибающего момента**, исходя из условия, что расчетная (критическая) наклонная трещина образуется в пределах одного этажа, и ее вершина расположена на сжатом участке горизонтального опорного сечения.

При этом проверку на поперечную силу рекомендуется выполнять по условию

$$Q \leq Q_{bt} + \sum_{i=1}^n R_{sw(i)} A_{sw(i)}, \quad (2.75)$$

где $A_{sw(i)}$, $R_{sw(i)}$ — соответственно площадь поперечного сечения горизонтальных стержней полевой арматуры i -й плоскости и ее расчетное сопротивление растяжению;

Q_{bt} — поперечное усилие, воспринимаемое сжатой зоной опорного сечения на участке длиной X (см. рис. 2.10). Допускается принимать

$$Q_{bt} = 0,6 Q_b, \quad (2.76)$$

где Q_b — принимается равным меньшему из значений, определяемых по формулам (2.21) и (2.22).

Расчет по формулам (2.75) и (2.76) представляется чересчур упрощенным. Во-первых, он не отражает взаимодействия всей гаммы усилий, возникающих как в сжатом бетоне, так и в стержнях полевой и контурной арматуры стен, пересекаемых наклонной трещиной, т. е. того главного, что является достоинством обобщенной расчетной модели железобетонного элемента в стадии разрушения по наклонным сечениям. Во-вторых, физический смысл числового коэффициента в формуле (2.76) не раскрыт, в связи с чем величина его представляется недостаточно обоснованной (см. также сноску на с. 82 к формуле 2.22).

2.4.3. РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТЫКОВ СТЕН

Исследованиями ЦНИИЭПжилища [7; 69; 70] установлено, что в поведении бесшпоночных и шпоночных вертикальных армированных стыков стен (см. рис. 2.2), работающих на срез под действием увеличивающейся нагрузки (T), можно выделить две фазы.

Для первой из них характерно сохранение монолитности стыка и практически линейная зависимость между деформациями сдвига и нагрузкой. Продолжительность этой стадии работы соединения в зависимости от его конструкции достигает $(0,5—0,9) T_u$ (T_u — предельное сдвигающее усилие). Вероятность появления трещин в вертикальных стыках сопрягаемых стен уменьшается с увеличением уровня совместности их работы. Этот фактор в значительной мере зависит от конструкции перекрытий.

Появлению трещин в вертикальных стыках стен наилучшим образом препятствуют панели перекрытий, опертые по контуру. Так, в монолитном 16-этажном здании с такими перекрытиями деформации сдвига между внутренними стенами из тяжелого бетона и наружными керамзитобетонными блоками при наблюдении в течение 400 суток не были зафиксированы [103].

Во второй фазе работы стыка появляется трещина по всей его плоскости. Жесткость сопряжения резко падает. Полному, обычно хрупкому разрушению стыка в этот момент препятствует арматура, пересекающая плоскость сопряжения. За счет нее проявляется нагельный эффект, а по поверхности сдвига развиваются силы трения и зацепления. Величина последних, зависящая от целой гаммы факторов, может изменяться в широких пределах. В опытах ЦНИИЭПжилища силы зацепления составляли $(1,24—2,08) R_{bt}$.

Статистический анализ результатов испытаний стыков различных типов показал, что для каждого конструктивного решения стыков этот числовой коэффициент изменяется в более узком диапазоне. Это позволило для расчета прочности (T_u) вертикальных сопряжений стен предложить формулу

$$T_u = \varphi_j R_{bt} A_j + A_{sw} R_{sw}, \quad (2.77)$$

где φ_j — эмпирический коэффициент, принимаемый равным 1,4 — для бесшпоночных соединений, 1,5 — для шпоночных соединений с равномерно распределенными по высоте шпонками и 1,8 — для шпоночных соединений с дискретными шпонками;

7 Ю. В. Измайлов

A_{sw} , R_{sw} — суммарная площадь горизонтальных арматурных стержней, пересекающих плоскость сдвига, и их расчетное сопротивление растяжению;

A_j — площадь среза в вертикальных стыках, принимаемая равной для бесшпоночных соединений площади сопряжения стыкуемых стен, а для шпоночных — суммарной площади среза шпонок, т. е.

$$A_j = \sum_{j=1}^n h_j b_j, \quad (2.78)$$

где h_j , b_j — высота и ширина j -той шпонки.

Несущая способность стыка (T_u) должна быть не менее расчетного усилия сдвига в стыковом соединении, определяемого по формуле

$$T = \frac{QSH_{st}}{I}, \quad (2.79)$$

где Q — поперечная сила, действующая в рассматриваемом уровне несущего стенового элемента;

S — приведенный статический момент полки элемента относительно оси, проходящей через геометрический центр тяжести горизонтального сечения несущего стенового элемента;

I — приведенный момент инерции горизонтального сечения несущего стенового элемента;

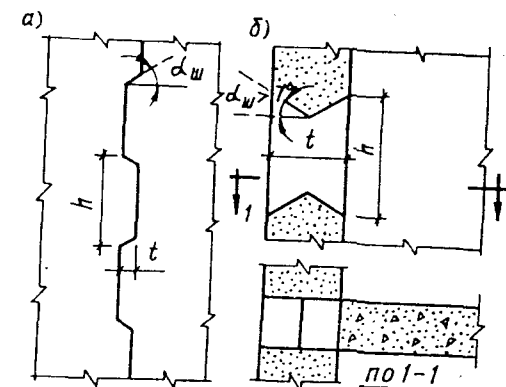
H_{et} — высота этажа.

Нужно заметить, что формула (2.77) не учитывает специфики работы стыков при сейсмическом воздействии. Между тем имеющиеся экспериментальные данные [7] показывают, что даже малоцикловое знакопеременное нагружение стыков при относительно высоких уровнях нагрузки снижает их прочность на 20—50%.

Учитывая, что разрушение вертикальных стыков нарушает пространственный характер работы здания, представляется правильным к расчету их прочности при работе в динамическом режиме подойти с большей осторожностью, для чего в формулу (2.77) ввести понижающий коэффициент (Ψ_c), дифференцируемый в зависимости от расчетной сейсмичности здания. До накопления соответствующих экспериментальных данных, объем которых пока не очень велик, значение коэффициента Ψ_c может быть принято равным 0,8; 0,7 и 0,6 при расчете стыков зданий с сейсмичностью соответственно 7, 8 и 9 баллов.

Увеличение мощности арматуры, пересекающей стык, приводит к повышению его трещиностойкости и в значительной мере — прочности. В опытах, описанных

Рис. 2.11. Рекомендуемые формы поверхности шпоночных соединений монолитных стен [111]



в работе [7], замена стержней 4Ø6A1 на 4Ø14AIII повысила трещиностойкость стыков в среднем на 15%, а их несущую способность на 45—70%.

В случаях, когда горизонтальная арматура в стыковых соединениях по расчету не требуется, ее все равно следует предусматривать, исходя из условия, чтобы площадь поперечного сечения стержней была не менее $0,2T/R_{sw}$, и не менее $0,5 \text{ см}^2$ на 1 погонный метр стыка в зданиях высотой до 5 этажей с расчетной сейсмичностью 7 баллов, и не менее 1 см^2 — во всех остальных случаях.

Для предотвращения смятия шпонок отношение их высоты (h) к глубине (t) должно удовлетворять условиям [111]

$$\frac{h}{t} \leq \begin{cases} 0,5R_b/R_{bt} \\ 6 \end{cases} \quad (2.80)$$

Для обеспечения плотного заполнения шпонок бетоном угол наклона их опорных граней к горизонтали (α_w) рекомендуется назначать в пределах 7—30° (рис. 2.11,а). При Т-образном сопряжении стен с помощью дискретных шпонок форму последних следует принимать в виде «ласточкиного хвоста» для усиления сопротивления отрыву ребра от полки сопряжения (рис. 2.11б.).

2.4.4. РАСЧЕТ ПЕРЕМЫЧЕК

В стенах монолитных зданий перемычки играют роль связей сдвига. В зависимости от количества вертикальных рядов таких связей различают односвязные и многосвязные стены-диафрагмы.

В принципе связи сдвига можно разделить на жесткие, шарнирные и податливые. Жесткие связи (рис. 2.12,а) обуславливают деформации стены как сплошного консольного бруса, при этом сами они остаются прямыми, направленными по радиусу кривизны бруса [36]. При шарнирных

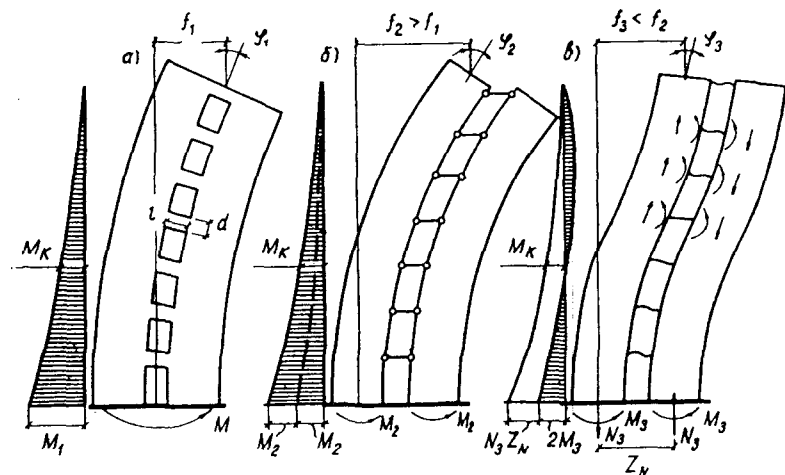


Рис. 2.12. Схемы работы стен с жесткими (а), шарнирными (б) и податливыми (в) связями сдвига

связях каждый столб диафрагмы деформируется самостоятельно (рис. 2.12, б), а связи, поворачиваясь в шарнирах, остаются горизонтальными. Перемычки реальных стен занимают промежуточное положение между двумя рассмотренными случаями связей сдвига. Обладая определенной податливостью, они сопротивляются изгибу и сдвигу, оказывая тем самым влияние на деформации столбов диафрагмы (рис. 2.12, в).

В местах заделки перемычек возникают местные моменты и перерезывающие силы. Последние, накапливаясь по длине столба, создают в нем нормальную силу N_3 [47]. В этом случае внешний момент будет равен

$$M_k = 2M_3 + N_3 Z_N. \quad (2.81)$$

Из (2.81) следует, что в стене с податливыми перемычками моменты в столбах и их перемещения будут меньше, чем в стене с шарнирными перемычками.

Стена-диафрагма с податливыми перемычками представляет собой статически неопределимую конструкцию, в элементах которой при достаточно высоких уровнях напряжений происходит перераспределение усилий вследствие пластических деформаций.

Как показали испытания стен с проемами [4; 37; 157] и обследования бескаркасных зданий после землетрясений, в стенах-диафрагмах первыми претерпевают повреждения обычно перемычки. Исследованиями МИСИ им. В. В. Куй-

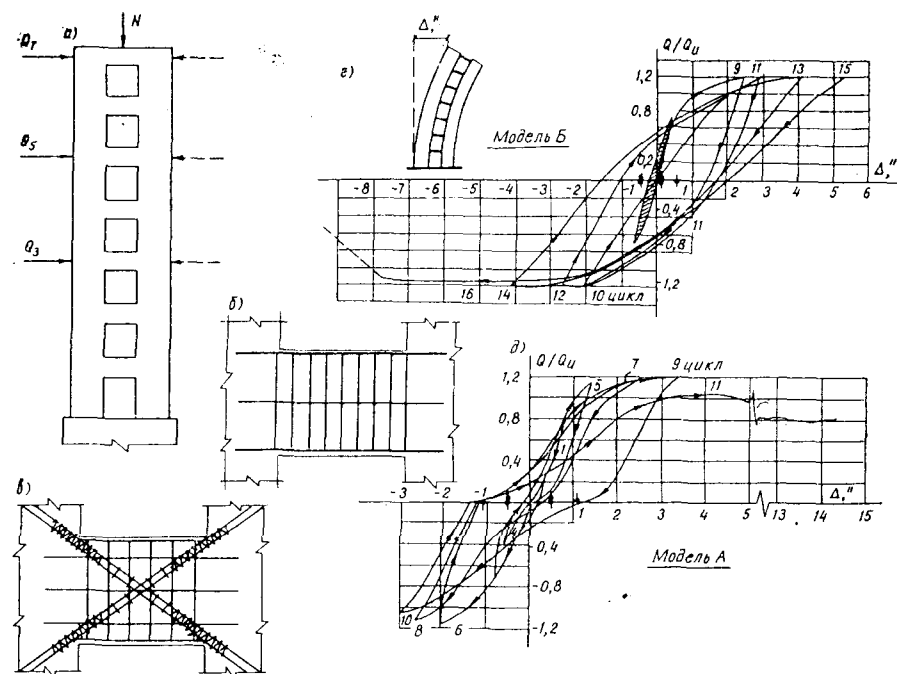


Рис. 2.13. Образцы стен-диафрагм (а, б, в) в опытах Т. Paulay [157] и основные результаты их испытаний знакопеременной нагрузкой (г, д). \times — начало текучести в столбах стены; \vdots — то же, в перемычках.

бышева установлено, что характер повреждения перемычки зависит от ее геометрических размеров. При $d/l < 1$ (см. рис. 2.12, а) появляются обычно нормальные трещины в опорных сечениях перемычки, т. е. в зонах действия максимальных моментов; при $1 < d/l < 1,25$ наряду с нормальными образуется одна диагональная трещина, соединяющая сжатые углы работающей на перекос перемычки. При $d/l > 1,25$ возникает только одна диагональная трещина, по которой и разрушается перемычка. В первых двух случаях разрушение перемычек происходит из-за раздавливания бетона в сжатых углах [37].

Т. Paulay [157] выполнил в Кентерберийском университете исследования, направленные на выяснение характера деформирования и разрушения перемычек в составе стен-диафрагм. Им установлено, что при традиционном армировании перемычек продольной и поперечной (хомутами) арматурой возможны два случая разрушения конструкции. При недостаточно мощном поперечном армировании пере-

мычка разрушается по наклонным сечениям¹⁶. Если же поперечное армирование в состоянии воспринять всю или большую часть перерезывающей силы, то разрушение перемычки происходит по сжатому бетону опорного сечения.

В рассматриваемых экспериментальных исследованиях были изготовлены и испытаны две модели ($\alpha_n=0,25$) семиэтажных стен-диафрагм (рис. 2.13,а). Перемычки в модели А армировались традиционным способом (рис. 2.13,б), а в модели Б усиливались диагональными каркасами. По мере увеличения горизонтальной нагрузки перемычки модели А претерпели серьезные повреждения, особенно в опорных сечениях (бетон здесь разрушился). В перемычках модели Б трещины ориентировались в основном вдоль диагоналей, опорные зоны остались в удовлетворительном состоянии даже в стадии разрушения.

В пользу диагонального армирования перемычек свидетельствует анализ графиков «нагрузка—смещение» для обеих моделей при малоцикловом нагружении. Судя по этим данным, пластичность деформирования модели А не достигла минимума ($\nu=4$), нормируемого новозеландскими нормами, в то время как для модели Б на 15 и 16 полуциклах ν соответствовало 7 и 13. Эффективность диагонального армирования перемычек подтверждает также М. S. Mirza [151].

Т. Paulay, отмечая высокую податливость перемычек с диагональным армированием, подчеркивает, что их упруго-пластическая работа при высоких уровнях нагрузки отличается стабильностью, равноценной наблюдаемой в металлических конструкциях¹⁷.

Конструирование перемычек должно предотвращать их хрупкое разрушение по наклонным сечениям. На основании анализа большого объема экспериментальных данных М. Е. Соколов отмечает, что добиться этого можно за счет увеличения количества хомутов, промежуточных горизонтальных стержней, а также установкой диагональных каркасов [109]. Этим обеспечивается относительно раннее появление пластических шарниров в опорных сечениях. При проектировании стен-диафрагм следует стремиться к тому, чтобы податливость перемычек проявилась до развития пластических деформаций в основании диафрагмы. За счет проявления податливости связей сдвига может происходить

рассеивание большой части энергии землетрясения, воздействующей на здание.

При землетрясении в перемычках одной стены возникают различные усилия. За счет развития пластических деформаций в наиболее нагруженных из них происходит перераспределение и, как следствие, выравнивание усилий в перемычках всего ряда. Это подтверждается результатами вибрационных испытаний 6 (12)-этажного фрагмента монолитного здания [107].

Изменение жесткости перемычек отражается и на характере работы соединяемых ими простенков.

Учет перераспределения усилий в перемычках за счет пластического деформирования позволяет снизить расчетный уровень усилий в них до 30% (см. рис. 2.6) и, следовательно, уменьшить потребность в расчетной арматуре. За счет этого также открывается возможность унификации армирования перемычек.

В расчетную схему стены в виде составного стержня перемычки могут быть введены в виде дискретных или континуальных продольных связей. В первом случае коэффициенты податливости перемычек рекомендуется определять по формуле [111]

$$\lambda_{lin} = \frac{l_{red}^3}{12E_b I} + \frac{m l_{red}}{G_b A}, \quad (2.82)$$

где m — коэффициент, принимаемый равным 1,0 для перемычек таврового профиля и 1,2 — для перемычек прямоугольного сечения;

l_{red} — приведенный пролет перемычки, равный $l_{lin} + 0,6h_{lin}$ (l_{lin} , h_{lin} — пролет перемычки в свету и высота ее сечения);

E_b , G_b — начальный модуль упругости и модуль сдвига бетона перемычки;

I , A — момент инерции и площадь поперечного сечения перемычки. При определении A для тавровых перемычек площадь свесов полок не учитывается.

Если в расчетную схему стены перемычки вводятся в виде континуальных связей, коэффициенты их податливости следует определять с учетом податливости соединяемых перемычкой простенков от изгиба и сдвига в пределах этажа по формуле

$$\lambda_{lin} = \frac{l_{red}^3}{12E_b I} + \frac{m l_{red}}{G_b A} + \lambda_1 \left(\frac{s_1}{H_{et}} \right)^2 + \lambda_2 \left(\frac{s_2}{H_{et}} \right)^2, \quad (2.83)$$

где $S_{1(2)}$ — расстояние от середины пролета перемычки в свету до оси левого (правого) простенка;

¹⁶ Такой характер разрушения перемычек отмечался при землетрясении на Аляске (1964 г.).

¹⁷ Результаты Т. Paulay относятся к высоким перемычкам с $l/h \leq 1$.

$\lambda_{1(2)}$ — коэффициент податливости левого (правого) простенка при местном изгибе и сдвиге в пределах этажа; определяется из выражения

$$\lambda_{1(2)} = \frac{(H_{cl} - h_{ln})^3}{12E_{cl}I_{1(2)}} + \frac{m(H_{cl} - h_{ln})}{G_{cl}A_{1(2)}}, \quad (2.84)$$

где $I_{1(2)}$, $A_{1(2)}$ — момент инерции и площадь горизонтального сечения левого (правого) простенка. В простенках таврового и двутаврового сечения свесы полок не учитываются.

Перекрытия в стенах монолитных зданий рассматриваются как балки прямоугольного либо таврового сечения с защемленными концами. Сечение перемычек считается тавровым только во внутренних стенах при двустороннем опирании на них монолитных либо сборномонолитных перекрытий. Во всех остальных случаях расчетное сечение перемычек принимается прямоугольным.

Проверке на прочность по изгибающему моменту и перерезывающей силе подвергаются соответственно нормальные опорные сечения и опасные наклонные. Эти расчеты выполняются по указанию СНиП 2.03.01—84 для балочных элементов.

2.5. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПЕРЕКРЫТИЙ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ

Расчет перекрытий монолитных зданий следует производить на эксплуатационные нагрузки и на нагрузки, возникающие при изготовлении перекрытий. Так, прочность при распалубливании монолитного перекрытия проверяется расчетом однопролетной балочной плиты шириной 100 см с защемленными концами, загруженной собственным весом и весом рабочего с инструментом, находящегося посередине пролета.

Сборные неразрезные перекрытия имеют две характерные стадии работы под нагрузкой: до и после выполнения стыков. На первой стадии плиты рассматриваются как однопролетные статически определимые конструкции, загруженные собственным весом, а также весом опалубки, людей и складированных материалов.

После устройства стыков перекрытия превращаются в неразрезные и догружаются весом полов, перегородок и полезной нагрузкой. На этой стадии работы вследствие развития деформаций ползучести происходит перераспределение усилий, которое необходимо учитывать в расчете.

104

Определенную сложность при этом представляет расчет дополнительного опорного момента ($M_{оп(2)}$), возникающего в неразрезных перекрытиях от первичной нагрузки, т. е. действовавшей до выполнения стыков. Согласно исследованиям Э. И. Киреевой, В. И. Лишака и В. В. Сааряна [55] величина $M_{оп(2)}$ зависит от продолжительности первой стадии работы перекрытий и может быть определена по формуле

$$M_{оп(2)} = \beta_{дл} M_{оп(y)}, \quad (2.85)$$

где $M_{оп(y)}$ — опорный момент в неразрезной упругой системе;

$\beta_{дл}$ — коэффициент релаксации, равный 0,5 при выполнении стыков сразу после монтажа плит и 0,35 — при выполнении их, спустя 10 суток.

Величины перераспределенных усилий в неразрезных плитах перекрытий могут быть определены как точными, так и приближенными способами. Применение точных методов сопряжено с известными математическими трудностями. В связи с этим авторами работы [55] предложен *приближенный способ* определения усилий в неразрезных перекрытиях, согласно которому в упругой стадии работы строятся эпюры моментов от первичной и вторичной постоянных нагрузок, а также от временной нагрузки в различных вариантах невыгодного нагружения. Далее для каждого из этих вариантов строятся суммарные эпюры моментов. К полученным таким образом опорным моментам прибавляют дополнительный момент $M_{оп(2)}$. Пролетные моменты ($M_{пр}$) определяются обычным способом.

В [111] принято другое предложение авторов [55] по приближенному определению опорных моментов ($M_{оп}$) с учетом перераспределения усилий в неразрезных перекрытиях, согласно которому

$$\begin{aligned} M_{оп} &\leq 0,7(\beta_{дл} M_{оп(y)} + \Delta M_{оп}); \\ M_{пр} &\geq M_{пр(y)}, \end{aligned} \quad (2.86)$$

где $\Delta M_{оп}$ — опорный момент в неразрезном перекрытии от приращения нагрузки на перекрытие после выполнения стыков;

$M_{пр(y)}$ — изгибающий момент в свободно опертой плите перекрытия (до выполнения стыков).

При расчете неразрезных перекрытий с учетом пластических деформаций необходимо принимать реальные условия опирания плит на стены (по балочной схеме, с опиранием по контуру или по его части) [73; 74; 100]. Для сборно-монолитных перекрытий со скобами также ха-

рактены две стадии работы. На первой из них скорлупы воспринимают монтажные нагрузки, а на второй сборно-монолитные перекрытия работают на эксплуатационные нагрузки.

Прочность, трещиностойкость и необходимая жесткость скорлуп должна обеспечиваться при действии монтажных нагрузок и в стадии бетонирования монолитной части перекрытия. В последнем случае расчетная схема скорлупы представляется в виде неразрезной балки, опорами которой являются монтажные стойки скорлупы, загруженной ее собственным весом, а также весом монолитного бетона, людей, инструмента и приспособлений. Условие прочности скорлупы на этой стадии работы выражается неравенством

$$M_{\max} \leq M_c, \quad (2.87)$$

где M_{\max} — максимальный (пролетный либо опорный) изгибающий момент в скорлупе от монтажных нагрузок;

M_c — изгибающий момент, воспринимаемый скорлупой. Принимается равным большему из определяемых по формулам значений:

$$\text{для пролетных сечений } M_c = A_s R_s \left(h_0 - \frac{0,5 A_s R_s}{b R_s} \right); \quad (2.88)$$

для опорных сечений скорлуп без внешнего армирования:

$$M_c = \frac{bh^2 R_{bt}}{3,5}; \quad (2.89)$$

то же с внешним армированием s' :

$$M_c = A_s R_s' (h'_0 - 0,5h), \quad (2.90)$$

где A'_s , A_s — площадь сечения внешней продольной арматуры и арматуры в скорлупе;

$b = 100$ см — расчетная ширина сечения скорлупы;

h , h_0 — полная и рабочая высота сечения скорлупы;

h'_0 — расстояние от сжатой грани скорлупы до центра тяжести арматуры S' .

В стадии эксплуатации сборно-монолитное перекрытие работает как неразрезная конструкция, в которой роль пролетной рабочей арматуры выполняет арматура соответствующего направления скорлупы, а растягивающие напряжения над опорами воспринимают специально устанавливаемые арматурные сетки. В дополнение к ординарным для таких конструкций расчетам производится их проверка на расслаиваемость по плоскости сопряжения сборной и мо-

нолитной частей по формуле

$$\frac{Q}{bh_0 - 0,5 \frac{R_s A_s}{R_s}} \leq R_{ct}, \quad (2.91)$$

где Q — поперечная сила от внешних нагрузок в нормальном сечении перекрытия;

$b = 100$, h_0 — расчетная ширина сечения и его рабочая высота;

R_{sh} — сопротивление срезу, принимаемое равным 0,2 МПа при гладкой поверхности скорлупы и 0,3 МПа — при механическом создании на ней шероховатостей.

3. ИЗУЧЕНИЕ ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАЦИЙ МОНОЛИТНЫХ СТЕН ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СИЛ

Вряд ли нужно доказывать, что совершенствование методов расчета стеновых конструкций и принципов их конструирования невозможно без проведения исследований, освещающих специфику напряженно-деформированного состояния стен в различных силовых ситуациях, характер трещинообразования в них, поведение при повторяющихся знакопеременных нагружениях и др. вопросы.

В последнее десятилетие произошла заметная активизация исследований в этом направлении, и, хотя полученные при этом результаты ни по объему, ни по спектру освещаемых вопросов не сопоставимы с аналогичной информацией, накопленной для балочных конструкций, рассмотрение их представляет несомненный интерес.

3.1. ОБЗОР ИССЛЕДОВАНИЙ, ВЫПОЛНЕННЫХ В СССР И ЗА РУБЕЖОМ

Изучением работы стеновых диафрагм занимались в СССР А. А. Адилходжаев, Г. Н. Ашкинадзе, В. С.-Г. Борнев, Б. П. Брусков, И. В. Бубук, Ю. В. Измайлов, А. Ф. Кирпий, В. И. Коноводченко, Б. А. Косицын, М. М. Кукбаев, Р. А. Кулиев, Н. В. Морозов, В. Л. Мусненко, С. В. Поляков, М. Е. Соколов, В. Г. Цимблер и др., а за рубежом: С. М. Alexander, F. Barda, F. J. Vecchio, A. E. Cardenas, M. P. Collins, W. G. Corley, M. Priestley, R. Park, T. Paulay, P. Gergeley, R. N. White, H. G. Russell, A. Sunge, J. M. Hanson, A. E. Fiorato и др.

Несмотря на столь емкий перечень специалистов, работающих в интересующей нас области, суммарная информативность выполненных ими исследований применительно к стенам монолитных зданий довольно ограничена. Объясняется это двумя причинами.

Во-первых, большая часть работ этого направления была посвящена изучению поведения под нагрузкой стен круп-

нопанельных зданий, что закономерно отражалось на методике проведения экспериментов. В частности, для таких исследований характерно нагружение опытных панелей по «диагональной» схеме, не отражающей условий нагружения стен монолитных зданий при сейсмическом воздействии. Во-вторых, часть исследований по стенам монолитных зданий характеризуется методической разобщенностью, применением, как правило, весьма ограниченного количества опытных образцов, существенными диапазонами колебания их основных физико-механических характеристик и наконец разной степенью чистоты проведения экспериментов. Эти обстоятельства зачастую являлись причиной возникновения противоречивых суждений по одному и тому же вопросу.

Даже в сумме эти работы далеко не охватывают всех факторов, определяющих прочность, трещиностойкость, жесткость и другие важнейшие характеристики монолитных стен, работающих в условиях сложного нагружения вертикальной и горизонтальной нагрузками. К слову сказать, большинство зарубежных исследований выполнено при нагружении опытных образцов стен только горизонтальной нагрузкой. Несмотря на сказанное, ознакомление с результатами изучения поведения под нагрузкой фрагментов стен монолитных зданий представляет очевидный интерес как с позиций использования этих результатов в решении задачи оптимального конструирования таких конструкций, так и для выбора направления дальнейших исследований в этой области.

Все интересующие нас работы можно разделить на две группы, первая из которых посвящена изучению высоких (многоэтажных) стен-диафрагм, а вторая охватывает опыты с одноэтажными фрагментами стен.

3.1.1. ПОВЕДЕНИЕ ПОД НАГРУЗКОЙ ВЫСОКИХ СТЕН-ДИАФРАГМ

Большинство исследователей, и в первую очередь зарубежных [137; 151; 152; 157], обращают внимание на то, что высоким стенам-диафрагмам присущ изгибный характер деформирования. Такие конструкции, как правило, характеризуются высокими значениями числа пластичности χ и выраженными диссипативными свойствами. Для них сдвиговой характер разрушения не типичен. Однако здесь уместно напомнить, что в зависимости от технологии возведения монолитные стены могут быть бесшовными (при использовании скользящей опалубки) и с регулярными

технологическими швами (при применении переставных опалубок). Это обстоятельство может существенным образом повлиять на работу как многоэтажных зданий, так и их стен в условиях сейсмического воздействия.

При натурных вибрационных испытаниях в Туле 16-этажного монолитного дома, возведенного в скользящей опалубке, при довольно большой инерционной нагрузке (в 2,5 раза превышавшей расчетную ветровую) жесткость здания и частота собственных колебаний уменьшились соответственно всего на 14 и 17% [27]. Это свидетельствует о том, что здание деформировалось в основном в упругой стадии, а зафиксированное снижение жесткости системы следует отнести преимущественно за счет податливости основания.

Иначе вела себя при аналогичных испытаниях модель ($\alpha_n=0,25$) 10-этажного монолитного здания с регулярными технологическими швами [10]. При относительно высоких уровнях инерционной нагрузки появились горизонтальные трещины в технологических швах, а затем и наклонные в простенках 2-го этажа. При этом отчетливо проявился нелинейный характер деформирования здания. В конце испытаний частота собственных колебаний оказалась в 2,2 раза меньше исходного значения. Несмотря на это, модель монолитного здания продемонстрировала большую жесткость и большую несущую способность, чем идентичная модель крупнопанельного здания. Объяснить это следует наличием в полносборном здании большого количества не только горизонтальных, но и вертикальных стыков.

В. С.-Г. Бориев [23] провел статические испытания четырех моделей 9-этажных стен-диафрагм (при сложном загрузении вертикальной и горизонтальными (рис. 3.1,а) нагрузками), две из которых были бесшовными, а две другие — с регулярными технологическими швами, получившимися за счет перерывов по 5 суток в бетонировании поэтажных участков диафрагм.

Разрушение образцов обоих типов произошло по наклонным сечениям, но при различных схемах трещинообразования. В бесшовных диафрагмах вначале появились горизонтальные трещины в зоне максимальных изгибающих моментов. С ростом горизонтальной нагрузки они стали зарождаться выше по высоте диафрагмы, трансформируясь в наклонные трещины. В стадии разрушения высота всей зоны трещинообразования составила примерно четвертую часть полной высоты модели. В диафрагмах со швами первая трещина появилась в нижнем шве при нагрузке, составлявшей 25% от разрушающей (табл. 3.1).

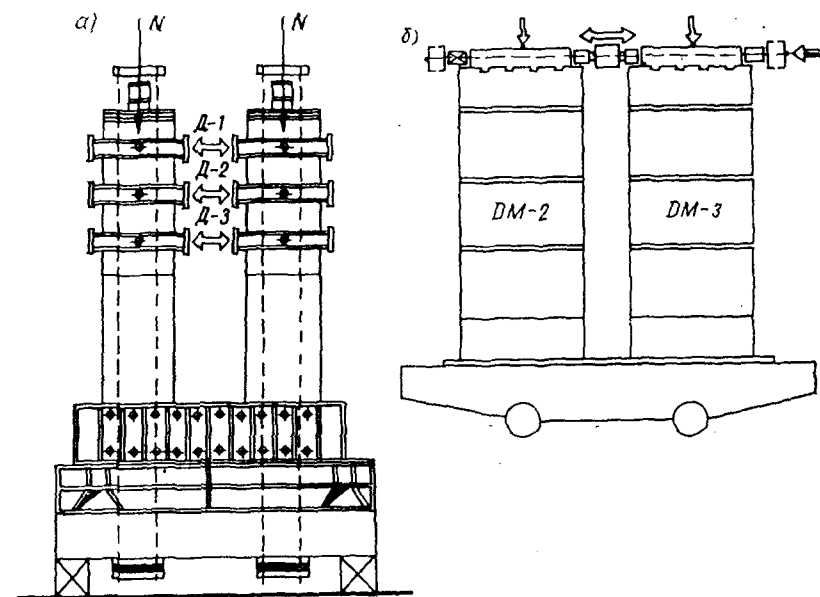


Рис. 3.1. Модели многоэтажных стен и схемы их испытаний в опытах ЦНИИЭПжилища

Таблица 3.1. Основные результаты испытаний стен-диафрагм [23]

Тип опытных моделей стен	Прочностные характеристики бетона, МПа		Горизонтальная нагрузка (Q) в кН при		
	R_b	R_{bf}	1-й горизонтальной трещине	1-й наклонной трещине	разрушения
бесшовные	14,2—19,8 17,3	0,92—0,98 0,95	30,0	50,0	70,0
с технологическими швами	27,5—27,8 27,7	1,47—1,95 1,72	20,0	70,0	80,0

Примечание. Здесь и далее в числителе приведены минимальные и максимальные значения характеристики, в знаменателе — ее средняя величина.

По мере увеличения перерезывающей силы до 50 кН появились трещины во втором и третьем (считая снизу) швах модели. При $Q=70$ кН образовалась наклонная трещина как продолжение горизонтальной. Поскольку прочностные характеристики бетона бесшовных диафрагм были в 1,6—1,8 раза ниже, чем бетона диафрагм со швами, можно заключить, что последние обусловили некоторое снижение несущей способности моделей стен при разрушении по наклонным сечениям.

Интересные сведения приводят J. Takahashi, A. Shibata, T. Shiga в работе [163], посвященной рассмотрению реакции 9-этажного здания университета Тохоку на сильное землетрясение 1978 г., в ходе которого максимальное ускорение на уровне 9 этажа достигло $1g$. Наиболее пострадавший участок (с 3-го по 6-й этаж) одной из стен-диафрагм был смоделирован ($\alpha_n=0,1$) и испытан при одновременном действии вертикальной и горизонтальных сил.

Сопоставление картин трещинообразования натурной стены и ее модели указывает на существенное различие в их характере (рис. 3.2).

В натурной стене косые трещины не пересекали перекрытия и технологические швы; их траектории замыкались в пределах высоты этажа. В модели, не имевшей технологических швов, явно просматриваются два пересекающихся пучка трещин, направленных вдоль обеих диагоналей всего образца. Многие из этих трещин пересекают небольшие по размерам горизонтальные утолщения стен, которые не смогли выполнить функции междуэтажных перекрытий. В нижней части модели образовались трещины в результате изгиба конструкции как сплошного консольного бруса. Ав-

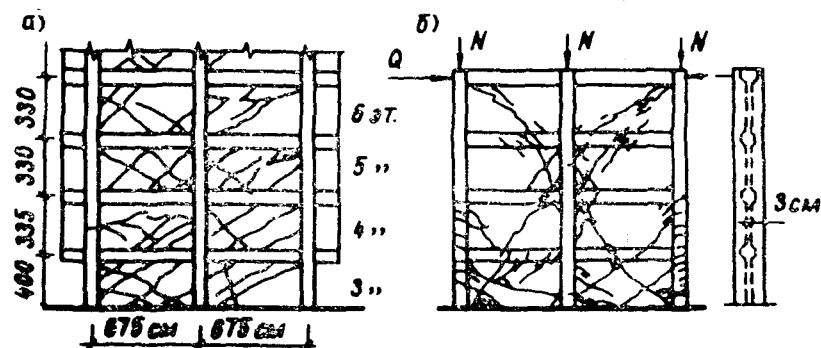


Рис.3.2. Трещинообразование в стене здания при сильном землетрясении (а) и в ее модели (б) [163]

Таблица 3.2. Результаты испытаний стен-диафрагм с технологическими швами различной прочности [9]

Шифр модели	Продолжительность перерывов в бетонировании	Прочность бетона при сжатии R_b , МПа	Нормальное сжатие в швах, МПа	Горизонтальная нагрузка, кН при	
				первой трещине	при разрушении
ДМ-2	2—13 сут	12,9	0,1	150	достигнуто не было при $Q=220$
ДМ-3	2—4 ч	18,0	1,35	187	

торы этих исследований отмечают, что при циклическом нагружении моделей наблюдалось постепенное увеличение ширины раскрытия трещин. Так, при 3-м цикле загрузки значения максимальной и остаточной ширины раскрытия трещин превосходили соответствующие первичные значения (при 1-м цикле) в 1,2—1,3 раза. Эти сведения согласуются с данными, содержащимися в работе [159].

Проведенные ЦНИИЭПжилища натурные вибрационные испытания фрагмента монолитного здания, возведенного в переставных опалубках, также показали, что разрушение стен-диафрагм с технологическими швами начинается с появления в последних горизонтальных трещин [8]. С этого момента особенно четко проявляется нелинейное деформирование стен и снижение их жесткости¹.

Проведению динамических испытаний натурного фрагмента здания сопутствовали статические испытания двух моделей его стен с регулярными технологическими швами (см. рис. 3.1,б) [9]. В одной модели (ДМ-2) швы выполнялись за счет устройства перерывов в бетонировании по 2—13 дней, в другой (ДМ-3) эти перерывы были уменьшены до 2—4 часов, причем поверхность ранее уложенного бетона перед укладкой нового бетона разрыхлялась. Обе модели стен армировались двумя сетками ($\varnothing 4B-I$, 28×30 см) и каркасами $2\varnothing 6A-III$ (у торцевых граней).

Разрушение обеих моделей началось с появления трещин в нижних технологических швах, но при разных нагрузках (табл. 3.2). При $Q=190$ кН в модели ДМ-2 про-

¹ В расчетах отсека монолитного здания, выполненных ТамЗНИИЭП, учет деформативности технологических швов привел к увеличению единичного перемещения верха здания на 50% [105].

изошел разрыв полевой арматуры в трещине. В модели ДМ-3 это явление наблюдалось при $Q=200-219$ кН. В обоих случаях характер трещинообразования в стенах был определен наличием в них технологических швов.

В сжатых зонах эпюры напряжений σ_y оставались близки к треугольной форме даже, когда значения σ_y достигли призмочной прочности бетона.

В дополнение к моделям ДМ-2 и ДМ-3 в ЦНИИЭПжи-лища были изготовлены еще две модели (ДМ-4 и ДМ-5) размером $1,8 \times 0,9 \times 0,13$ м с технологическими швами, выполненными за счет перерывов в бетонировании продолжительностью 2—5 суток. Между собой они различались армированием. В ДМ-4 контурная арматура ($8\phi 10A-III$; $A_s = A'_s = 6,28$ см²) распределялась на участках сечения длиной $0,2L$ (L — длина образца), а в ДМ-5 она ($2\phi 18A-III$; $A_s = A'_s = 5,08$ см²) сосредотачивалась у торцов образца (рис. 3.3).

Испытывались модели ДМ-4 и ДМ-5 по той же схеме, что и образцы ДМ-3 и ДМ-2, но при вертикальной нагрузке 400 кН и знакопеременном приложении горизонтальной нагрузки. Судя по показаниям приборов, разрушение обеих моделей начиналось с появления горизонтальных трещин при $Q=150$ кН, а первая видимая наклонная трещина была зафиксирована в образцах ДМ-4 и ДМ-5 соответственно при $Q=350$ и 250 кН.

Наблюдения за деформациями арматурных стержней выявили неравноценность ее использования при рассредо-

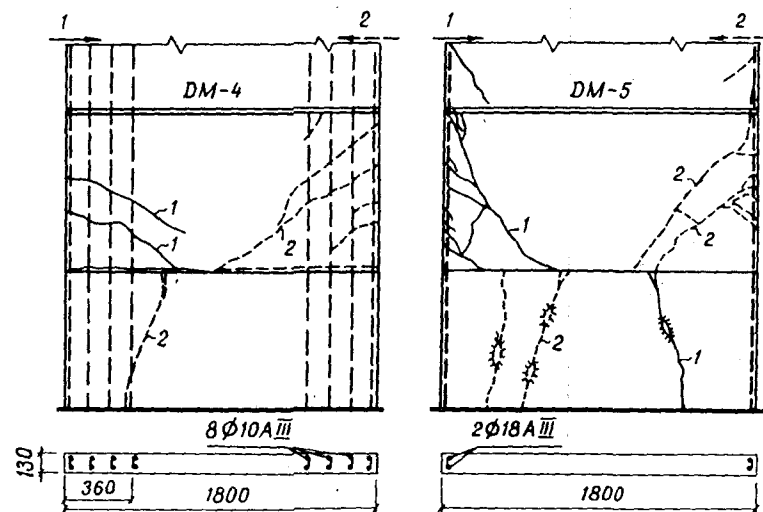


Рис. 3.3. Характер трещинообразования в моделях стен с различным размещением контурной арматуры [106].

точном распределении на участке длиной $0,2L$. Так, в сечении с трещиной при достижении в крайних стержнях контурной арматуры модели ДМ-4 состояния текучести ($\epsilon_s = 250 \cdot 10^{-5}$) деформации в стержнях среднего каркаса достигли лишь $150 \cdot 10^{-5}$. Концентрация арматуры у граней диафрагм ДМ-5 привела к относительно меньшему (по сравнению с ДМ-4) раскрытию трещин в технологическом шве и более позднему достижению в стержнях напряжений текучести. Наклонных трещин в этой модели было меньше (см. рис. 3.3), но зато с большей шириной раскрытия.

Характерной особенностью работы модели ДМ-5 при перемене знака нагрузки явилось раздробление бетона, окружающего арматурные стержни, и их выпучивание при сжатии после предварительного растяжения. В этой связи заметим, что в данном случае продольные стержни не имели поперечной анкеровки в рабочем объеме конструкции. В работе [106], посвященной этому эксперименту, отмечается, что при $Q=350$ кН модель ДМ-4 еще не была разрушена, а модель ДМ-5 фактически разрушилась по наклонной трещине и вертикальной арматуре. По мнению Т. В. Скрипник — автора этой работы, — описанные испытания не выявили отрицательного влияния наклонных трещин на деформирование стен-диафрагм, но установили нежелательность как концентрации контурной арматуры у их граней, так и чрезмерной ее рассредоточенности по длине сечений. В этой связи предлагается контурную арматуру размещать у торцов стен на участках длиной $0,1L$.

Зарубежные исследователи выполнили ряд экспериментальных работ со связевыми стенами-диафрагмами. Одна из таких работ [157] описана в разделе 2.4.4 (см. рис. 2.13). Подобные опыты поставил также М. S. Mirza [151]. Помимо фотоупругих моделей он провел испытания трех железобетонных образцов бесшовных стен (рис. 3.4), имевших контурную и полевую (вертикальную и горизонтальную) арматуру. В основном эти модели отличались друг от друга размерами и армированием перемычек.

Некоторые из них помимо вертикальных и горизонтальных стержней имели диагональные стержни. Наиболее жесткие перемычки были у модели № 3. Испытания образцов стен осуществлялись горизонтальной нагрузкой, прикладываемой в уровнях перемычек. До нагрузки, равной примерно $0,5 Q_u$, все три модели работали по существу в упругой стадии (рис. 3.5). При дальнейшем увеличении перерезывающей силы напряжения в растянутой контурной арматуре достигли предела текучести, следствием чего яви-

С появлением указанной трещины площадь передачи этих нагрузок заметно уменьшается, а ее расположение относительно геометрической оси стены становится явно эксцентричным (рис. 3.7,з). Каждый такой участок стены работает в условиях внецентренного сжатия и сдвига в плоскости. Развитие наклонных трещин в нем локализуется технологическими швами, которые как бы направляют процесс трещинообразования в таких стенах.

Для того чтобы представить себе, как отражается появление горизонтальных трещин в технологических швах стены на ее напряженно-деформированном состоянии, воспользуемся результатами трех расчетов, выполненных по программе «Феникс». Объектом расчетов являлась железобетонная панель ($E_b = 1,8 \cdot 10^{-4}$ МПа) с симметричным контурным армированием ($S = S' = 4\phi 14A-III$) длиной 240 см, высотой 130 см и толщиной 10 см. Поверх панели загружалась внецентренно приложенной ($e_0 = 80$ см) вертикальной ($N = 840$ кН) и горизонтальной ($Q = 500$ кН) сосредоточенными силами.

В первой задаче рассматривалась панель без трещин, во 2-й и 3-й задачах в растянутую зону опорного сечения панели была введена трещина длиной соответственно 100 и 200 см².

Сопоставление результатов этих расчетов подтверждает, что появление трещины в опорном сечении и ее развитие приводит к существенному изменению напряженного состояния поля панели. Так, при отсутствии трещины максимальные главные растягивающие напряжения ($\sigma_{гр(макс)}$) по существу не превышали 6 МПа и концентрировались на участке нижнего правого угла панели (рис. 3.8,а). Появление в опорном сечении трещины ($l_T = 100$ см) обусловило резкое падение $\sigma_{гр}$ в зоне ее прохождения и увеличение $\sigma_{гр}$ выше трещины, где их значения превысили 8 МПа (рис. 3.8,б). При этом четко обозначилась тенденция к существенному сужению зоны максимальных значений $\sigma_{гр}$ по направлению к правому нижнему углу поля панели.

С развитием трещины ($l_T = 200$ см) максимум напряжений $\sigma_{гр}$ достиг 11 МПа, причем точки с максимальными $\sigma_{гр}$ несколько отошли от растянутой грани поля, где они фиксировались в задачах № 1 и 2. Интересно, что при относительно небольшой глубине раскрытия трещины ($l_T = 100$ см) вблизи ее конца фиксируются довольно высокие значения $\sigma_{гр}$, как бы создающие условия для дальнейшего

² Трещины вводились в расчет путем разрыва узловых связей по опорному сечению.

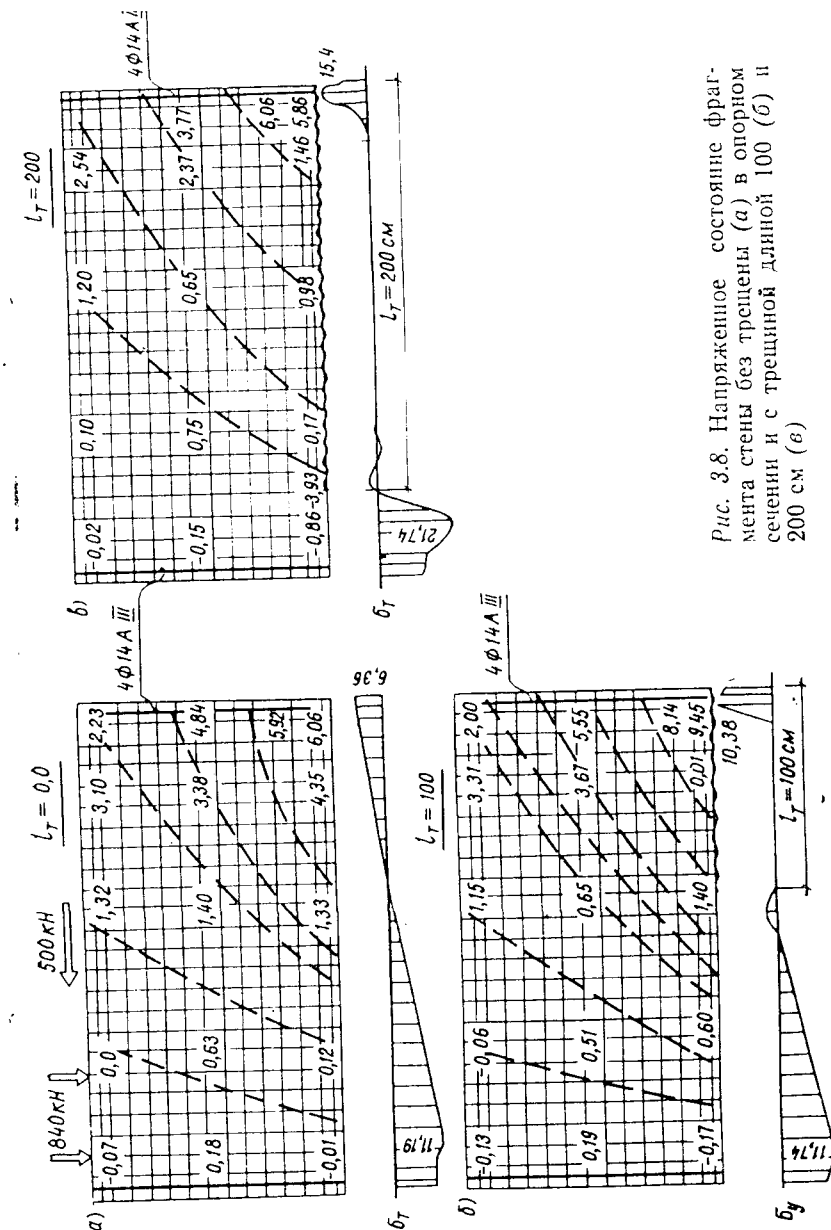


Рис. 3.8. Напряженное состояние фрагмента стены без трещины (а) в опорном сечении и с трещиной длиной 100 (б) и 200 см (в)

ее развития. При $l_T = 200$ см у конца трещины образуется зона двухосного сжатия, что свидетельствует о нереальности дальнейшего развития трещины.

По мере распространения трещины в опорном сечении растут и нормальные напряжения в его сжатой зоне.

Одним из следствий «направляющего» влияния горизонтальных технологических швов на трещинообразование в многоэтажных стенах-диафрагмах является возможность более всестороннего изучения напряженно-деформированного состояния различных их участков на одноэтажных образцах стен (панелях), трудоемкость изготовления и испытания которых существенно ниже, чем высоких стен-диафрагм. Загружение таких панелей вертикальной нагрузкой должно быть обычно эксцентричным, а горизонтальную нагрузку с некоторой погрешностью против фактических условий ее передачи в зоне технологического шва можно прикладывать сосредоточенно в верхней части панели³.

Как мы могли убедиться, наличие технологических швов приводит к раннему трещинообразованию в них, сопровождающемуся снижением жесткости всей системы здания, что, в свою очередь, обуславливает уменьшение сейсмической нагрузки. Поэтому некоторые исследователи [8; 9] считают этот процесс благоприятным с точки зрения обеспечения сейсмостойкости зданий.

Наряду с этим можно назвать приверженцев другого мнения [156; 157], считающих, что появление трещин в горизонтальных швах ускоряет образование наклонных трещин в стенах, за счет чего поглощение энергии в конструкции существенно уменьшается, а ее перемещения возрастают. Ю. В. Барков отмечает [11], что при испытании многоэтажной монолитной модели вслед за трещиной в горизонтальных швах в стенах появились наклонные трещины, которые влекли за собой хрупкие деформации.

По данным работы [121] из 8 фрагментов зданий различной конструкции (крупнопанельных, монолитных, каркасных, объемно-блочных, кирпичных), подвергнутых динамическим испытаниям, максимальная степень повреждения, оцениваемая коэффициентом снижения жесткости конструкции $k_{ж}$, оказалась у фрагмента монолитного здания с технологическими швами ($k_{ж}=0,125$)⁴. Причиной этого считается появление наклонных трещин в стенах. На основании этих особенностей поведения стен с технологическими швами Т. Paulay, например, утверждает, что швы в стенах монолитных зданий являются наиболее слабым звеном в цепи формирования их сейсмостойкости.

Сталкиваясь со столь противоречивыми суждениями по

одному и тому же вопросу и понимая его важность, приходится констатировать необходимость более глубокого изучения влияния технологических швов на динамические параметры здания, его прочность и способность к пластическому деформированию при знакопеременном циклическом нагружении.

3.1.2. ИСПЫТАНИЯ ОДНОЭТАЖНЫХ ФРАГМЕНТОВ СТЕН

Проведенные в СССР и за рубежом испытания одноэтажных фрагментов бетонных и железобетонных стен преследовали цель изучить механизм формирования их прочности, трещиностойкости и деформативности при разрушении по наклонным сечениям при действии горизонтальной нагрузки. Эти характеристики зависят от довольно большого количества факторов. Даже если из их числа выбрать только основные, то и тогда исследователям придется столкнуться с многофакторными зависимостями, изучение которых экспериментальным путем связано с большими техническими трудностями. Понятно, что не всегда они преодолевались одинаково успешно. Это обязывает нас проявлять определенную осторожность при рассмотрении описанных ниже исследований и особенно выводов, к которым пришли их авторы. Заметим, что в ряде случаев эти выводы противоречивы, иногда же они не согласуются с физическим смыслом изучаемого явления.

Тем не менее автор считал необходимым ознакомить читателя и с такими материалами, для того чтобы наглядно продемонстрировать сложность изучаемой проблемы.

К числу основных факторов, определяющих поведение стен при действии горизонтальной нагрузки в их плоскости, следует отнести величину и схему приложения вертикальной нагрузки, геометрические размеры и форму стен, прочность бетона, характер и мощность армирования (контурного и поперечного), наличие в стене отверстий, технологических швов и пр., а также характер горизонтальной нагрузки (монотонно-возрастающей, циклической, знакопеременной). Естественно, что в пределах одной какой-либо работы весьма трудно изучить это многообразие факторов, тем более во взаимных сочетаниях. Поэтому в каждом исследовании круг изучаемых задач ограничивался.

Прежде чем перейти к рассмотрению этих работ, заметим, что все они проводились на крупномасштабных моделях ($\alpha_n=0,25-0,5$) нескольких видов (рис. 3.9).

С целью выявления зависимости между предельным

³ Этот вывод был учтен при разработке методики испытаний панелей, описанной в разделе 3.2.

⁴ Коэффициент $k_{ж}$ выражает отношение конечной жесткости конструкции к начальному значению.

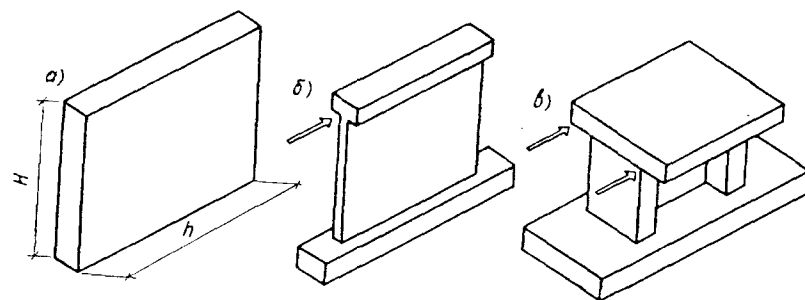


Рис. 3.9. Образцы одноэтажных стен в опытах:
а — [6; 23; 131]; б — [137; 153; 155]; в — [134; 136; 155]

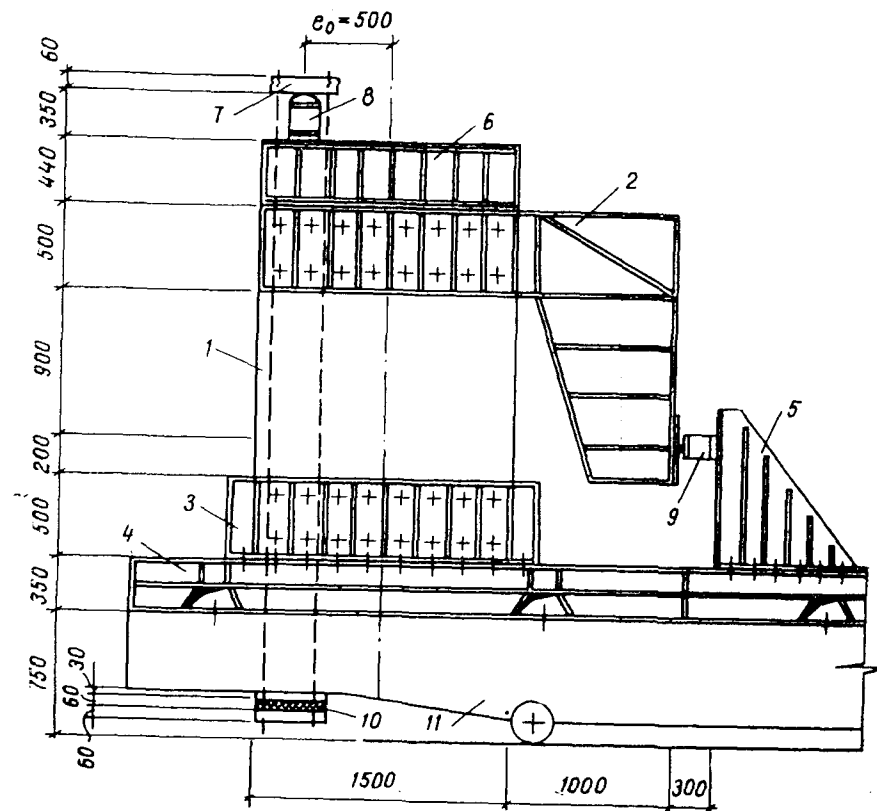
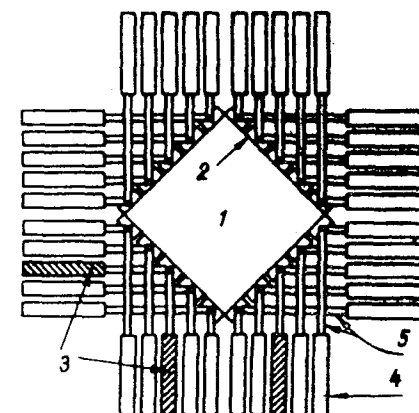


Рис. 3.10. Схема испытания образца стены в установке ЦНИИЭПжилища:

1 — стеновой элемент; 2 — Г-образная траверса для приложения горизонтальной нагрузки; 3 — опорная обойма; 4 — переходная опорная балка; 5 — упор; 6 — траверса для приложения вертикальной нагрузки; 7 — силовая рама; 8, 9 — гидродомкраты; 10 — анкер; 11 — станина

Рис. 3.11. Испытания квадратных образцов распределенной нагрузкой [168]:

1 — образец; 2 — сдвигающие элементы; 3 — жесткие связи; 4 — домкрат; 5 — толкатели



сдвигающим усилием (Q_u) и величиной вертикальной нагрузки (N) в ЦНИИЭПжилища [6] были проведены испытания 10 бетонных образцов стен (6 — из тяжелого бетона и 4 — из керамзитобетона) в испытательной установке, показанной на рис. 3. 10. Величина N в этих опытах варьировала от $0,25 N_u$ до N_u (N_u — разрушающая вертикальная нагрузка для бетонной панели; в данном случае при $e_0 = h/3$ и $Q = 0$).

Испытания фрагментов стен из тяжелого бетона одного замеса ($R_b = 20$ МПа; $R_{bt} = 1,7$ МПа) четко продемонстрировали, что с повышением вертикальной нагрузки примерно до $0,7N_u$ сопротивление панелей перерезывающей силе возрастает, а при дальнейшем увеличении N снижается (табл. 3.3). Этот вывод качественно согласуется с результатами опытов, которые провели F. J. Vecchio, M. P. Collins [168] на квадратных армированных образцах, загружавшихся распределенной нагрузкой по граням (рис. 3.11).

Таблица 3. 3. Результаты испытаний бетонных панелей в опытах ЦНИИЭПжилища [6]

Шифр панели	$\frac{N}{N_u}$	Несущая способность при срезе, кН		
		экспериментальная Q_g	по ВСН 32—77	По СНиП 2.03.01—84
МС-1—1	1,00	—	—	—
МС-1—2	0,75	480	300	556
МС-1—3	0,61	440	274	531
МС-1—4	0,39	386	225	491
МС-1—5	0,25	300	188	466
МС-1—6	0,875	310	316	578

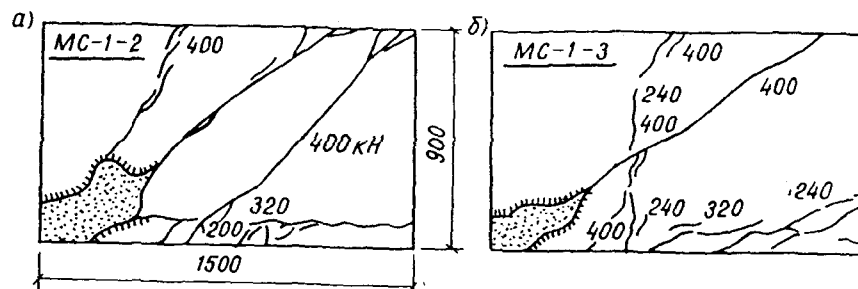


Рис. 3.12. Разрушение бетонных образцов в опытах ЦНИИЭПжилища

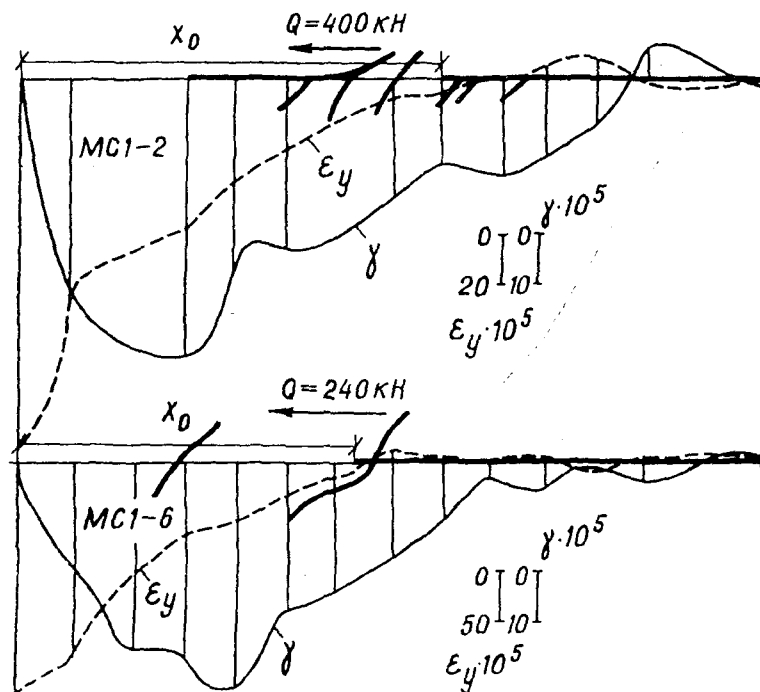


Рис. 3.13. Эпюры нормальных (ϵ_y) и сдвиговых (γ) деформаций в опорных сечениях бетонных панелей, испытанных ЦНИИЭПжилища (— — — — — трещины)

Разрушение всех бетонных образцов, испытанных ЦНИИЭПжилища при $N \geq 600$ кН, начиналось с появления горизонтальной трещины в опорном сечении, а заканчивалось образованием наклонных трещин и срезом сжатой зоны бетона (рис. 3.12). Наблюдения с помощью тензорезисторных датчиков за деформациями бетона в опорных

Рис. 3.14. Зависимость сопротивления сдвигу от вертикальной нагрузки для бетонных панелей:

1 — по экспериментальным данным ЦНИИЭПжилища; 2 — по СНиП 2.03.01-84; 3 — по ВСН 32-77

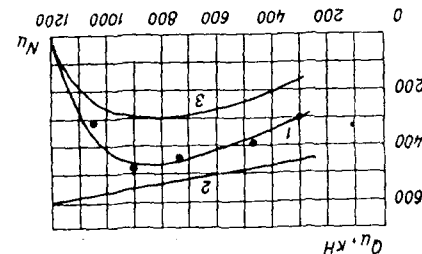
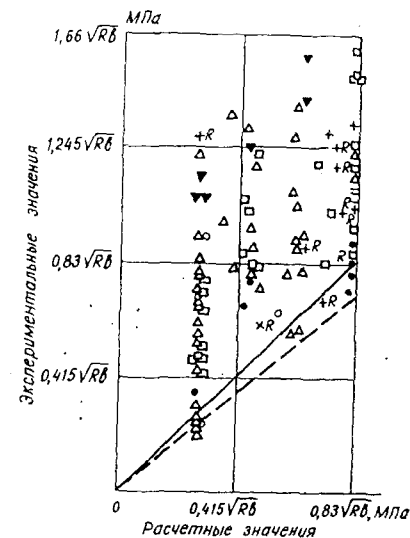


Рис. 3.15. Расчетные (по коду ACI 318-77) и опытные значения сопротивления сдвига стен



сечениях панелей показали, что даже при уровнях нагрузки, приближающихся к предельным значениям, форма эпюр деформаций ϵ_y близка к треугольнику, расположенному практически в пределах сжатой зоны сечения (рис. 3.13). Что же касается эпюр сдвиговых деформаций, то она распространяется по большей части длины опорного сечения. Ее максимум фиксируется на участке примерно средних значений ϵ_y . Заметим, что эти данные в известной мере уникальны, поскольку получение экспериментальных эпюр деформаций бетона в зоне, испещренной трещинами, сопряжено с вполне очевидными трудностями.

Сопоставление экспериментальных значений Q_u с соответствующими результатами расчетов по действующим нормам [15; 49] (рис. 3.14) приводит к выводу, что обе рекомендуемые методики определения сопротивления бетонных элементов поперечной силе не применимы для проектирования плоскостных конструкций.

Аналогичная ситуация сложилась и в ряде зарубежных стран. В США, например, узаконенная Кодом методика определения сопротивления стен сдвигу дает явно заниженные результаты по сравнению с многочисленными экспериментальными данными различных авторов (рис. 3.15). Не случайно в обзорной работе [134] F. Barda, J. M. Hanson, W. Gorley приходят к заключению, что приемлемых расчетных методов определения прочности низких стен при действии перерезывающей силы пока не существует.

Зависимость, аналогичная показанной на рис. 3.14, была получена ЦНИИЭПжилища и для керамзитобетонных панелей с $R_b = 12\text{—}18$ МПа. Однако при равных отношениях N/N_u значения Q_u/R_{bt} в этом случае оказались на 20—40% ниже, чем для панелей из тяжелого бетона. Таким образом, эти опыты подтвердили ранее высказанное мнение [56; 142; 165] о пониженном сопротивлении легких бетонов действию поперечных сил⁵.

Положительное влияние вертикальной нагрузки в формировании сопротивления бетонных и железобетонных стен сдвигу подтверждают С. М. Alexander, А. С. Heidebrecht, W. K. Tso [131], Т. Paulay, М. Priestley, А. Syngе [155], R. G. Oesterle, А. E. Fiorato, J. D. Aristizabal—Ochoa, W. G. Corley [153] и др.

Так, в опытах, описанных в [131], вертикальное нагружение с интенсивностью 1,3 МПа железобетонной панели высотой 137,2 см, длиной 274,3 см и толщиной 10,2 см привело к увеличению ее сопротивления сдвигу на 26% (табл. 3.4) и росту поглощения энергии на 70%. Правда, при этом, как и следовало ожидать, наблюдалось снижение пластичности конструкции (рис. 3.16). Факт этот отмечался по существу всеми исследователями, проводившими испытания панелей при совместном действии горизонтальных и вертикальных сил, однако большинство из них суммарную оценку этому явлению давало положительную.

Таблица 3.4. Результаты испытаний железобетонных панелей [131]

Шифр панели	Размеры, см			Интенсивность вертикального нагружения σ_v , МПа	Максимальная горизонтальная сила Q_H , кН	Податливость, ν
	высота	длина	толщина			
1	137,2	274,3	10,2	0,00	335,6	2,5—6
2	"	274,3	"	0,00	566,2	3—7
3	"	274,3	"	1,30	711,2	2—4
4	"	182,8	"	0,977	385,5	4—7
5	"	91,4	"	1,954	217,7	4,5—11

Примечание. Образцы армировались одиночной сеткой $\varnothing 3,17$ мм (11,4×11,4 см), $\sigma_T = 365,0$ МПа. Помимо этого образцы 2—5 имели контурное армирование одиночными стержнями.

⁵ Этот вывод справедлив для бетонов с $R_b \geq 10$ МПа.

В [153], например, отмечается, что вертикальное обжатие стен при знакопеременном горизонтальном нагружении в известной мере блокирует интенсивную потерю жесткости панелей при развитии наклонных (срезающих) трещин и, в конечном счете, благоприятно сказывается на пластичности их деформирования. Авторы работы [155] усиливают этот вывод, заявляя, что отсутствие вертикальной нагрузки может явиться причиной нежелательного снижения не только жесткости, но и прочности стен, а также и диссипативных свойств. В этой связи уместно обратиться к опытам, которые выполнили А. Е. Cardenas, Н. G. Russell, W. G. Corley [137] с образцами стен, загружавшимися только горизонтальной нагрузкой. Несмотря на то, что все эти образцы были армированы, разрушение их было хрупким, что можно рассматривать как результат отсутствия вертикальной нагрузки.

Важными параметрами, участвующими в формировании сдвиговой прочности и жесткости стен, являются их геометрические размеры и форма поперечного сечения. Таблица 3.4 и рис. 3.16 однозначно указывают на то, что с увеличением геометрической характеристики β , представляющей отношение высоты H к длине h стен, их прочность и жесткость падают. Об этом же свидетельствуют данные работы [134] (рис. 3.17).

Авторы статьи [155] освещают рассматриваемый вопрос с иной позиции. Они отмечают, что при постоянной вели-

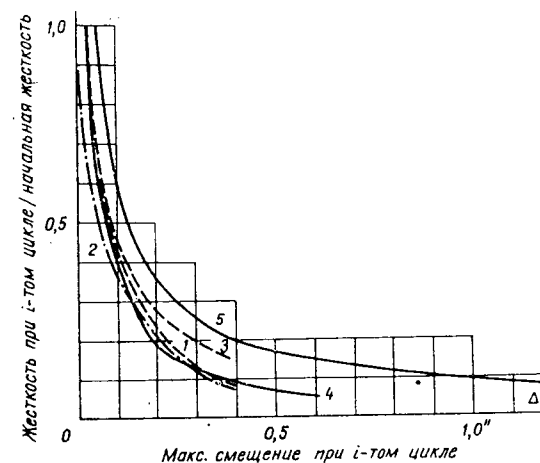


Рис. 3.16. Изменение жесткости панелей прямоугольного сечения при циклическом знакопеременном нагружении [131]

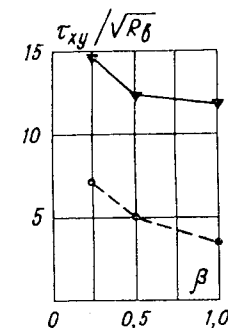


Рис. 3.17. Изменение сопротивления сдвигу стен в зависимости от их геометрической характеристики [134]

чине горизонтальной силы уменьшение геометрической характеристики стены β приведет к сокращению длины ее сжатой зоны, вследствие чего снизится вклад изгибного деформирования в суммарное деформирование конструкции. Между тем подавляющее большинство зарубежных исследователей подчеркивают необходимость «подавления» с помощью различных средств сдвигового характера деформирования невысоких стен, считая, что только при преобладающем изгибном деформировании можно обеспечить необходимую пластичность поведения конструкций при сейсмическом воздействии.

Из сказанного следует, что с увеличением длины стен нужно повышать интерес к средствам, препятствующим разрушению стен в результате преобладающего проявления сдвига. К числу таких средств относится вертикальное армирование: как контурное, так и полевое. Правда, о характере проявления этого средства среди исследователей нет единого мнения. Одни (таких большинство) приписывают вертикальным стержням нагельный эффект, другие считают, что они лишь предотвращают чрезмерное раскрытие косых трещин, и, следовательно, в той или иной мере реализуют в них эффект зацепления. Т. Paulay и его соавторы [155] на основании экспериментов с различно армированными панелями пришли к убеждению, что эффективной мерой борьбы с нежелательными сдвиговыми явлениями может служить диагональная полевая арматура. В упомянутых опытах за счет введения ее в состав панелей существенно улучшился характер их деформирования при знакопеременном нагружении (рис. 3.18), а рассеивание энергии за цикл увеличилось вдвое.

Для того чтобы закончить рассмотрение вопроса о пластичности деформирования стен, обратимся к результатам оценки вклада в формирование их жесткости и прочности полок горизонтальных сечений панелей, имеющих тавровую (двутаповую) форму.

По мнению авторов работ [134; 139; 150], уширение концевых участков стен, часто наблюдаемое в реальных зданиях за счет сопряжения стен взаимно перпендикулярных направлений, положительно сказывается на прочности стен и их «живучести», когда сама стена получает тяжелые повреждения. Заметим, что мнение это основано на результатах испытаний панелей с довольно мощными уширениями (см., например, [134]), которые совместно с перекрытиями играют роль своеобразных рам, опоясывающих относительно тонкие диафрагмы.

Мнение о роли уширений в работе стен-диафрагм неод-

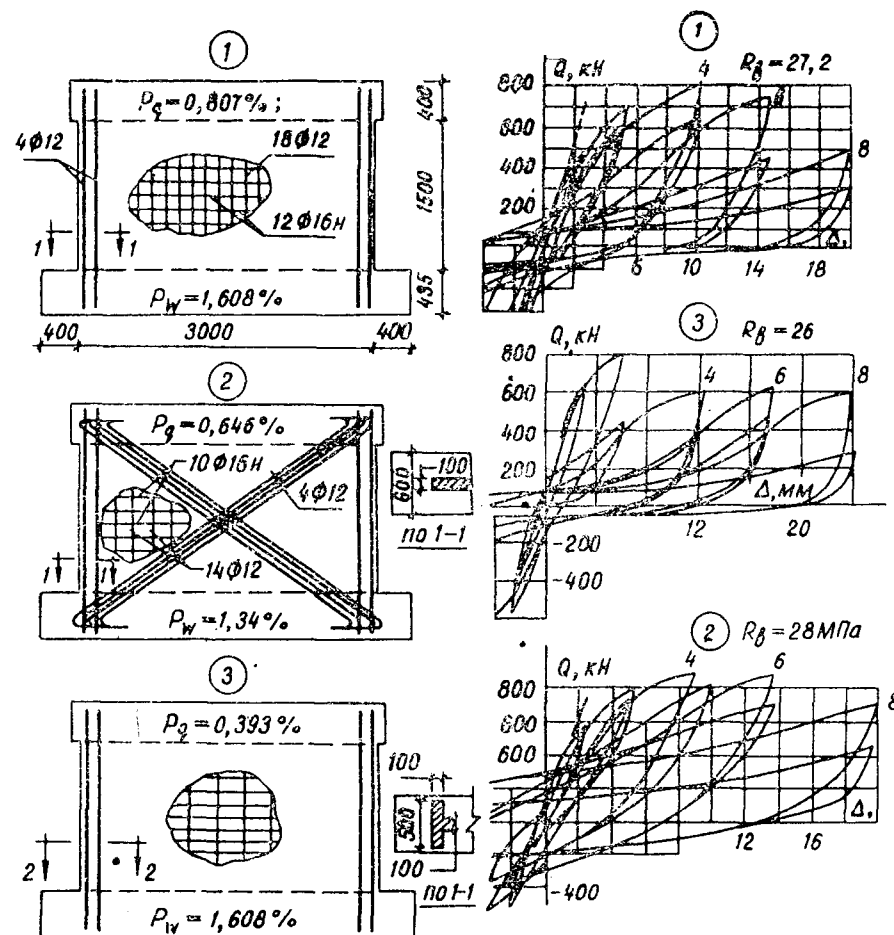


Рис. 3.18. Армирование образцов в опытах [155] и характер их деформирования при циклическом нагружении

нозначно. Авторы работы [155] отмечают, что образцы стен двутапового сечения при циклическом нагружении вели себя хуже образцов прямоугольного сечения (см. рис. 3.18). Причину этого они усматривают в том, что за счет полок длина сжатой зоны, в пределах которой концентрируется основное сопротивление бетона сдвигу, уменьшается, а свесы полок не в состоянии сопротивляться сдвигу столь же эффективно, как стенка. В итоге происходит активизация сдвигового характера разрушения конструкции, стенка «продавливает» полку, выключая тем самым ее свесы из работы на сдвиг (рис. 3.19). Приведенные выше рас-

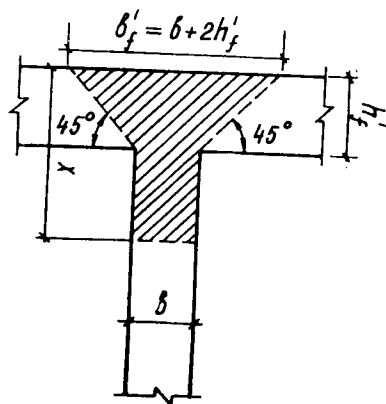


Рис. 3.19. Эффективная площадь среза в стенах таврового профиля [155]

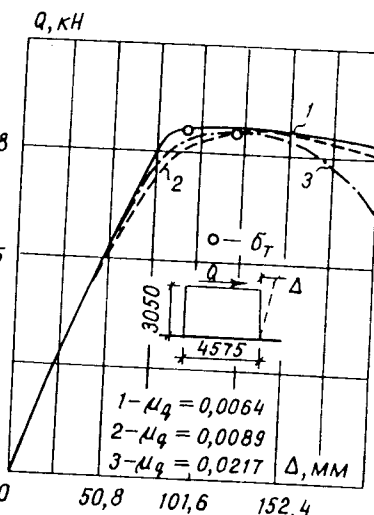
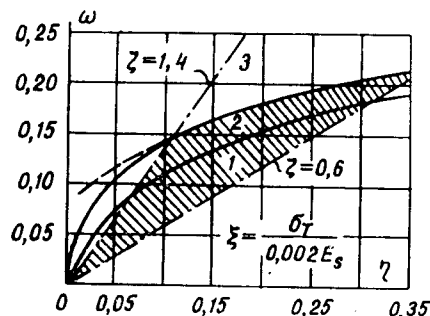


Рис. 3.20. Зависимости «нагрузка-перемещение» для слабоармированных (1), сбалансированных (2) и переармированных (3) стеновых панелей [150]

Рис. 3.21. Характерные границы вертикального армирования стеновых панелей: 1 — слабоармированные; 2 — сбалансированные; 3 — переармированные [150]

суждения, несомненно, заслуживают не только внимания, но и соответствующей экспериментальной проверки. Пока же приходится констатировать, что вопрос работы стен двутаврового профиля в условиях сложного нагружения относится к числу наименее изученных.

Все без исключения авторы, ставившие опыты в направлении участия армирования в формировании прочностных и деформативных характеристик стен, подтверждали полезность их армирования, однако мало кто пытался дифференцировать степень этой полезности в зависимости от вида армирования. Рассмотрение интересующего нас цикла исследований наиболее целесообразно начать с работы [150]. Ее авторы — S. T. Mau, T. T. C. Hsu — в зависимо-

сти от мощности вертикального армирования классифицируют стены на три типа: малоармированные, сбалансированные и переармированные.

Если процент вертикального армирования (μ_s) низок (недоармированные стены), то разрушение конструкции начинается с проявления текучести в растянутой арматуре, после чего увеличивающиеся касательные напряжения достигают предельного сопротивления бетона сдвигу и конструкция разрушается. В случае, если величина μ_s равна или незначительно превышает предел, соответствующий сбалансированной работе сжатой и растянутой зон конструкции, первым достигает предельных напряжений бетон сжатой зоны, вслед за чем в растянутой арматуре наступает текучесть. В переармированных образцах к моменту разрушения вследствие исчерпания сопротивления бетона срезу напряжения в арматуре не будут достигать σ_T .

Понятно, что армирование стен сверх сбалансированного предела не увеличивает их несущей способности. Более того, оно отрицательно отражается на характере их деформирования под нагрузкой, о чем свидетельствуют данные, представленные на рис. 3.20.

Для слабо- и оптимально армированных стен характерна очень спокойная зона деформирования после достижения максимума сдвигающего усилия. Ниспадающая ветвь кривой деформации в этих случаях очень пологая, чего нельзя сказать о графике деформирования переармированного образца. После достижения максимума прочности при относительно высоком смещении его несущая способность резко падает. Границы рассмотренных случаев армирования стен авторы работы [150] устанавливают (рис. 3.21) в зависимости от критериев η и ω , определяемых по формулам

$$\eta = \frac{\mu_s E_s \epsilon_0}{R_b}, \quad (3.1)$$

$$\omega = \frac{\mu_s \sigma_T}{R_b}, \quad (3.2)$$

где μ_s — коэффициент вертикального армирования;

E_s — модуль упругости стали;

$\epsilon_0 = 0.002$ — максимальные относительные упругие деформации бетона;

R_b — предел прочности бетона при сжатии⁶.

⁶ Согласно зарубежным нормам величина R_b обычно устанавливается по результатам испытаний на сжатие цилиндрических образцов бетона.

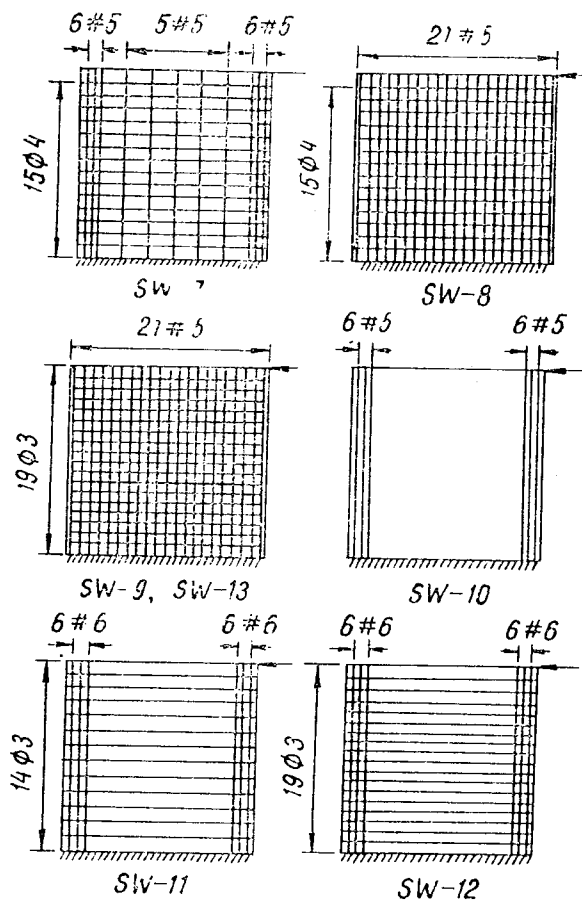


Рис. 3.22. Схема армирования образцов стен в опытах [137]

Таблица 3.5. Основные сведения об образцах, использованных в работе [137], и результаты их испытаний

Шифр образца	Прочность бетона, МПа		Процент армирования			Отношение h_0/h в предельном состоянии	Прочность на сдвиг Q_u , кН
	при сжатии R_b	при растяжении R_{bt}	вертикального $\rho_v, \%$	горизонтального $\rho_h, \%$	объемный $\rho_v, \%$		
SW=7	43,0	4,3	2,30	0,27	2,57	0,74	518,7
SW=8	42,5	3,9	3,00	0,27	3,27	0,65	569,4
SW=9	43,0	4,3	3,00	1,00	4,00	0,65	678,6
SW=10	40,3	3,9	1,65	0,00	1,65	0,94	306,4
SW=11	38,2	3,7	2,30	0,75	3,05	0,94	609,0
SW=12	38,4	3,7	2,30	1,00	3,30	0,94	567,9
SW=13	43,4	4,3	3,00	1,00	4,00	0,65	631,6

Примечание: 1. Прочность бетона при сжатии определялась по результатам испытаний цилиндров размером 152×305 мм; 2. ρ_v — объемный процент армирования, равный отношению объема всей арматуры к объему рабочей части панели ($H \cdot h \cdot b$); 3. h_0 — расстояние от максимально сжатого волокна до центра тяжести растянутой арматуры; 4. Предел текучести стали (σ_T) вертикальных стержней составлял 448 МПа, а горизонтальных 414—465 МПа.

небольшим искривлением графика «нагрузка—смещение» (рис. 3.23). Обратим внимание, что все эти образцы были испытаны без вертикальной нагрузки и имели довольно мощное армирование, с которым в практике отечественного монолитного строительства не приходится сталкиваться.

Здесь уместно вернуться к результатам опытов, которые провел W. J. Beekhuis [135] с армированными моде-

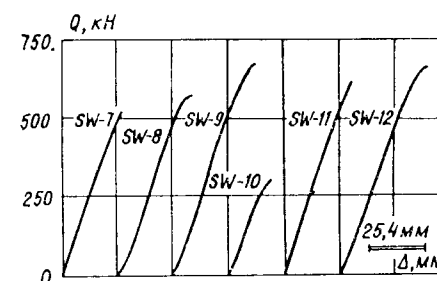


Рис. 3.23. Графики деформации армированных образцов стен в опытах [137]

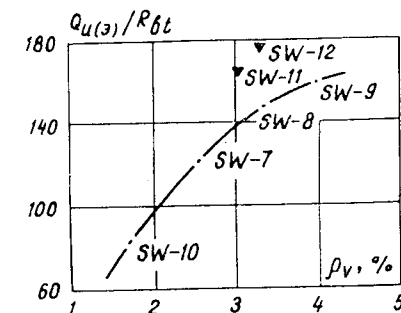


Рис. 3.24. Зависимость несущей способности стеновых панелей от объемного процента армирования в опытах [137]

В работе [137] описаны испытания 7 образцов размером 1905×1905×76 мм с различным горизонтальным и вертикальным армированием (рис. 3.22, табл. 3.5). Разрушение этих образцов начиналось с появления горизонтальной трещины в растянутой зоне опорного сечения.

С увеличением нагрузки такие трещины появлялись выше по растянутой грани образца. С развитием их траектории искривлялись в сторону сжатой зоны опорного сечения. При более высоких уровнях нагрузки образовались наклонные (по выражению авторов [137] — сдвиговые) трещины. Их появление сопровождалось резким нарастанием деформаций арматурных стержней, особенно горизонтальных. В этих последних напряжения достигали σ_T .

Во всех случаях разрушение образцов было хрупким с

лями стен. Он пришел к заключению, что вертикальное по-
левое армирование существенно влияет на сопротивление
стен сдвигу при относительно небольших касательных на-
пряжениях. При больших значениях τ_{xy} эффективность вер-
тикального армирования снижается, а разрушение кон-
струкций становится хрупким. Этому мнению придержи-
ваются и японские специалисты.

Аналитическая часть работы [137] по существу свелась
к выводу, что как вертикальное, так и горизонтальное ар-
мирование существенно увеличивают сопротивление сте-
новых панелей сдвигу, однако авторы не сделали попытки
дифференцированно оценить это влияние.

Если представить данные табл. 3.5 в графическом виде
(рис. 3.24), то сразу обращают на себя внимание резуль-
таты испытаний образцов SW-11 и SW-12, выпадающие из
общей эмпирической зависимости «несущая способность —
процент армирования». Отличительной особенностью этих
образцов была концентрация вертикальной арматуры у
торцевых граней образцов, т. е. часть полевой арматуры
была переведена в контурную. За счет этого несущая спо-
собность панелей увеличилась на 35—36%, несмотря на то,
что обе они разрушились преждевременно за счет нару-
шения анкеровки вертикальных стержней у граней панелей.

В опытах канадских специалистов [131] введение не-
большого количества контурной арматуры повысило несущую
способность панелей на 68% и улучшило пластичность
их деформирования при циклическом нагружении (см. табл.
3.4 и рис. 3.16).

К неожиданному выводу пришли авторы работы [134].
В числе испытанных ими образцов стен (табл. 3.6) два
образца (B1—1 и B2—1) существенно отличались по мощ-
ности контурного армирования. Тем не менее показатели
их несущей способности при срезе ($\tau_{xy}/\sqrt{R_b}$) оказались прак-
тически одинаковыми, на основании чего был сделан вы-
вод о том, что контурное армирование не влияет на несущую
способность стен. Конечно, это заключение находится
в прямом противоречии с физической сущностью изучае-
мого явления, а результаты, послужившие для него осно-
вой, объясняются тем, что они были получены при испы-
таниях явно переармированных образцов. В этом легко
убедиться, обратившись к рисунку 3.21.

Более того, чрезмерно большое количество вертикаль-
ных стержней (16 в B1—1 и 20 — в B2—1), попарно соединенных
хомутами в пределах узких полок образцов, создавали вполне
реальные трудности для их качественного

Таблица 3.6. Основные характеристики образцов стен в опытах [134]

Шифр образца	Геометрическая характеристика	Прочность бетона R_b , МПа	Коэффициент армирования			$\tau_{xy}/\sqrt{R_b}$		Горизонтальное смещение Δ , мм	
			контурного μ_s	вертикального полевого μ_q	горизонтально-го полевого μ_w	при первой сдвиговой трещине	при предельной нагрузке	при первой сдвиговой трещине	при предельной нагрузке
B1—1	0,5	29,53	0,018	0,005	0,005	6,5	15,5	0,66	5,6
B2—1	0,5	16,66	0,064	0,005	0,005	4,9	15,8	0,39	6,4
B3—2	0,5	27,56	0,041	0,005	0,005	5,2	14,1	—	5,1
B4—3	0,5	19,40	0,041	0,005	—	6,1	15,4	0,37	4,9
B5—4	0,5	29,64	0,041	—	0,005	5,2	8,3	0,29	4,9
B6—4	0,5	21,65	0,041	0,0025	0,005	5,0	12,3	0,32	5,6
B7—5	0,25	26,22	0,041	0,005	0,005	5,4	14,8	0,15	3,9
B8—5	1,00	23,90	0,041	0,005	0,005	3,5	12,1	0,66	10,3

Примечания. 1. Длина (h) и толщина стенки (b) у всех образцов были соответственно равны 191 и 10,15 см; 2. Предел текучести стали изменялся в диапазоне: у продольных контурных стержней 421,8—549,7, у вертикальных полевых—506,2—562,4 и у горизонтальных полевых—504,8—523,0 МПа.

бетонирования, что должно было негативно отразиться на сопротивлении бетона срезу.

По мнению Т. Paulay [155] контурное армирование обеспечивает не только увеличение несущей способности стен при действии горизонтальных нагрузок, но, что не ме-

Таблица 3.7. Результаты испытаний армированных образцов ЦНИИЭПжилища

Шифр образца	Прочность бетона, МПа		Армирование	$\frac{N}{N_1}$	Q_1 , кН
	R_b	R_c			
МС-2—1			в поле панели одна сетка $\mu_q = \mu_w = 0,0025$ (7Ø 3B1)	0,61	420
МС-2—2	20,0	2,4	То же, $\mu_q = \mu_w = 0,025$ (15Ø 5,5B1)	0,61	755
МС-2—3			То же, но с наклонными стержнями $\mu_{s,inc} = 0,0025$ (15Ø 5,5 B1)	0,61	700

нее важно,— способствует развитию изгибных деформаций конструкции. Как отмечалось выше, большинством зарубежных исследователей этот аспект расценивается весьма положительно.

В ЦНИИЭПжилища помимо бетонных стеновых панелей были испытаны 3 армированных образца (табл. 3.7). Панель МС-2—1 отличалась от эталонной бетонной (МС-1—3, см. табл. 3.3) наличием очень слабого полевой армирования, мощность которого была вдвое ниже установленного СНиП 2.03.01—84 конструктивного минимума (0,05%).

Тем не менее наличие горизонтальных и вертикальных стержней по полю панели существенно отразилось на характере трещинообразования. Если в рабочей части панели МС-1—3 фактически образовалась одна наклонная трещина, по которой и произошло разрушение, то в панели МС-2—1 появился ряд почти параллельных наклонных ($\alpha \approx 45^\circ$) трещин, одна из которых стала критической (рис. 3.25).

Если при очень малом проценте армирования не наблюдалось увеличения несущей способности панелей, то при мощности армирования, соответствовавшей требованиям зарубежных норм ($\rho_a\% = \rho_w\% = 0,25\%$), сопротивление панелей сдвигу возросло на 71%. Правда, разрушение образца МС-2—2 произошло хрупко в результате среза сжатой зоны в опорном сечении, чему предшествовал разрыв стержней в критической наклонной трещине.

Изменение ориентации стержней в поле панели МС-2—3 привело к увеличению числа наклонных трещин и ширины их раскрытия. Несущая способность образца при этом снизилась на 7%, что скорее всего объясняется обычным рас-

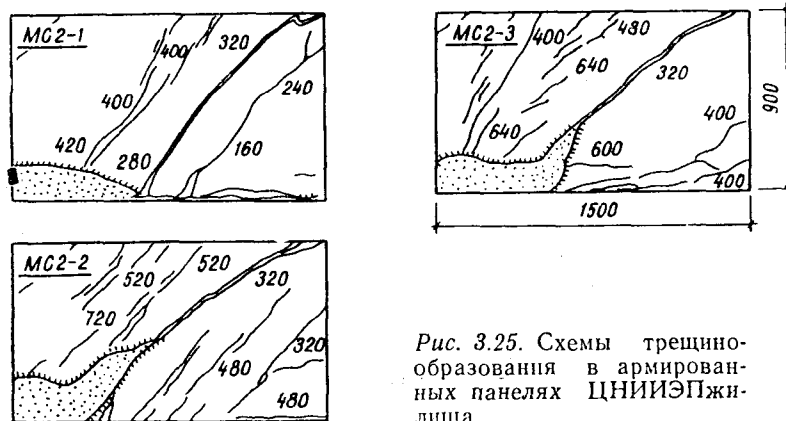


Рис. 3.25. Схемы трещинообразования в армированных панелях ЦНИИЭПжилища

севом экспериментальных данных, также как и снижение на 5% несущей способности образца МС-1—3 (см. табл. 3.3).

Возвращаясь к попытке дифференцированной оценки эффективности различных видов армирования стеновых панелей, можно отметить, что практически все исследователи едины во мнении о положительной роли вертикальной полевой арматуры в формировании прочности стен. Это мнение, в частности, подтверждают результаты испытаний панелей В5—4, В6—4 и В3—2 (см. табл. 3.6).

Что же касается горизонтальной полевой арматуры, то тут приходится иметь дело с самой противоречивой информацией. Согласно Коду США и нормам ряда зарубежных стран горизонтальная арматура рассматривается как эффективное «противосдвиговое» средство. Однако это подтверждают далеко не все эксперименты. Так, в опытах [153] два образца с процентом горизонтального армирования 0,63 и 1,38 показали практически одинаковую несущую способность и деформативность. Не дало желаемого эффекта горизонтальное армирование поля панелей и в опытах [134] (см. табл. 3.6, образцы В4—3 и В3—2). Причем в этих образцах деформации вертикальных полевых стержней, как правило, существенно опережали деформации горизонтальных стержней (рис. 3.26). В работе [155] также отмечается, что в большинстве горизонтальных стержней при достижении панелями стадии разрушения напряжения не достигали предела текучести.

Анализируя влияние армирования на прочность и деформативность стеновых панелей, хотелось бы получить ответы на такие вопросы:

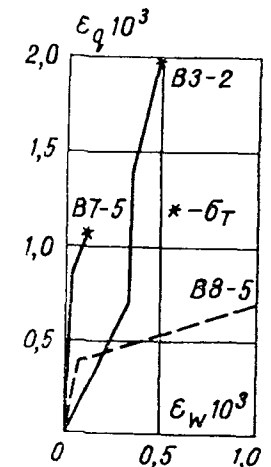


Рис. 3.26. Деформации вертикальной (ϵ_q) и горизонтальной (ϵ_w) полевой арматуры в опытах [134]

1. Какой вид вертикального армирования (контурное или полевое) эффективнее с точки зрения обеспечения прочности и пластичности деформирования стен при одновременном действии вертикальных и горизонтальных сил?

2. С этих же позиций, каким полевым стержням (горизонтальным или вертикальным) следует отдавать предпочтение?

3. Можно ли полностью заменить ортогональное полевое армирование на наклонное?

Эти и другие вопросы закономерно возникают у конструктора, ищущего оптимальное решение конструирования стен монолитных зданий. К сожалению, как мы могли убедиться, накопленная экспериментальная информация пока не позволяет решить эту задачу. В этой связи уместно напомнить, что напряженно-деформированное состояние стеновых панелей зависит от довольно емкого перечня факторов. Изменение их сочетания закономерно будет отражаться на степени эффективности того или иного вида армирования. Поэтому в изучении этого вопроса не следует стремиться к получению однозначных ответов, тем более на базе отдельных экспериментальных результатов. Предпочтение следует отдавать вскрытию соответствующих закономерностей, необходимых для создания обоснованных расчетных методик и разработки принципов оптимального конструирования стен.

В заключение обзора исследований, посвященных изучению работы низких (одноэтажных) стен, коротко остановимся на рассмотрении влияния многократного нагружения на их несущую способность. По данным различных исследователей [134; 137; 155], знакопеременное циклическое нагружение панелей снижает их несущую способность от 7 до 20%. В опытах ассоциации портландцемента это снижение не отмечалось.

Не вдаваясь в детальное изучение поведения панелей при знакопеременном циклическом нагружении⁷, отметим, что конечный результат в таких опытах в значительной мере зависит от уровня повторяемой горизонтальной нагрузки и истории нагружения конструкции. Этим, в частности, объясняется неустойчивость приведенного выше цифрового показателя влияния многократного приложения нагрузки на прочность стеновых панелей.

⁷ Этот вопрос более подробно рассмотрен в разделе 3.2.5.

3.2. ИССЛЕДОВАНИЯ, ВЫПОЛНЕННЫЕ В КПИ ИМ. С. ЛАЗО⁸

Основной целью исследований, проведенных в отраслевой лаборатории сейсмостойкого строительства КПИ им. С. Лазо, являлось совершенствование инженерного метода расчета стен монолитных зданий по наклонным сечениям и принципов конструирования таких конструкций. Информация для решения этой задачи предполагалось получить из соответствующих экспериментов, поскольку необходимо было детально изучить поведение конструкций за пределами упругости, в стадии интенсивного трещинообразования и в предельном состоянии.

Однако отработанная техника проведения таких экспериментов далеко не всегда позволяет получать требуемую информацию необходимой полноты. Иногда же для этого требовалось столь существенное увеличение количества опытных образцов, что и без того повышенная трудоемкость эксперимента явно выходила за разумные пределы. Поэтому выявилась целесообразность в проведении соответствующих теоретических исследований, способных дополнить, а в необходимых случаях и проконтролировать экспериментальные данные.

3.2.1. МЕТОД ТЕОРЕТИЧЕСКОГО ИЗУЧЕНИЯ ПЛОСКО-НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ. ОБЪЕМ ИССЛЕДОВАНИЙ

В последние два десятилетия для изучения напряженно-деформированного состояния различных строительных конструкций широко применяется метод конечных элементов (МКЭ). Однако большинство существующих программ для ЭВМ реализуют его в упругой постановке, что значительно снижает ценность получаемых результатов. Исследования с помощью таких программ не позволяют изучить работу конструкции после появления в ней трещин и пластических деформаций, обуславливающих перераспределение внутренних усилий, изменение жесткости конструкции и пр. А именно эта информация необходима в первую очередь для решения задач, связанных с определением прочности конструкции, ее перемещений и др.

В последние годы Н. И. Карпенко [53] и его учениками была разработана теория деформирования железобетона

⁸ Описанные в настоящем разделе исследования выполнены И. В. Бубуйком под руководством автора.

с трещинами, которая открыла большие возможности в решении целого круга различных задач. В этой связи появились работы, направленные на создание методов и программ расчета на ЭВМ железобетонных конструкций в нелинейной постановке. В числе этих работ имеются и такие, которые ставят целью расчет плоско-напряженных конструкций за пределами упругости. Некоторые из них доведены до программной реализации и завершены расчетами реальных конструкций, но в большинстве случаев при простом пропорциональном нагружении. Аналогичные исследования при сложном нагружении [52; 127] не имеют такого завершения.

На кафедре строительных конструкций КПИ им. С. Ла-зо предложен вариант математической модели железобетона при плоском напряженном состоянии и сложном нагружении, и разработан способ реализации этой модели в нелинейном расчете конструкций по МКЭ [16; 17]. В этой модели железобетон представляется в виде физически нелинейного анизотропного, сплошного материала, слагаемого, из совместно работающих бетона и «растворенной» по его объему арматуры. Последняя считается нелинейно упругой и характеризуется продольной и поперечной жесткостями (соответственно при осевом растяжении—сжатии и при срезе). Считается, что в пределах каждого конечного элемента трещина образуется по главной площадке при достижении напряжениями и деформациями соответствующих предельных значений.

В ходе описываемых теоретических исследований предстояло выяснить следующие вопросы, имеющие прямое отношение к инженерному методу расчета стен монолитных зданий в своей плоскости:

1. Установить формы эпюр нормальных (σ_x) и касательных (τ_{xy}) напряжений в опорных сечениях стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил;
2. Определить характер распределения напряжений по длине контурной растянутой и сжатой арматуры стеновых панелей;
3. Изучить напряженное состояние горизонтальных и вертикальных стержней полевого армирования панелей;
4. Исследовать динамику трещинообразования в панелях на разных стадиях работы в условиях сложного нагружения.

В качестве инструмента теоретического исследования была применена программа, созданная авторами рассмотренного выше предложения по реализации МКЭ в нелинейной постановке [17]. Объектом расчета являлся одно-

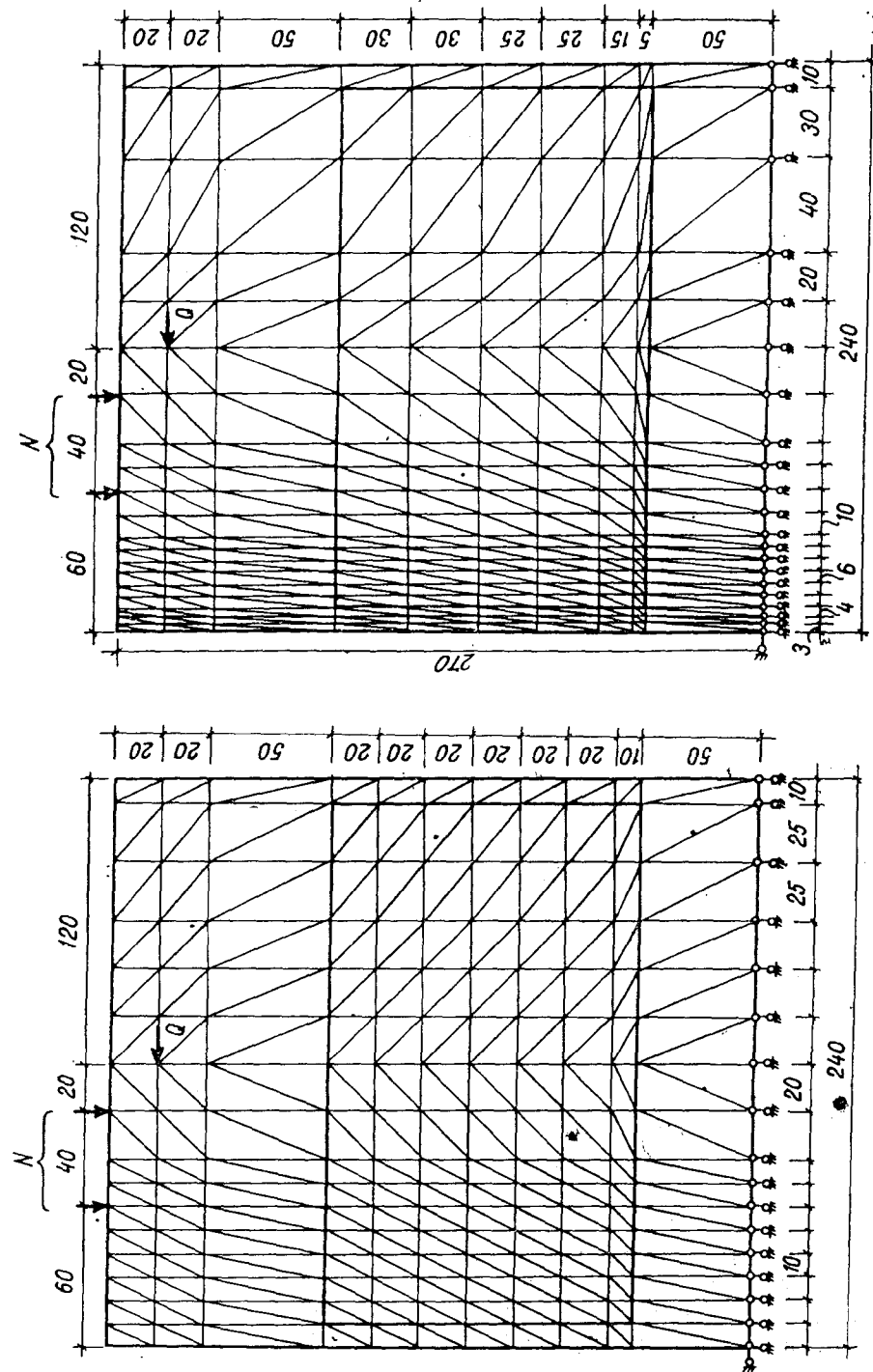


Рис. 3.27. Расчетные схемы панелей для МКЭ

Таблица 3.8. Характеристики рассчитанных панелей

№ задачи	Расчетная схема	Армирование		Ступени горизонтальной нагрузки, кН
		контурное	полевое	
1	а	2Ø14 А-III	—	100, 200, 300, 350, 400, 450
2	а	4Ø14 А-III	—	100, 200, 300, 400, 500, 550, 600
3	а	4Ø14 А-III	сетка Ø5 Вр-I 50×50 мм	250, 500, 600, 700, 750
4	а	4Ø14 А-III	сетка Ø5 Вр-I 100×100 мм	100, 200, 300, 400, 500, 600, 650, 700
4,а	б	4Ø14 А-III	„	100, 200, 300, 400, 500

этажный фрагмент (панель) стены с регулярными технологическими швами по высоте. Геометрические размеры и схема нагружения расчетной модели панели были приняты такими, как в соответствующих экспериментальных исследованиях, описанных в разделе 3.2.4 (см. рис. 3.34).

Всего было рассчитано четыре задачи, одна из них дважды по двум расчетным схемам (рис. 3.27). Незменными исходными параметрами этих задач помимо геометрических размеров панелей являлись характеристики бетона ($R_b=22,5$ МПа, $R_{bt}=2,25$ МПа, $E_b=2,15 \cdot 10^4$ МПа, $\nu=0,2$) и арматуры ($R_s=420$ МПа, $R_{sq}=R_{sw}=620$ МПа, $E_s=2,1 \cdot 10^5$ МПа). Остальные сведения о рассчитанных панелях приведены в табл. 3.8.

3.2.2 РЕЗУЛЬТАТЫ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Судя по данным табл. 3.9, в панелях без полевой армирования увеличение контурной арматуры с 2Ø14А-III до 4Ø14 А-III вызвало повышение несущей способности конструкций более чем на 30%. Введение полевой арматуры в виде сеток с ячейками 100×100 и 50×50 мм из проволоки Ø5Вр-I увеличило дополнительно несущую способность панелей соответственно на 15 и 25%.

Обратим внимание, что на полевое армирование сеткой с ячейками 50×50 мм потребовалось приведенного металла в 4 раза больше, чем на двойное увеличение контурного армирования, а повышение несущей способности конструкции в последнем случае было большим. Это указывает на

Таблица 3.9. Основные результаты расчета панелей по МКЭ в стадии разрушения

Показатели	Задачи				
	1	2	3	4	4,а
$\tau_{xy(max)}/\tau_y(max)$	0,368	0,363	0,357	0,335	0,281
$m=\tau_y/\tau_y(max)$	0,45	0,32	0,4	0,41	0,40
$\sigma'_s(max)$, МПа	229	251	231	268	246
$p\tau_y(max)$, МПа	182	213	212	221	206
$\tau_y(max)/\sigma_s(max)$	0,80	0,91	0,72	0,80	0,78
C, см	130	130	130	130	130

Примечание: $\sigma_y(max)$, $\tau_{xy(max)}$ —максимальные нормальные и касательные напряжения в опорном сечении; τ_y —нормальные напряжения в бетоне в сечении с максимальными касательными напряжениями; $\sigma'_s(max)$ —максимальные напряжения в арматуре S' в приопорном сечении; $\sigma_s(max)$, $\sigma_s(max)$ —максимальные напряжения в арматуре S в приопорном сечении и в сечении с наклонной трещиной; $p=E_s/E_b$.

большую эффективность контурной арматуры по сравнению с полевой. На рисунке 3.28 представлены эпюры нормальных напряжений в опорных сечениях панелей. Как видим, наиболее правомочной их аппроксимацией является треугольник.

Хотя установление траектории критической трещины по расчетным сведениям о трещинообразовании в панелях сопряжено с определенными трудностями, все же можно заключить, что точка с нулевыми напряжениями σ_y совпадает с вершиной наклонной трещины. На участке опорного сечения длиной h_0 —х нормальные напряжения σ_y или очень малы или вообще не фиксируются.

Эпюры касательных напряжений в горизонтальных опорных сечениях панелей имеют криволинейное очертание (рис. 3.29). При относительно высоких уровнях нагрузки Q напряжения τ_{xy} фиксируются по всей площади сечения. По мере приближения к стадии разрушения длина участка, на котором они проявляются, уменьшается, но остается все же больше высоты сжатой зоны X. В стадии разрушения касательные напряжения достигают максимума там,

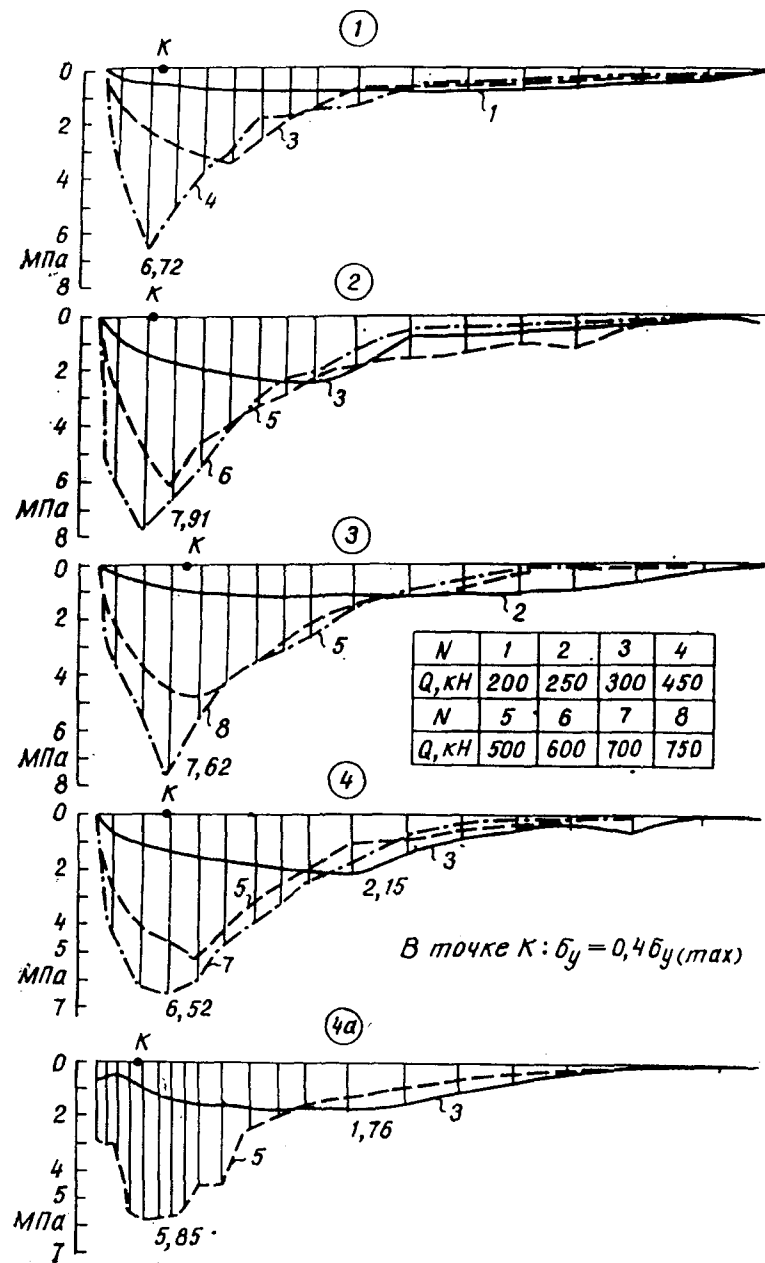


Рис. 3.28. Эпюры M в опорных сечениях панелей, рассчитанных по МКЭ

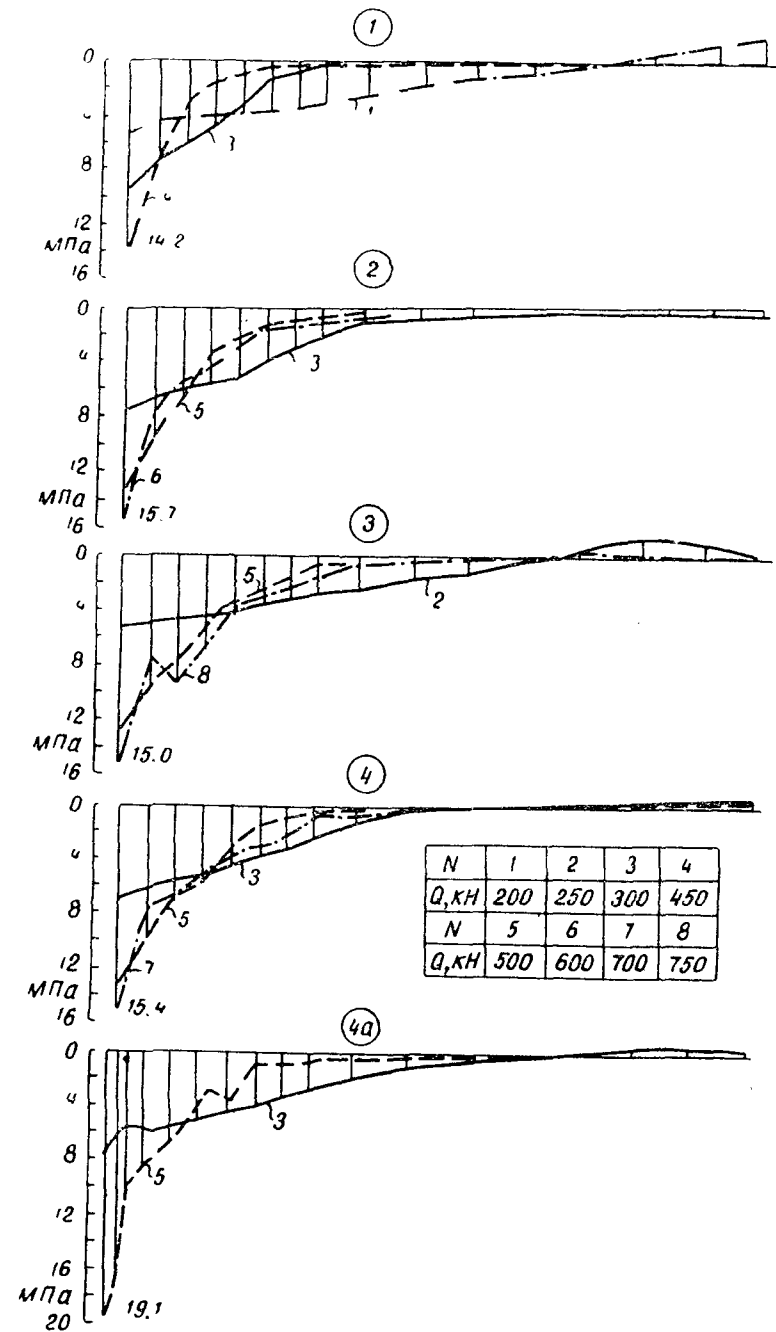


Рис. 3.29. Эпюры τ_{xy} в опорных сечениях панелей, рассчитанных по МКЭ

где нормальные напряжения составляют примерно $0,4\sigma_{y(\max)}$ ⁹ (см. табл. 3.9).

Наилучшим образом эпюра τ_{xy} в опорном сечении панели в стадии разрушения аппроксимируется двумя параболой, сопрягающимися на нормали, проходящей через вершину критической наклонной трещины. Результаты счета показывают, что в предельном состоянии конструкции отношение максимальных значений касательных напряжений к нормальным ($\tau_{xy(\max)}/\sigma_{y(\max)}$) в сжатой зоне панелей колебалось в диапазоне $0,335 \div 0,368$. Правда, с изменением разбивочной схемы на конечные элементы это отношение уменьшилось (см. табл. 3.9).

На рисунке 3.30 в качестве примера показана динамика трещинообразования в двух рассчитанных панелях. Как убедимся в дальнейшем, теоретическая картина развития трещин в панелях в главном согласуется с соответствующими экспериментальными съемками. Первые трещины, почти горизонтальные, возникают в нижней части растянутой полки панели. С ростом горизонтальной нагрузки они захватывают более высокие участки, изгибаясь в сторону опорного сечения конструкции.

При нагрузке, составляющей 70—80% от разрушающей, проявляется наклонная трещина от верха панели до опорного сечения, которую можно рассматривать как критическую. С дальнейшим ростом горизонтальной нагрузки наклонные трещины распространяются по большей площади панели. При этом крутизна вновь образующихся трещин неуклонно увеличивается. В стадии, близкой к предельному состоянию, в поле панели можно выделить две зоны без трещин. Одна из них имеет треугольную форму и примыкает к сжатой полке панели, другая — располагается между двумя пучками трещин, сходящимися в сжатой зоне конструкции. Позднее появление пучка трещин между сплошными зонами поля панели, видимо, связано с концентрацией на этом участке сжимающих напряжений, обусловленной исключением из работы на сжатие большей части панели вследствие активного трещинообразования. Напомним, что появление вертикальных или круто наклонных трещин в сжатой части панели в завершающей стадии работы под нагрузкой отмечалось и другими исследователями [106].

Рисунок 3.31 дает представление о распределении напряжений в стержнях контурной арматуры. Наибольшие

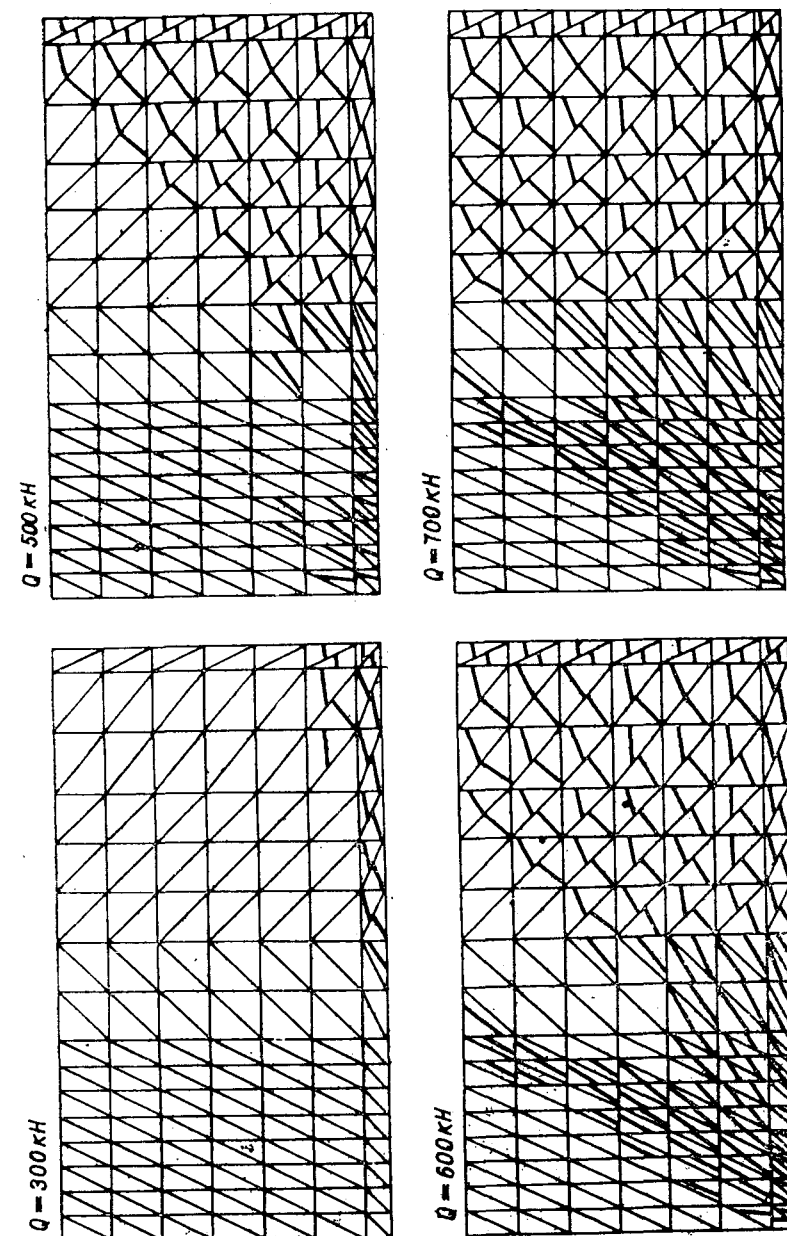


Рис. 3.30. Динамика трещинообразования в панели № 4, рассчитанной по МКЭ

⁹ Как мы убедимся в разделе 4.1.1, этот факт согласуется с критерием прочности панели в плосконапряженном состоянии.

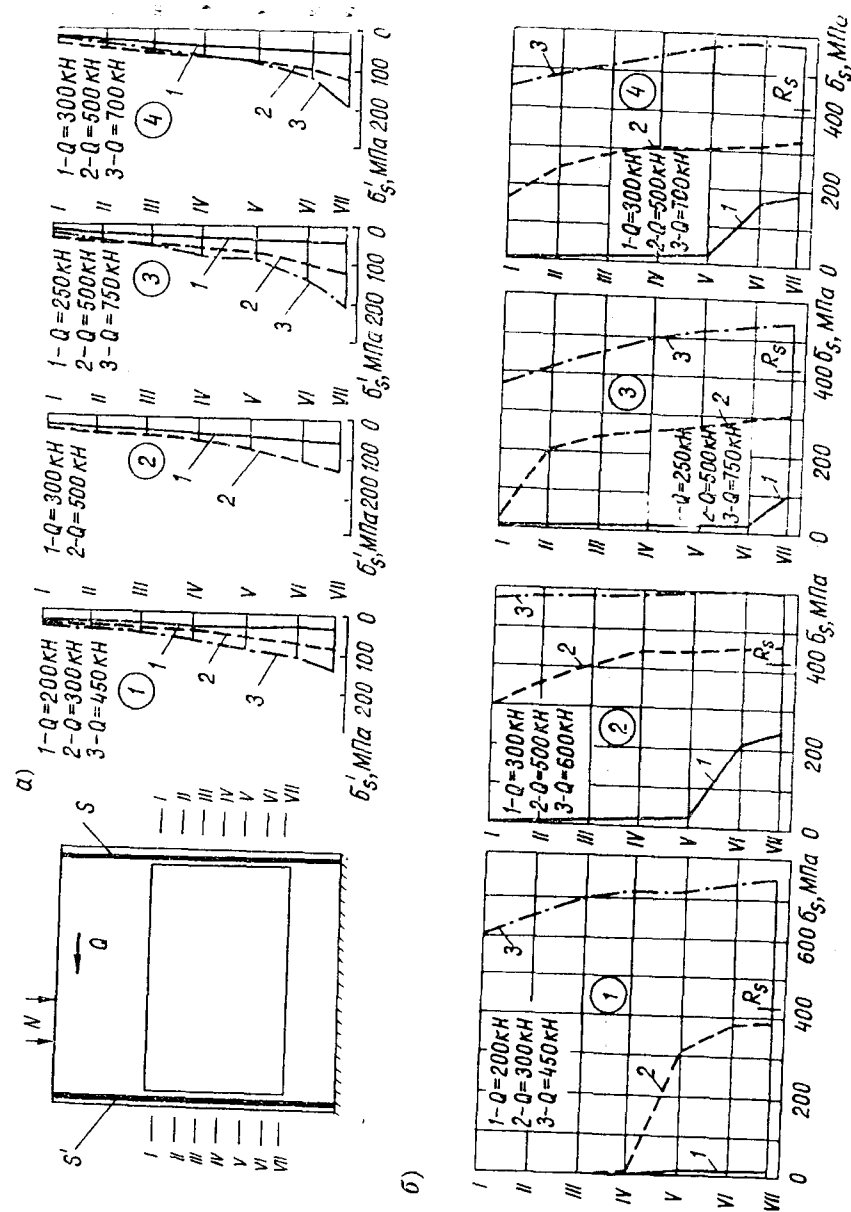


Рис. 3.31. Эпюры напряжений по длине сжатых (а) и растянутых (б) стержней контурной арматуры в рассчитанных панелях 1—4

150

напряжения по их длине отмечаются у опорного сечения. Заметим, что с увеличением нагрузки Q трансформация эпюр в сжатой арматуре происходит довольно плавно, в то время как для эпюр напряжений в растянутой арматуре характерны резкие изломы, которые следует рассматривать как результат появления трещин в растянутой зоне конструкции.

Максимальные напряжения $\sigma'_{s(\max)}$ в сжатой арматуре на 10—20% превышают значения, найденные из выражения $\sigma'_{s(\max)} = P\sigma_{y(\max)}$.

Обратим внимание, что в стадии разрушения напряжения в стержнях S в месте пересечения их наклонной трещиной в среднем на 20% меньше напряжений в этих же стержнях в опорном сечении (см. табл. 3.9 и рис. 3.31, б). Это обстоятельство необходимо учесть при разработке расчетной модели стены.

О характере распределения напряжений в горизонтальных и вертикальных стержнях полевого армирования дают представление рисунки 3.32 и 3.33.

Первое, что привлекает внимание при их рассмотрении — это существенное превышение значений напряжений σ_y в вертикальных стержнях над напряжениями σ_x в горизонтальных стержнях в одних и тех же точках поля панели. Эта информация представляет очевидный интерес для дифференцированной оценки эффективности полевых стержней разного направления. Заметим, что геометрическая характеристика поля рассчитанных панелей составила 0,59, т. е. входила в круг значений, наиболее часто встречающихся на практике ($\beta = 1 \div 0,45$ при полном диапазоне; $1 \div 0,2$ для стен с технологическими швами).

Более детальный анализ эпюр напряжений, представленных на рисунках 3.32 и 3.33, показывает, что как в вертикальных, так и в горизонтальных стержнях полевой арматуры напряжения на различных стадиях работы конструкции под нагрузкой распределяются явно неравномерно как по длине стержней, так и по фронту их размещения. Причем с изменением уровня нагрузки Q и развитием трещин по полю панели напряжения в отдельных сечениях арматурных стержней меняют знак.

В стадии разрушения довольно сложная картина распределения напряжений σ_y и σ_x по горизонтальным и вертикальным сечениям поля панелей существенно упрощается с переходом к наклонным сечениям, одно из которых может рассматриваться как траектория критической трещины. Эпюра напряжений σ_y по длине диагонального сечения имеет вид треугольника, а в более круто наклоненных

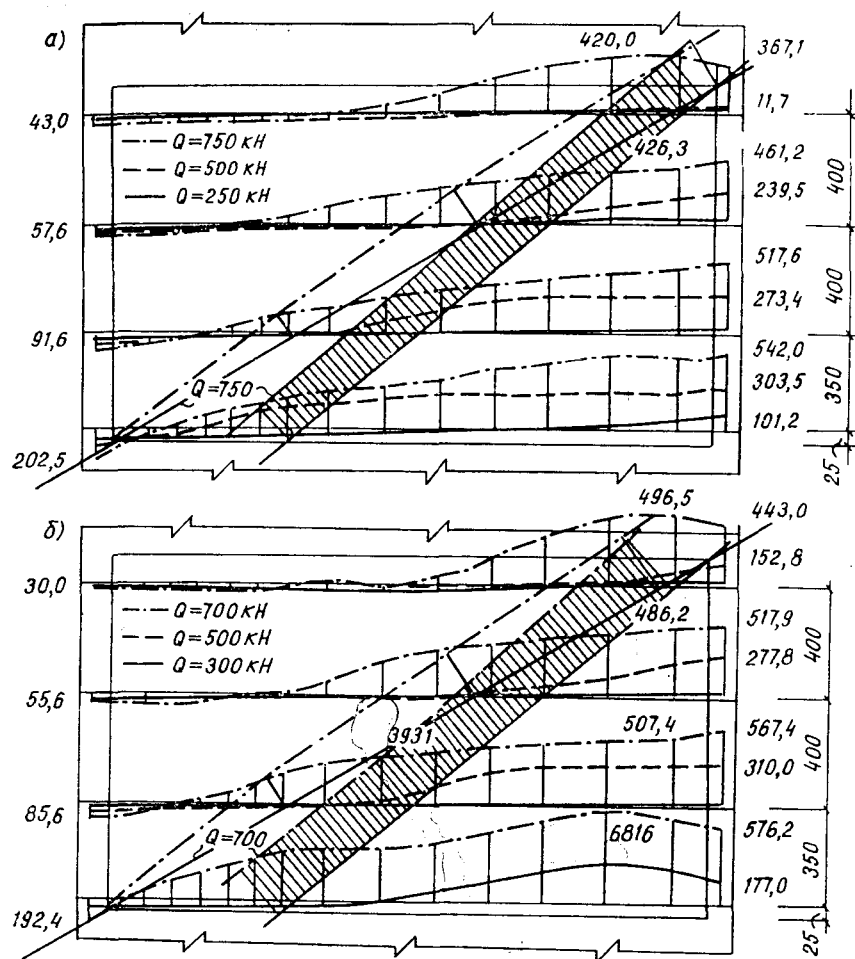


Рис. 3.32. Эпюры напряжений σ_y в вертикальных стержнях полевого армирования панелей 3 (а) и 4 (б)

сечениях напряжения распределяются практически равномерно. Для напряжений σ_x также имеет место выравнивание эпюр по наклонным сечениям, но в меньшей степени, чем эпюр σ_y .

Рассмотренные в настоящем разделе сведения о напряженном состоянии бетона и арматуры панелей, работающих в условиях сложного нагружения вертикальной и горизонтальной нагрузками, несомненно, представляют интерес для познания характера поведения таких конструкций на разных стадиях работы, в том числе и в стадии разру-

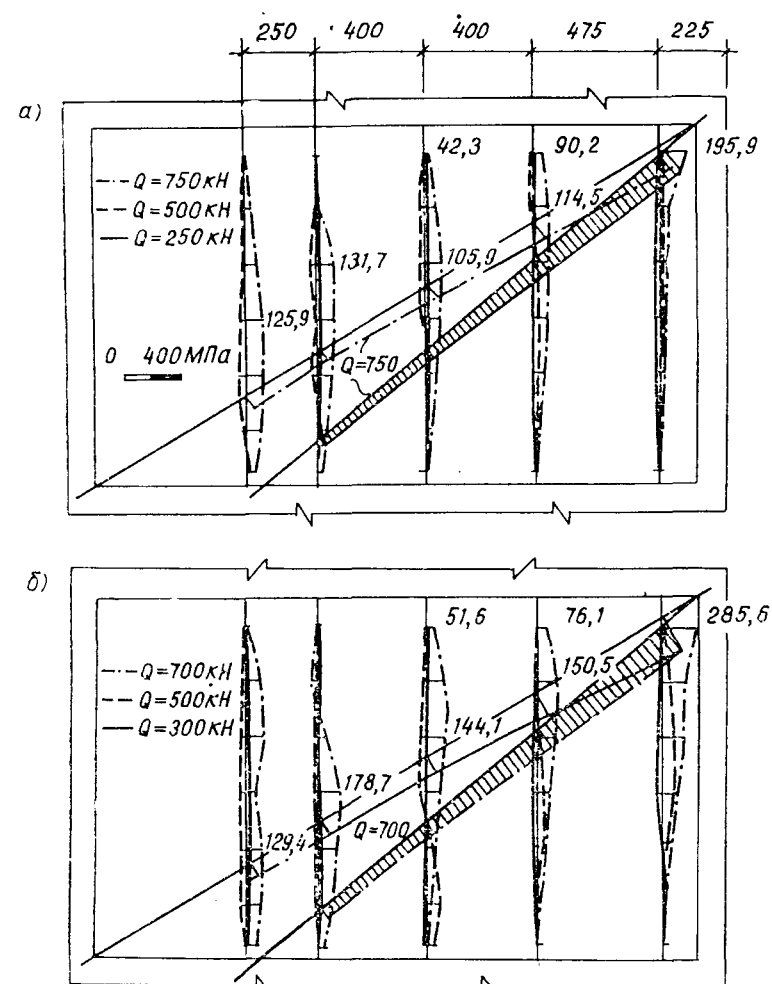


Рис. 3.33. Эпюры напряжений σ_x в горизонтальных стержнях полевого армирования панелей 3 (а) и 4 (б)

шения. Необходимы они и для разработки расчетной модели стен.

Однако преувеличивать значимость этих сведений и возводить примененный метод расчета конструкций в ранг универсального средства исследования их напряженно-деформированного состояния не следует! Не следует, потому, что, как мы могли убедиться даже на примере нескольких решенных задач, многие важные результаты при расчете по МКЭ определяются не однозначно, а варьируются в зависимости от параметров разбивочной сетки на конечные

элементы. В первую очередь это относится к несущей способности конструкции и значениям максимальных нормальных и касательных напряжений, в определении которых не все ясно. Добавим, что расчет конструкций с использованием МКЭ в нелинейной постановке дает преувеличенное трещинообразование, не отражающее работу бетона на участках между трещинами. Варьируя разбивочной сеткой, можно существенно изменять расстояния между трещинами. Важным моментом для разработки аналитического метода расчета стен является определение траектории критической трещины. С помощью МКЭ эту задачу пока решить можно лишь сугубо приближенно. Очевидные трудности возникают при изучении с помощью МКЭ напряженного состояния переходных сечений (в местах изменения толщин, появление отверстий и т. п.), в частности опорных сечений стен зданий.

Из сказанного вытекает, что теоретические и экспериментальные исследования плоскостных железобетонных конструкций должны дополнять друг друга, давая в сумме достоверную информацию о характере работы конструкций в различных силовых ситуациях.

3.2.3. МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ. ХАРАКТЕРИСТИКИ ОПЫТНЫХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ

При проведении описанных ниже исследований варьировались величина вертикальной нагрузки и ее эксцентриситет, условия загрузки горизонтальной нагрузкой (однократное монотонное, многократное ступенчато возрастающее, многократное знакопеременное), прочность бетона, мощность контурного армирования, характер и интенсивность полевого армирования.

Анализ проектов монолитных зданий показывает, что длина участков сплошных стен (h) изменяется в диапазоне 3,2÷6,4 м (редко больше) при высоте этажа жилых зданий 2,8 м. Исходя из этого, в качестве оригинала для исследований был принят одноэтажный фрагмент стены толщиной 24 см с $h=4,8$ и $H=2,8$ м.

Экспериментальное изучение крупногабаритных конструкций целесообразно проводить на моделях, выполняемых в соответствии с требованиями теории подобия. Во избежание серьезных искажений результатов испытаний за счет «масштабного эффекта», желательно для опытов применять крупномасштабные модели. Учитывая это, а также некоторые технические аспекты моделирования (в частнос-

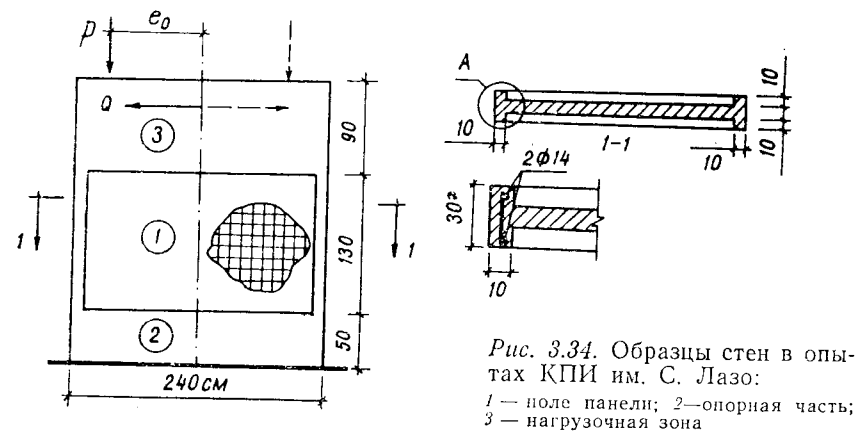


Рис. 3.34. Образцы стен в опытах КПИ им. С. Лазо:
1 — поле панели; 2 — опорная часть;
3 — нагрузочная зона

ти, арматурных стержней), множитель геометрического подобия (α_n) был принят равным 0,5. Модели стеновых панелей выполнялись с соблюдением принципов простого подобия твердых деформируемых тел.

Для предотвращения при испытании изгиба образца из плоскости по его контуру было предусмотрено уширение, вертикальные элементы которого в известной мере имитировали стены перпендикулярного направления. Помимо рабочей части (поля панели) каждый образец имел опорную и нагрузочную зоны (рис. 3.34). Первая из них предназначалась для соединения образца с основанием испытательного стенда.

При конструировании нагрузочной зоны учитывалась необходимость приложения горизонтальной нагрузки по середине длины этой зоны. Для этого в ней предусматривалось сквозное отверстие диаметром 67 мм, усиленное стальной трубой. Как опорная, так и нагрузочная зоны образца имели достаточно мощное армирование для предохранения их от преждевременного разрушения.

Опытные модели стеновых панелей изготавливались из товарного тяжелого бетона состава 1:4,05:5,36 ($B/C=0,65$) централизованного производства треста «Монолитстрой» МССР. Для приготовления бетона использовали цемент марки ГОСТ 10178—76, песок Карагашского и Суклейского карьеров МССР с модулем крупности соответственно 1,25—1,53 и 2,4 и щебень Микауцкого карьера с максимальной крупностью 20 мм, удовлетворявшей требованиям ГОСТ 8267—22 и 10260—82. В качестве пластификатора для бетона применялась химическая добавка ШБ-1, которая вводилась в количестве 12,2 кг на 1 м³ бетона.

На рисунке 3.35 приведены экспериментальные зависи-

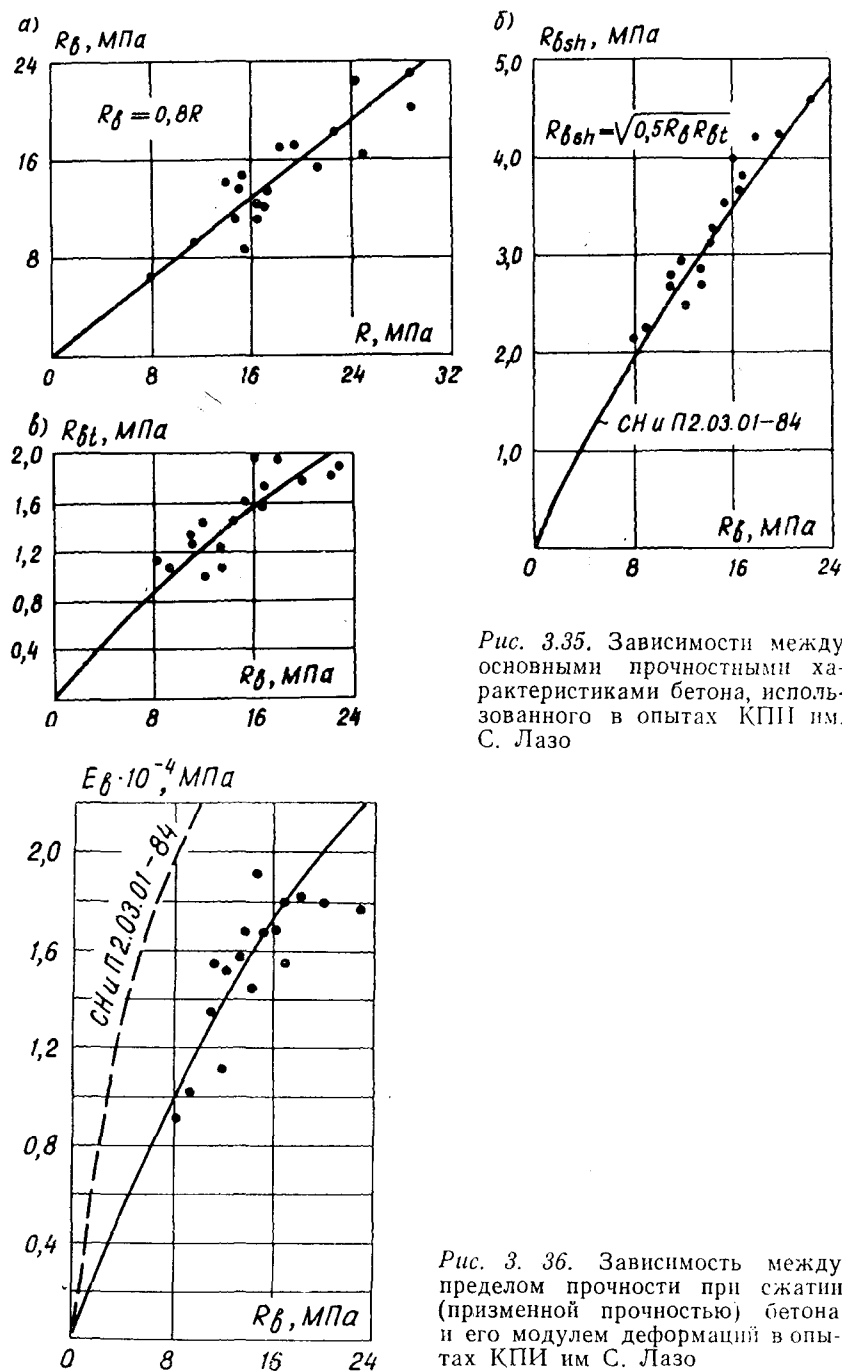


Рис. 3.35. Зависимости между основными прочностными характеристиками бетона, использованного в опытах КПИ им. С. Лазо

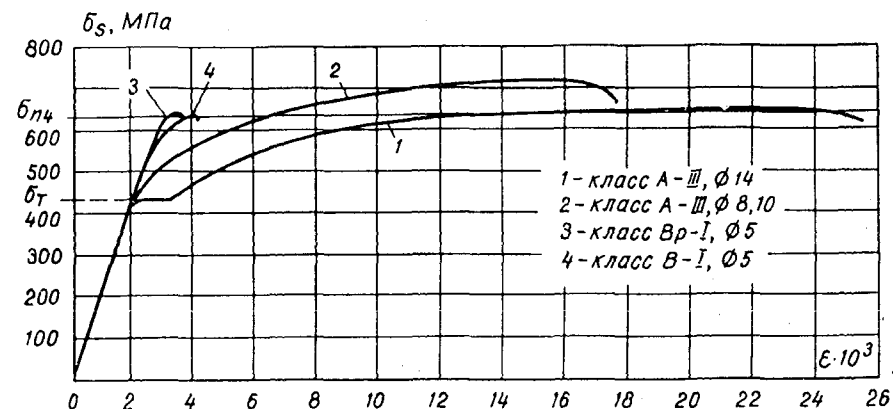


Рис. 3.37. Диаграммы растяжения арматурной стали

мости между основными прочностными характеристиками использованного в опытах бетона, а на рисунке 3.36 — сведения о его модуле деформаций (E_{δ}).

Для армирования экспериментальных фрагментов стен применялась арматура горячекатаная гладкая и периодического профиля соответственно классов А-I и А-III, а также обыкновенная проволока гладкая и периодического профиля соответственно классов В-I и Вр-I. Контурная арматура двух панелей (А-2, Г-2) была выполнена из стержней диаметром Ø14 стали класса Ат-IV.

Прочностные характеристики использованных арматурных сталей приведены в табл. 3.10, а диаграммы их деформирования на рисунке 3.37. Обратим внимание, что проволока из стали классов В-I, Вр-I, а также стержневая сталь класса Ат-IV не имели физического предела текучести.

Таблица 3.10. Характеристики арматурных сталей

Вид арматуры	Класс стали	Диаметр \varnothing , мм	Предел текучести σ_T , МПа	Временное сопротивление растяжению $\sigma_{пч}$, МПа	$\frac{\sigma_{пч}}{\sigma_T}$
Стержневая	А-I	6	235	380	1,62
„	А-III	8	420	710	1,69
„	А-III	10	420	710	1,69
„	А-III	14	420	636	1,52
„	Ат-IV	14	—	1000	—
Проволока	Вр-I	5	—	630	—
„	В-I	4	—	630	—

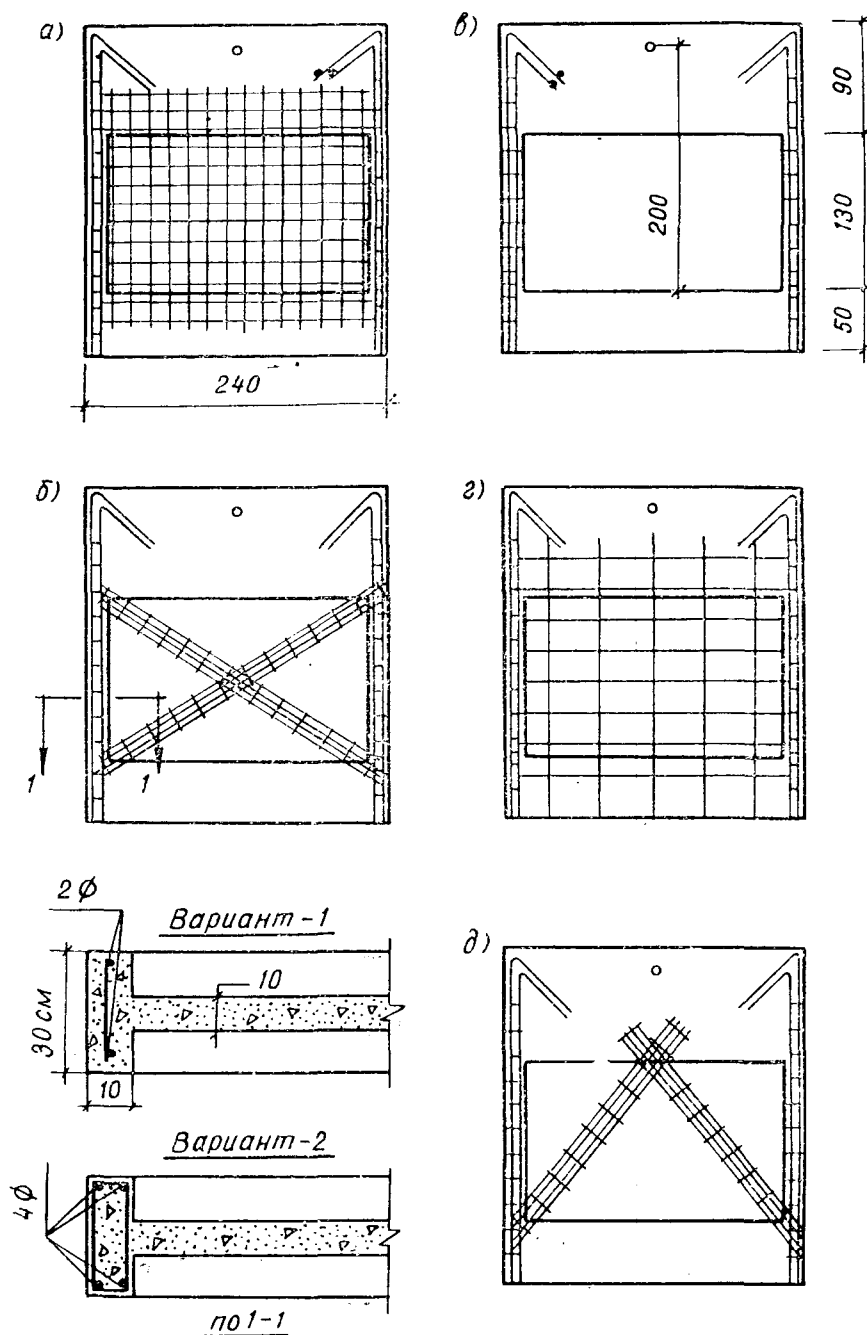


Рис. 3.38. Схемы армирования опытных панелей

Таблица 3.11. Основные характеристики панелей

Шифр панели	Применная бетонная марка R_b , МПа	Армирование			Возраст панелей к моменту испытаний, сут.
		схема по рис. 3.38	контурное	полевое	
1	2	3	4	5	6
<i>I. Панели без полевой арматуры</i>					
Э-1	18,1	—	—		840
К-1	22,6	в	4Ø14А-III		132
К-2*	14,7	в	4Ø14А-III		220
М-1	16,2	в	2Ø14А-III		305
М-2	12,3	в	2Ø14А-III		258
А-4	13,4	в	4Ø14А-III		1150
А-3	23,3	в	4Ø14А-III		155
Б-1	21,2	в	2Ø14А-III		95
БВ-1	18,3	в	2Ø14А-III		360
<i>II. Панели с ортогональным полевым армированием</i>					
КС-5	9,3	а	4Ø14А-III	сетка 200×200, Ø4, В-1	350
КС-1	16,8	а	4Ø14А-III	сетка 100×100, Ø5, Вр-1	945
КС-3*	8,3	а	4Ø14А-III	сетка 55×55, Ø5, Вр-1	945
КС-4	11,3	а	4Ø14А-III	сетка 50×50, Ø Вр-1	196
КП-1*	20,0	г	4Ø14А-III	вертикальные каркасы 2Ø8А-III ($S_q=44$ см)	293
КП-2	23,1	г	4Ø14А-III	горизонтальные стержни 2Ø5Вр-1 ($S_w=25$ см)	330
В-1	23,6	а	4Ø14А-III	сетка 100×100, Ø5, Вр-1	183
И-1	20,3	а	2Ø14А-III	сетка 100×100, Ø5, Вр-1	28
МС-1	11,2	а	2Ø14А-III	сетка 100×100, Ø5, Вр-1	193
КС-2	13,6	а	4Ø14А-III	сетка 100×100, Ø5, Вр-1	230
КС-6	14,2	а	4Ø14А-III	сетка 100×100, Ø5, Вр-1	620
ОК-1	9,4	г	4Ø14А-III	вертикальные каркасы 2Ø8А-III ($S_q=44$ см)	43
ОК-2	22,1	г	4Ø14А-III	горизонтальные стержни 2Ø5Вр-1 ($S_w=25$ см)	28

1	2	3	4	5	6
<i>III. Панели с кольцевым армированием наклонными стержнями</i>					
КД-1*	17,1	б	4Ø14А-III	диагональные каркасы 4Ø5Вр-I	910
КД-2	15,5	б	4Ø14А-III	диагональные каркасы 4Ø8А-III	410
КН-1	12,0	д	4Ø14А-III	наклонные каркасы 4Ø10А-III	425
Д-1	22,6	б	4Ø14А-III	диагональные каркасы 4Ø5Вр-I	132
Д-2	10,4	б	4Ø14А-III	диагональные каркасы 4Ø5Вр-I	168
Е-2	19,9	д	4Ø14А-III	наклонные каркасы 4Ø5Вр-I	40
З-1	20,4	б	2Ø14А-III	диагональные каркасы 4Ø5Вр-I	45
БВ-2	13,5	б	4Ø14А-III	диагональные каркасы 4Ø5Вр-I	380
<i>IV. Панели с контурной арматурой из высокопрочной стали</i>					
А-2*	8,2	в	4Ø14Ат-IV		98
Г-2*	27,6	а	4Ø14Ат-IV	сетка 55×55, Ø5 Вр-I	147

Примечание. Панели, шифры которых отмечены знаком *, разрушились вследствие нарушения анкеровки стержней в нагрузочной зоне.

Контурное армирование выполнялось в виде плоских либо пространственных сварных каркасов, располагавшихся в полках панели. Концы каркасов заанкеривались в опорной и нагрузочной зонах панели. Помимо этого большая часть образцов имела полевое армирование, выполненное в виде сварных сеток с ортогональным расположением стержней, либо вертикальных или наклонных каркасов. Всего применялось 5 схем армирования панелей (рис. 3.38). Одна панель (Э-1) была изготовлена без армирования.

Образцы стен бетонировались в сборно-разборной металлической опалубке в вертикальном положении, сразу на всю высоту с виброуплотнением бетона. Основные характеристики опытных панелей приведены в табл. 3.11.

Испытания опытных образцов стен проводились в специально изготовленном стенде (рис. 3.39), смонтированном на силовом полу. Конструкция стенда позволяла прикладывать к панели вертикальную нагрузку в виде 2—4 сосредоточенных сил и знакопеременную горизонтальную. Панель закреплялась на стенде с помощью системы болтов и

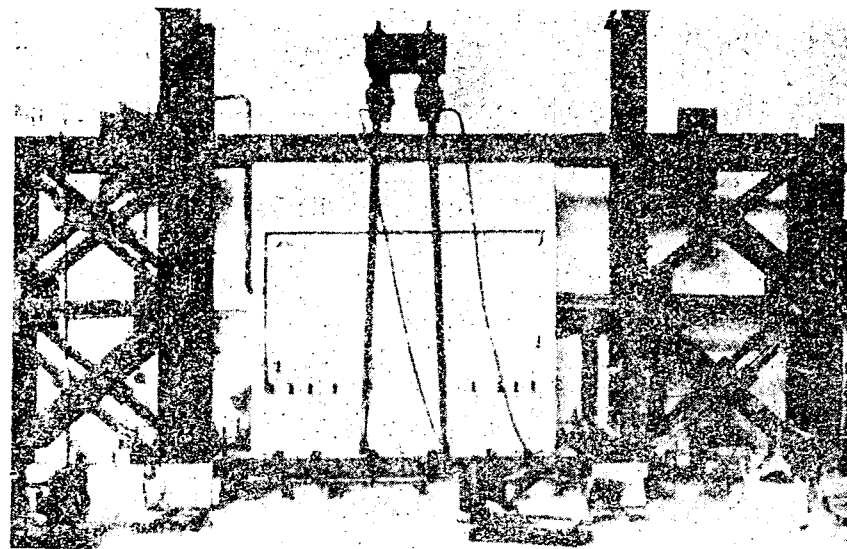


Рис. 3.39. Испытания стеновой панели в стенде

четырех анкеров диаметром 30 мм, которые сваркой соединялись с вертикальными контурными стержнями панели.

Вертикальная нагрузка передавалась на панель двумя гидродомкратами мощностью по 1000 кН или четырьмя при знакопеременном нагружении горизонтальной нагрузкой. Гидродомкраты соединялись с основанием стенда с помощью двух траверс и шарнирных металлических тяг.

Для создания горизонтальной нагрузки металлическая нагрузочная балка соединялась с испытываемой панелью с помощью стального штыря Ø50 мм, который проходил через отверстие в ее нагрузочной зоне. Опорами для горизонтальных домкратов мощностью по 1000 кН служили две металлические пространственные рамы, заанкеренные в фундаменте стенда.

Расчеты монолитных зданий с учетом сейсмического воздействия показывают, что даже в пределах одного и того же здания отношения изгибающего момента и продольной силы к перерезывающей силе (M/Q , N/Q) для различных участков стен изменяются в весьма широких диапазонах. Это обстоятельство порождает очевидные трудности в проведении эксперимента. Для их преодоления целесообразно исходить из условия, что наиболее ответственными в здании в период сейсмического воздействия являются стены нижних этажей. Но даже для них отношение M/Q по результатам расчетов 9—16-этажных монолитных зданий

на сейсмическое воздействие силой 7—8 баллов изменяется в пределах 5÷15 и более. Воспроизвести это условие в опытах технически сложно, поэтому для экспериментальных панелей отношение M/Q было принято равным 2, но при внецентренном приложении вертикальной нагрузки (N). Ее значения и эксцентриситет (e_0) назначались исходя из условия, чтобы минимальные напряжения в опорном сечении панели от нагрузки не превышали сопротивления бетона растяжению, а максимальные — его сопротивления сжатию.

Испытание модели фрагмента стены начиналось с ее загрузки пробной вертикальной нагрузкой 100—200 кН, при которой производилась окончательная установка вертикальных гидродомкратов, ориентируясь на показания деформометров, установленных на обеих сторонах панели. Аналогично осуществлялась центровка горизонтальных домкратов. После этого при $Q=0$ вертикальная нагрузка доводилась до заданной величины, сохранявшейся неизменной до конца испытаний, в ходе которых горизонтальная нагрузка наращивалась ступенями по 50 кН.

В этих опытах применялось несколько вариантов загрузки панелей:

а — при постоянной вертикальной нагрузке (обычно при $e_0 > 0$) горизонтальная нагрузка повышалась монотонно вплоть до разрушения конструкции;

б — испытание по варианту «а»; далее симметричное относительно центральной оси панели перемещение вертикальной нагрузки с последующим многократным приложением повторяющейся горизонтальной нагрузки другого знака с доведением панели до разрушения;

в — испытание знакопеременной горизонтальной нагрузкой при постоянной центрально приложенной вертикальной;

г — испытание знакопеременной возрастающей горизонтальной нагрузкой при соответствующем симметричном изменении точки приложения постоянной вертикальной нагрузки.

Для измерения деформаций и перемещений панелей использовались тензорезисторы ПКБ с базой 50 мм и 20 мм, индикаторы часового типа и механические прогибомеры.

Схемы расстановки приборов изменялись в зависимости от содержания задач, решавшихся в ходе исследований. Наибольшее внимание уделялось изучению напряженно-деформированного состояния сжатой зоны конструкции в опорном сечении и контурной арматуры. Нужно заметить, что при этом пришлось столкнуться с серьезными техни-

ческими трудностями, которые в значительной мере являлись следствием несовершенства измерительной аппаратуры.

3.2.4. Испытания панелей однократной статической нагрузкой

Стадии напряженно-деформированного состояния при сложном нагружении. В ходе испытаний по мере увеличения горизонтальной нагрузки армированная панель проходит три стадии напряженно-деформированного состояния.

Стадия I. Конструкция ведет себя как монолитное тело, проявляя преимущественно упругие деформации. Трещины отсутствуют. В зависимости от прочностных характеристик конструкций, величины вертикальной нагрузки и ее эксцентриситета продолжительность этой стадии может быть различной. Особенно интенсивное сокращение стадии I напряженно-деформированного состояния панели наблюдается при увеличении эксцентриситета продольной силы N . Границей стадии I является достижение в бетоне растянутой зоны панели напряжений, равных R_{bt} .

Стадия II. Появление в растянутом бетоне предельных напряжений приводит к образованию первой трещины, как правило, в опорном сечении панели со стороны ее растянутой полки. Ориентация этой трещины горизонтальная или слегка наклонная.

С ростом нагрузки по высоте растянутой полки панели появляются новые горизонтальные трещины, траектории которых с проникновением их в стенку панели круто отгибаются к опорному сечению. Таким образом, появляется система наклонных трещин, одна из которых (не обязательно самая верхняя) получает максимальную ширину раскрытия и в стадии разрушения разделяет конструкцию на два блока. Эту наклонную трещину принято называть критической. Многие из косых трещин зарождаются не в растянутой полке панели, а в ее опорном сечении (рис. 3.40).

Если попытаться дифференцировать общую картину трещинообразования, обусловленную изгибно-сдвиговыми деформациями панели, то трещины, зарождающиеся в ее растянутой полке, можно отнести на счет преимущественно изгибных деформаций, а косые трещины, берущие начало в опорной зоне, следует рассматривать как проявление сдвиговых явлений.

Несмотря на трехкратное превышение толщины опорной зоны панели над толщиной стенки, многие косые трещины,

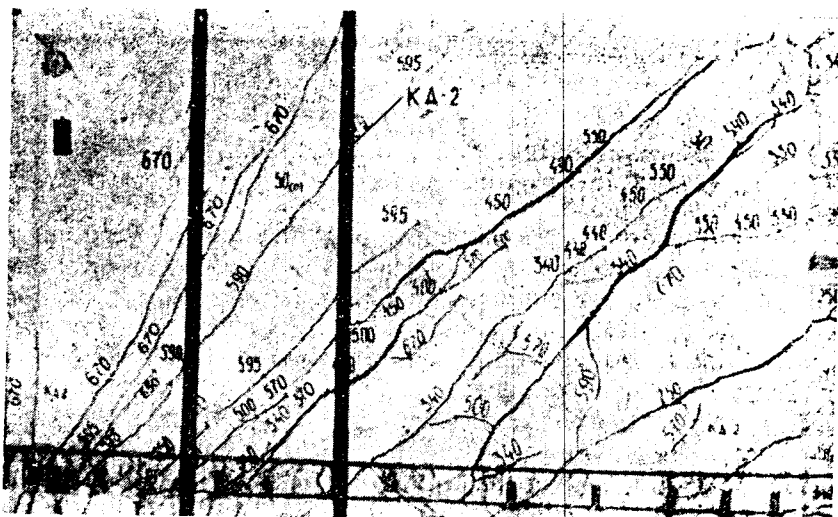


Рис. 3.40. Трещинообразование в панели КА-2

зародившись в стенке, проникали в опорную часть конструкции. Поэтому четко фиксируемая горизонтальная трещина в опорном сечении поля панели наблюдалась не всегда. Иногда она имела прерывистый вид. Полагаем, что эта особенность трещинообразования не будет иметь места в стенах с технологическими швами и перекрытиями. Последние не пропустят косые трещины ниже опорного сечения, а технологический шов заставит их изменить наклонную ориентацию на горизонтальную.

В целом с ростом нагрузки Q площадь трещинообразования по полю панели увеличивается. На этой стадии интенсивное раскрытие трещин наблюдается лишь до определенного предела, после достижения которого происходит преимущественно образование новых трещин. Критическая наклонная трещина в армированных панелях появляется при нагрузке Q_1 , редко выходящей за пределы диапазона $(0,5 \div 0,65) Q_u$. В бетонной панели Э-1 критическая трещина была зафиксирована при $Q_T = 0,8 Q_u$. Границей стадии II является достижение в растянутой контурной арматуре напряжений, равных пределу текучести.

Стадия III. Текучесть арматуры интенсифицирует трещинообразование. Происходит развитие по длине и раскрытие критической трещины. В панелях без полевого армирования — это, как правило, самая верхняя трещина, проходящая от верхнего угла панели в ее растянутой зоне к началу сжатой зоны в опорном сечении (рис. 3.41). В па-

нелях с полевым армированием критической не всегда оказывается самая верхняя трещина. В некоторых случаях наблюдалось активное раскрытие двух и даже трех наклонных трещин.

Раскрытие критической трещины обусловливается различным напряженным состоянием блоков, на которые она разделяет конструкцию, и поворотом верхнего (более напряженного) блока относительно нижнего. При этом наклонные полосы нижнего блока испытывают изгиб, вследствие чего появляются трещины — связи, соединяющие между собой основные наклонные трещины (см. рис. 3.40 и 3.41). Иногда на этой стадии наблюдалось скачкообразное увеличение ширины критической трещины, после чего попытка увеличить горизонтальную нагрузку не давала эффекта, а жесткость конструкции заметно падала. Завершалась эта стадия, как правило, разрушением сжатой зоны панели.

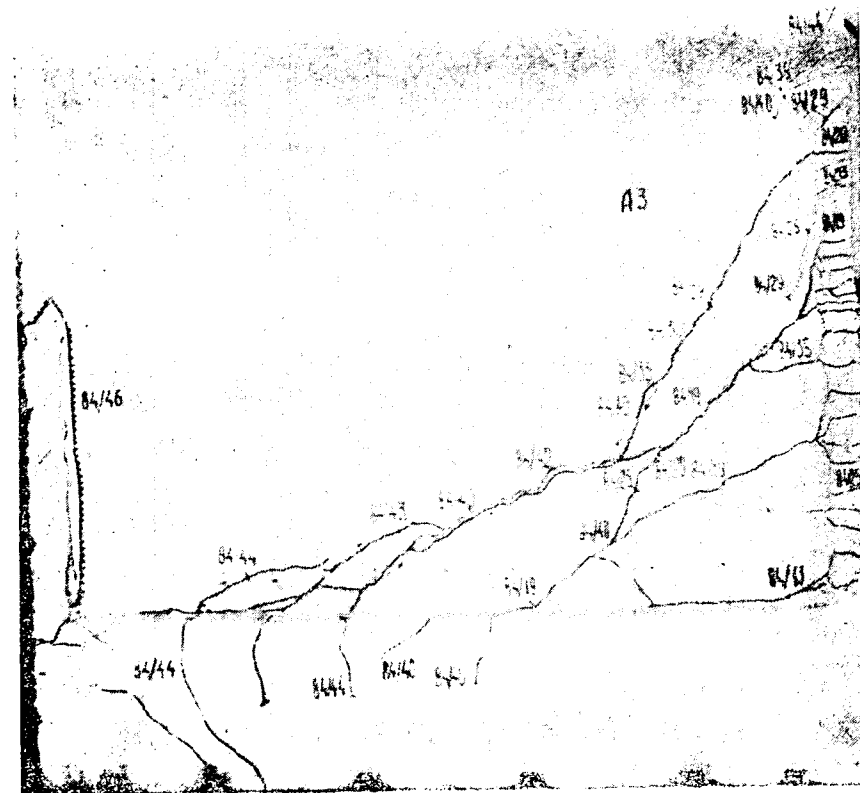
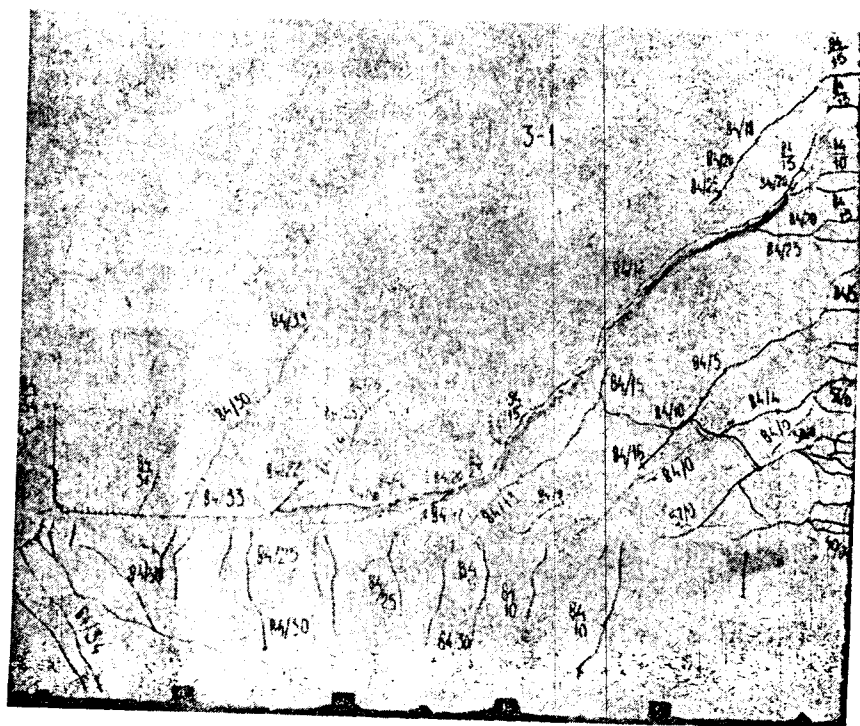


Рис. 3.41. Трещинообразование в панели без полевого армирования

Такова в общих чертах динамика поведения под нагрузкой армированных стеновых панелей. Однако приведенные выше сведения не освещают такие важные аспекты, как возможные изменения в характере трещинообразования, деформирования и разрушения конструкции, и не отвечают на вопрос: каковы средства управления этими характеристиками. Важность этих вопросов для практики проектирования сейсмостойких монолитных зданий обязывает рассмотреть их более детально.

Особенности трещинообразования панелей. Основным фактором, определяющим специфику трещинообразования в стеновых панелях, является их армирование, причем в большей степени полевое, нежели контурное.

При отсутствии полевого армирования по полю панели в ходе увеличения горизонтальной нагрузки обычно появляется несколько наклонных трещин, одна из которых становится критической. К моменту разрушения конструкции трещины в верхнем ее блоке (А) по существу отсутствуют (см. рис. 3.41).



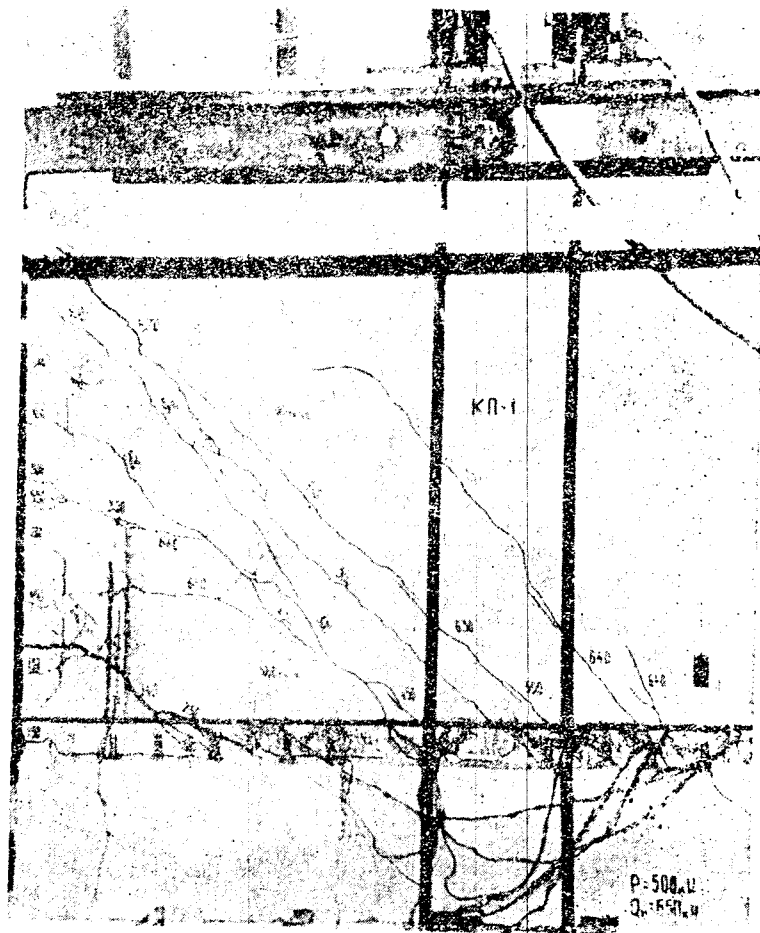


Рис. 3.44. Трещинообразование в панели с вертикальными каркасами и горизонтальными монтажными стержнями

армированных стен, несомненно, заслуживают внимания с позиций сейсмостойкости монолитных зданий, и мы вернемся к их рассмотрению в последующих разделах. В последние годы по рекомендациям ЦНИИЭПжилища многие проектные институты страны перешли на армирование поля монолитных стен вертикальными каркасами, устанавливаемыми с шагом $80 \div 100$ см. В этой связи четыре опытных панели (см. табл. 3.11) были заармированы по полю плоскими каркасами $2\text{Ø}8\text{A-III}$ с шагом 44 см, которые с двух сторон соединялись горизонтальными стержнями $\text{Ø}5\text{Bp-1}$ с шагом по вертикали 25 см.

Как видно из рисунка 3.44, трещинообразование в этих

панелях было примерно таким же, как в панелях, армированных сетками с ячейками 100×100 мм. По расходу арматуры на полевое армирование панели этих двух типов отличались несущественно. В известной степени картина трещинообразования панелей отражает величину эксцентриситета вертикальной нагрузки. С ростом e_0 крутизна наклонных трещин уменьшается.

Одним из расчетных параметров при определении несущей способности железобетонных элементов по наклонным сечениям является величина S проекции наиболее опасного сечения на горизонтальную (для балочных элементов) или вертикальную (для стеновых панелей) ось. При проведении описываемых испытаний, как правило, величина S соответствовала H (см. рис. 3.40.—3.44). В аналогичных опытах других авторов это правило также подтверждалось.

Пластичность деформирования. На рисунке 3.45 представлены графики деформирования растянутых диагоналей некоторых панелей, отличавшихся прочностью бетона, армированием, величиной и эксцентриситетом вертикальной нагрузки. В каждом из этих графиков можно выделить четыре участка.

Первый из них соответствует стадиям I и II напряженно-деформированного состояния конструкции и характерен тем, что в конце его напряжения в растянутой контурной

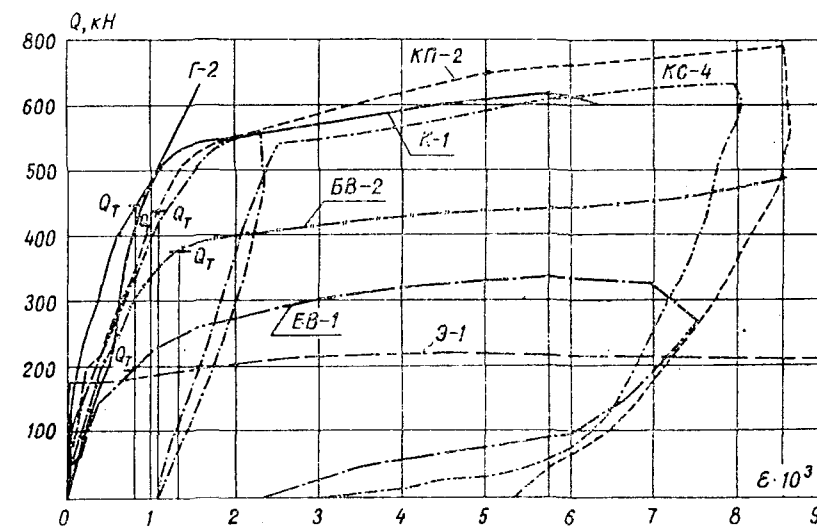


Рис. 3.45. Графики деформаций растянутых диагоналей панелей

арматуре (в опорном сечении) достигают предела текучести. Несмотря на упругое деформирование арматуры, этот участок графика деформирования конструкции имеет криволинейное очертание, что следует объяснить появлением трещин в бетоне, пересекающих растянутую диагональ панели. Второй участок графика деформирования наиболее короткий, характерен максимальной кривизной. На третьем участке в полной мере развиваются пластические деформации при относительно небольшом приращении нагрузки. Жесткость конструкции заметно падает. На завершающем (четвертом) участке происходит падение нагрузки при нарастающих деформациях.

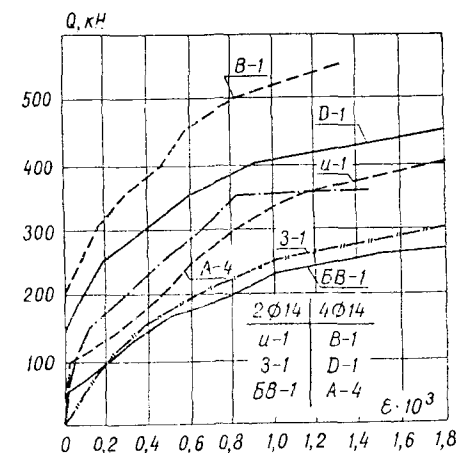
В основном пластичность деформирования стеновой панели определяет третий участок. Именно от его протяженности в первую очередь зависит величина коэффициента пластичности, представляющего отношение деформаций конструкции при достижении максимума горизонтальной нагрузки к деформациям, фиксируемым при напряжениях в контурной арматуре, равных σ_T .

Вычисленные на основе соответствующих инструментальных наблюдений значения коэффициента пластичности для довольно большой группы панелей из числа испытанных не выходили за пределы диапазона $6,8 \div 8,1$, т. е. были достаточно высокими. Отнести это следует за счет использования для контурного армирования панелей стали с явно выраженной площадкой текучести.

Контурная арматура панелей А-2 и Г-2 была выполнена из стали АтIV, не имевшей физического предела текучести. К сожалению, испытания этих панелей пришлось прекратить преждевременно из-за нарушения анкеровки верхних концов растянутых стержней \bar{S} . Однако, судя по графику деформирования панели Г-2 (см. рис. 3.45), это обстоятельство не мешает заключить, что пластичность ее деформирования (податливость) была низкой.

На рисунке 3.46 представлены результаты наблюдений за деформациями трех пар панелей. Если не считать различий в прочности бетона, панели каждой пары отличались друг от друга контурным армированием. Измерения растянутых диагоналей этих панелей приводят к выводу, что их жесткость увеличивается с повышением процента контурного армирования. Анализируя графики деформирования панелей с различной прочностью бетона и мощностью полевого армирования, можно заключить, что эти характеристики конструкции не проявляют отчетливого влияния на ее жесткость.

Рис. 3.46. Графики деформаций растянутых диагоналей панелей с различным контурным армированием



В ходе испытания панели БВ-2 была сделана попытка замерить сдвиговые деформации вдоль наклонной трещины, которая, как предполагалось, должна была стать критической. С этой целью после ее образования испытания панели были приостановлены, вдоль трещины с двух сторон панели на штифтах закрепили индикаторы часового типа, которые работали как сдвигомеры, после чего испытания были продолжены. Результаты этих измерений (рис. 3.47) позволяют заключить, что зависимость между горизонтальной нагрузкой и сдвиговыми деформациями практически линейна.

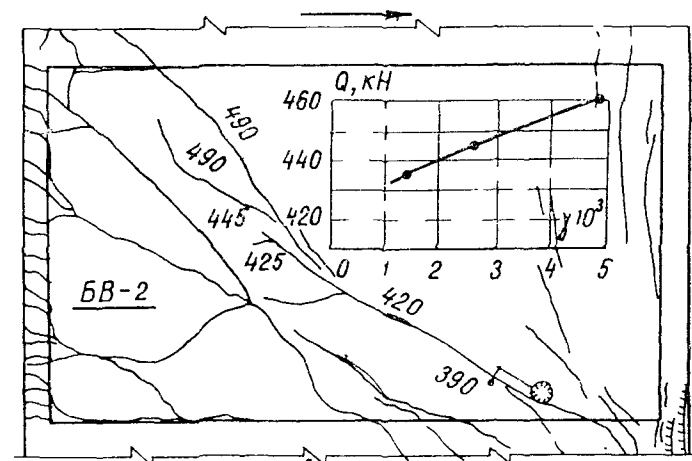


Рис. 3.47. Схема трещинообразования в панелях БВ-2 и график сдвиговых деформаций вдоль критической трещины

Характер разрушения. Многие авторы, проводившие испытания моделей бетонных и железобетонных стен горизонтальной нагрузкой, отмечали хрупкий характер их разрушения. Наряду с этим было немало и таких случаев, когда разрушение стеновых конструкций носило пластичный («мягкий») характер. Вопрос этот важен с позиций сейсмостойкости конструкций и поэтому заслуживает досконального изучения.

В условиях сложного нагружения вертикальной и горизонтальной нагрузкой стена претерпевает изгибно-сдвиговое деформирование. В стадии разрушения одновременно проявляются оба вида деформаций, однако один из них, как правило, превалирует, определяя характер разрушения конструкции.

Исследователи единодушны во мнении, что хрупкое разрушение присуще в основном сдвиговым деформациям. Разрушение от изгиба происходит более пластично, при наличии нисходящей ветви графика деформирования. Понятно, что преобладание одного вида деформаций над другим определяется как итог взаимодействия целого ряда факторов, в числе которых — величина сжатой зоны сечения, сопротивление бетона сжатию и сдвигу, мощность армирования, его характер, пластические свойства стали, соотношение вертикальных и горизонтальных сил и другие факторы. Определение критерия деформирования стены в такой расчетной ситуации представляется сложной задачей.

В опытах зарубежных исследователей хрупкое разрушение стен чаще всего происходило при их испытании горизонтальной нагрузкой без вертикальной.

В качестве подтверждения того, что вертикальная нагрузка стимулирует пластичный характер разрушения конструкции, рассмотрим динамику поведения под нагрузкой бетонной панели Э-1, которая была испытана при $N = 0,16N_u$ и $e_0 = 40$ см. При $Q = 180$ кН в опорном сечении панели на довольно значительной длине появилась горизонтальная трещина (рис. 3.48). Вслед за ней, фактически при той же нагрузке, образовалась косая трещина, не достигающая до верха растянутой зоны. Несмотря на такие повреждения и полное отсутствие армирования, конструкция продолжала сопротивляться возрастающей горизонтальной нагрузке. При $Q = 220$ кН косая трещина достигла растянутого ребра панели, вследствие чего произошло оседание нижнего блока Б и закрытие горизонтальной трещины в опорном сечении. При этом конструкция продолжала выдерживать действующую на нее нагрузку, и только при $Q = 225$ кН произошло ее разрушение.

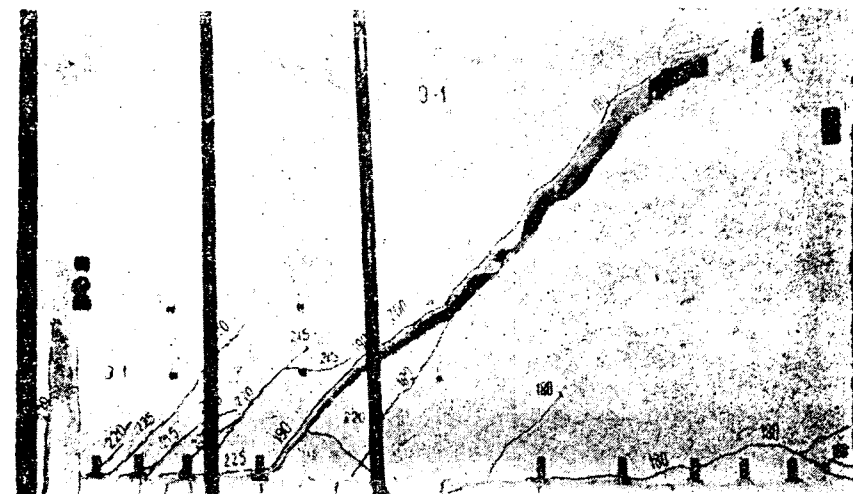


Рис. 3.48. Трещинообразование в бетонной панели Э-1

В диапазоне $Q = 215 \div 225$ кН в сжатой зоне панели зародился ряд наклонных трещин, траектории которых тяготеют к критической трещине. Логично предположить, что степень положительного влияния вертикальной нагрузки на пластичность деформирования панелей зависит от ее величины и эксцентриситета. Оба эти параметра можно учесть одновременно, выражая действующую нагрузку N в виде $N = mN_u$.

В опытах ЦНИИЭПжилища с бетонными образцами стен [6; 23] коэффициент m изменялся от 0,25 до 0,87, а отношение $Q_{срс(э)}/Q_{u(э)}$ ($Q_{срс(э)}$, $Q_{u(э)}$ — горизонтальная нагрузка соответственно при появлении первой наклонной трещины и при разрушении) — от 0,91 до 0,62. Минимум $Q_{срс(э)}/Q_{u(э)}$ соответствовал $m = 0,39$. В опытах КПИ им. С. Лазо это отношение изменялось в пределах от 0,41 до 0,87 при среднем значении 0,60.

На характер разрушения стеновых панелей ощутимое влияние оказывает их армирование. Выше отмечалось, что выполнение контурного армирования из хрупких сортов стали отрицательно сказывается на пластичности деформирования конструкции. То же следует сказать и о полевой арматуре. При проведении описываемых экспериментов еще до исчерпания несущей способности панелей неоднократно наблюдался разрыв полевых стержней из стали классов Вр1 и В1 в сечениях с критическими трещинами. При этом скачкообразно изменялся график деформирова-



Рис. 3.49. Характерное разрушение сжатой зоны панелей (вид с торца)

ния панели. Что касается прочности стеновых панелей, то из числа формирующих ее факторов хрупкую полевую арматуру следует исключить.

В подавляющем большинстве случаев разрушение панелей в опытах КПИ им. С. Лазо было пластичным. Конструкция обычно не проявляла деформационных «срывов» даже при сильном раскрытии наклонных трещин и очевидном разрушении сжатой зоны, часто сопровождавшемся выпучиванием сжатых стержней контурной арматуры (рис. 3.49).

Хрупкое разрушение панелей происходило при неудовлетворительной анкеровке контурных стержней S в нагрузочной зоне, вследствие чего они отрывались от верхнего блока A панели, превращая ее тем самым из армированной конструкции в неармированную.

Завершая этот раздел, считаем полезным еще раз подчеркнуть необходимость преимущественного развития из-

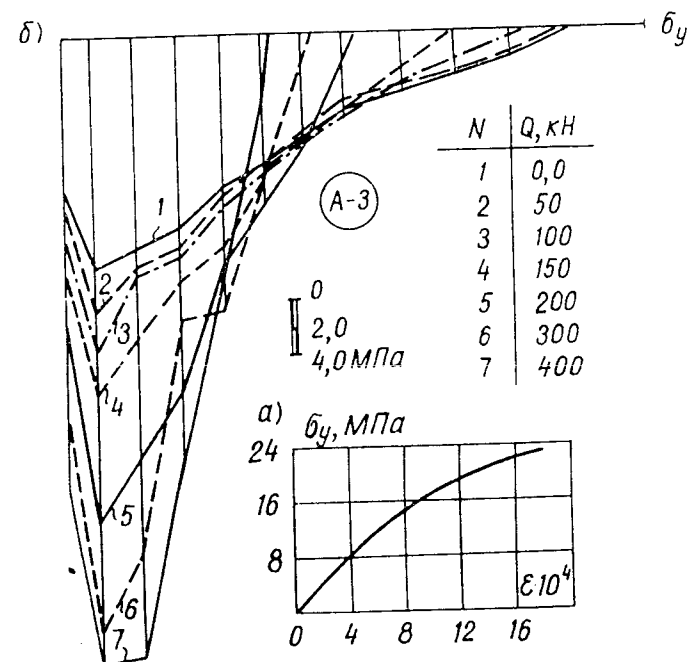


Рис. 3.50. Динамика изменения эпюр нормальных напряжений в опорном сечении панели А-3

гибных деформаций стен на фоне увеличения их сдвиговой прочности. В этой связи напомним, что существенным слабым сопротивлением стен сдвигу являются силы зацепления, к эффективным средствам управления которыми относятся вертикальная нагрузка и арматура, препятствующая раскрытию косых трещин.

Эпюры напряжений в опорных сечениях панелей. При разработке инженерного метода расчета прочности стен по наклонным сечениям необходимо знание характера распределения напряжений σ_y и τ_{xy} в опорном сечении стены в предельном состоянии. Этот вопрос изучался при проведении теоретических исследований, описанных в разделе 3.2.2. Должное внимание уделялось ему при проведении испытаний панелей.

Используя экспериментально установленную зависимость между напряжениями и деформациями (рис. 3.50, а) для применявшегося в опытах бетона, и инструментально полученные эпюры деформаций для опорного сечения панели А-3, были построены соответствующие эпюры напряжений при различных значениях горизонтальной нагрузки.

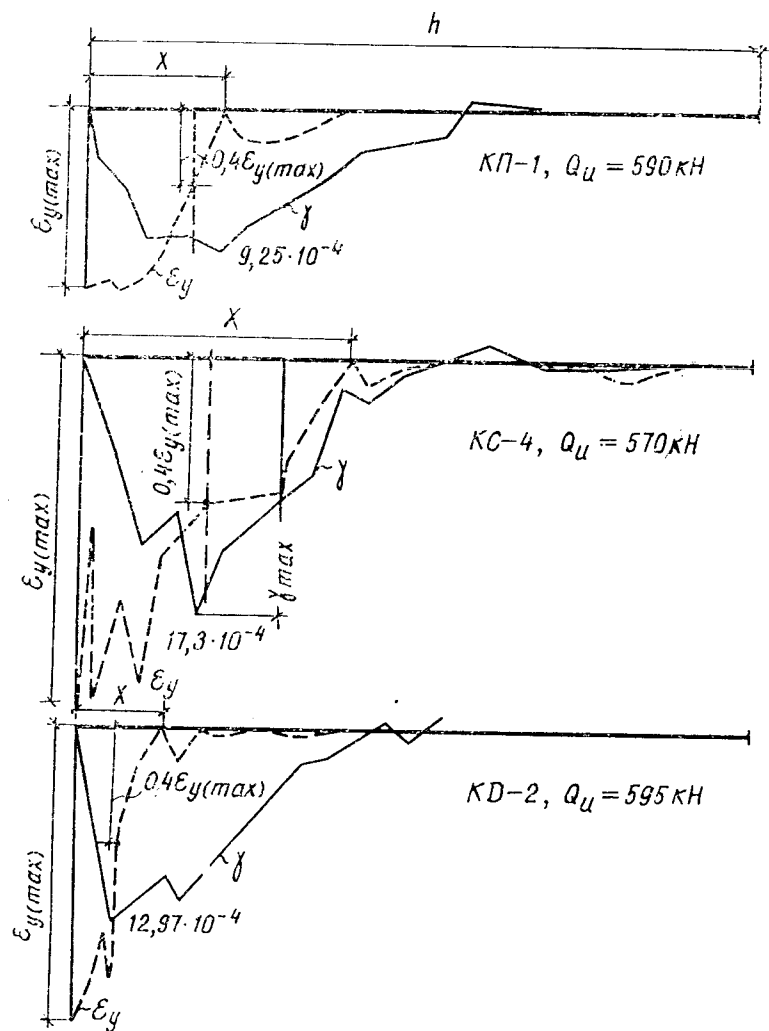


Рис. 3.51. Эпюры нормальных и сдвиговых деформаций в опорных сечениях панелей КП-1, КС-4 и КД-2 при горизонтальной нагрузке, близкой к разрушающей

Как видим, на всех стадиях напряженно-деформированного состояния форма эпюр σ_y тяготеет к треугольнику.

На рисунке 3.51 в качестве примера приведены эпюры нормальных и сдвиговых деформаций в опорных сечениях трех панелей в стадии близкой к исчерпанию несущей способности. Известные технические трудности в получении экспериментальной информации, необходимой для построе-

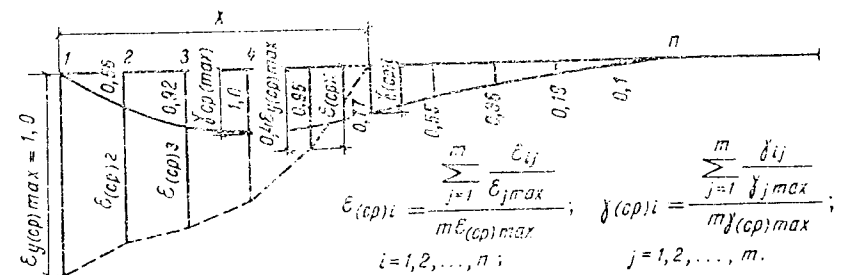


Рис. 3.52. Эпюры средних относительных нормальных и сдвиговых деформаций в опорном сечении для 12 испытанных панелей

ния таких эпюр, оправдывают их «изломанную» форму. Несмотря на это, ряд полезных выводов из их рассмотрения можно сделать.

Во-первых, судя по эпюрам ϵ_y и γ , сжимающие напряжения в опорном сечении разрушающейся панели фиксируются по существу в пределах сжатой зоны, в то время как касательные напряжения распространяются по значительно большей длине. Во-вторых, максимум касательных напряжений отмечается вблизи сечения, где нормальные напряжения составляют примерно 0,4 от максимального значения. Как мы убедимся, этот вывод имеет прямое отношение к критерию прочности стены в плосконапряженном состоянии (см. раздел 4.1.1).

На рисунке 3.52 представлены эпюры ϵ_y и γ в относительных величинах, осредняющие соответствующие эпюры 12 испытанных панелей. Этот прием позволил более четко выявить характер этих эпюр деформаций, освободив их в значительной мере от случайных «пиков». Сопоставление этих данных с эпюрами σ_y и τ_{xy} , полученными по МКЭ для опорных сечений панелей (см. рис. 3.28 и 3.29), позволяет заключить, что наилучшей расчетной аппроксимацией эпюр σ_y является треугольник с основанием X , а эпюр τ_{xy} — две параболы, сопрягаемые в сечении, проходящем через вершину наклонной трещины.

Влияние некоторых параметров на несущую способность стеновых панелей. Основные результаты, характеризующие прочность испытанных панелей, приведены в табл. 3.12, которую следует рассматривать совместно с табл. 3.11.

Сопоставляя значения Q , соответствующие достижению текучести в растянутой арматуре и зарождению критической наклонной трещины, можно с уверенностью констатировать, что наклонные трещины в панели, включая и кри-

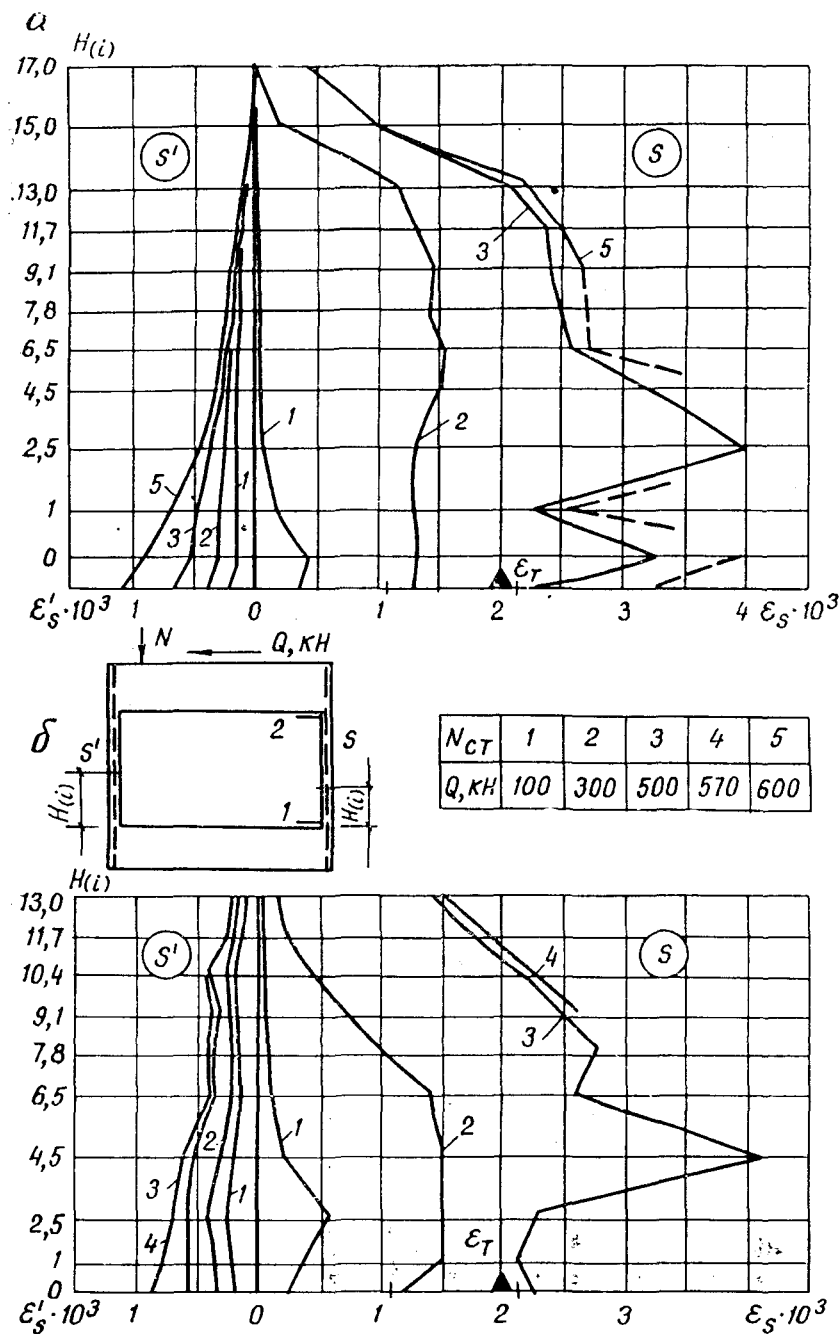
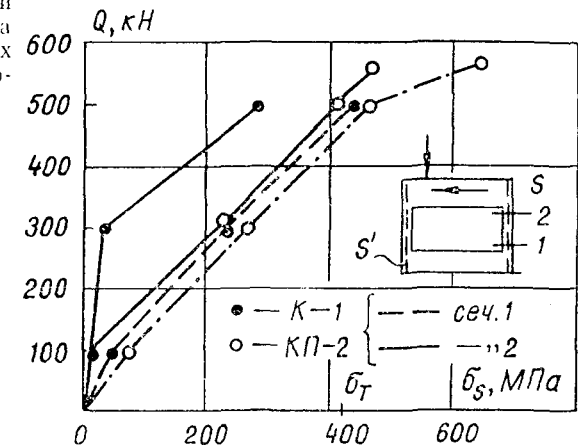


Рис. 3.53. Эпюры относительных деформаций по длине сжатых (S') и растянутых (S) контурных стержней в панелях КП-2 (а) и К-1 (б) при различных уровнях горизонтальной нагрузки

Рис. 3.54. Графики напряжений σ_s на концевых участках растянутых контурных стержней



тическую, образуются еще до того, как напряжения в арматуре S достигают σ_T . Естественно, появление трещин приводит к скачкообразному увеличению в этих местах напряжений в растянутой арматуре.

При относительно высоких уровнях нагрузки Q напряжения по длине растянутых контурных стержней распределяются очень неравномерно. Их максимум отмечается в нижней зоне конструкции (рис. 3.53). С ростом Q и развитием зоны трещинообразования по высоте растянутой грани панели эпюра σ_s по длине стержней выравнивается, уровень напряжений в их верхней зоне приближается к значениям, фиксируемому в опорном сечении (рис. 3.54), однако не достигает их.

Эпюры напряжений σ'_s в сжатых стержнях S' контурной арматуры также отличаются явно выраженной неравномерностью по длине, однако в них отсутствуют «пики», характерные для эпюр σ_s . Падение напряжений в сжатой и растянутой контурной арматуре панели по мере удаления от опорного сечения является закономерным следствием ее работы на изгиб под действием нагрузки Q . По характеру экспериментальные эпюры ϵ_s и ϵ'_s близки эпюрам σ_s и σ'_s (см. рис. 3.31), полученным теоретическим путем с помощью МКЭ.

Контурная арматура относится к числу факторов, наиболее ощутимо влияющих на несущую способность панелей. Это наглядно демонстрирует рисунок 3.55, на котором представлены результаты испытаний четырех пар образцов, каждая из которых состояла из образцов с одинаковым полем армированием. Замена в этих парах контурной

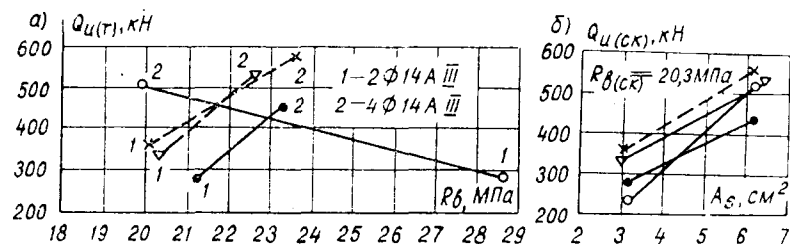


Рис. 3.55. Несущая способность панелей с контурным армированием 2Ø14А-III и 4Ø14А-III.

арматуры с 2Ø14А-III на 4Ø14А-III сопровождалась повышением несущей способности панелей на 56—76% (см. рис. 3.55,а).

Прочность бетона этих образцов колебалась в пределах 19,9÷28,6 МПа. Чтобы устранить влияние этого обстоятельства на исследуемую закономерность между мощностью контурной арматуры и несущей способностью панелей, все значения $Q_{u(э)}$ с помощью уравнений (2,69)—(2,74) были приведены к одинаковой прочности бетона ($R_b = 20,3$ МПа). Эти результаты представлены на рисунке 3.55,б. В комментариях они не нуждаются.

Положительное влияние роста мощности контурного армирования на несущую способность стен проявляется двояко. Во-первых, уменьшается ширина раскрытия косых трещин, а следовательно,—увеличиваются силы зацепления в них. В конечном счете растет сопротивление конструкции сдвигу. Во-вторых, в области недоармированных сечений ($\xi < \xi_R$) увеличивается сопротивление конструкции изгибу. При $\xi > \xi_R$ эта составляющая эффекта увеличения мощности контурного армирования отсутствует. Это демонстрируют результаты испытаний панелей А-2 и Г-2 с контурной арматурой из стали с $R_s = 1000$ МПа, благодаря чему сечения обеих панелей оказались переармированными.

Судя по данным табл. 3.12, полевое армирование также благоприятно сказывается на несущей способности панелей. Так, при примерно равной прочности бетона несущая способность панели КП-2 с вертикальными каркасами по полю оказалась на 12% больше, чем панели К-1, не имевшей полевого армирования.

Возьмем для анализа группу панелей А-3, В-1, Д-1, Е-2 и К-2, прочность бетона которых колебалась в пределах довольно узкого диапазона (20÷23,6 МПа), что позволяет произвести прямое сопоставление их значений $Q_{u(э)}$. Поле-

Таблица 3. 12. Основные результаты испытаний панелей и их расчетная несущая способность

Шифр образца	N, кН e_o , см	R_b , МПа	$Q_{u(э)}$, кН	$Q_{сжс(э)}$, кН	$Q_{сжс(э)}$ / $Q_{u(э)}$	$Q_{т(э)}$, кН	$Q_{т(э)}$ / $Q_{u(э)}$	$Q_{u(т)}$, кН	$Q_{u(т)}$ / $Q_{u(э)}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I. Пачели без полевой арматуры									
Э-1	500/40	18,1	225	180	0,80	—	—	189	0,84
К-1	500/40	22,6	615	350	0,57	530	0,86	486	0,79
К-2*	500/40	14,7	450					471	1,05
М-1	500/40	16,2	420			280	0,67	334	0,79
А-4	840/80	13,4	470			390	0,83	376	0,80
А-3	840/80	23,3	460	230	0,63	378	0,82	419	0,91
В-1	840/80	21,2	290	240	0,85	230	0,82	264	0,94
ЕВ-1	840/80	18,3	340						
А-2*	840/80	8,2	230	250	0,89	-	-	599	2,04
II. Панели с ортогональным полевым армированием									
КС-5	500/40	9,3	540	380	0,70	470	0,87	472	0,87
КС-1	500/40	16,8	650			550	0,85	606	0,93
КС-3*	500/40	8,3	540	350	0,65	530	0,93	576	1,07
КС-4	500/40	11,3	630	350	0,55	530	0,84	649	1,03
КП-1*	500/40	20,0	650	570	0,87	570	0,87	593	0,91
КП-2	500/40	23,1	690	280	0,40	550	0,80	600	0,87
В-1	840/80	23,6	590	300	0,52	470	0,81	504	0,87
И-1	840/80	20,3	360	180	0,50	300	0,84	348	0,97
ОК-1	500/80	9,4	450	250	0,55	370	0,82	361	0,80
ОК-2	840/80	22,1	580	320	0,55	480	0,83	469	0,81
Г-2	840/80	27,6	670	500	0,74	-	-	946	1,41
III. Панели с полевым армированием наклонными каркасами									
КД-1*	500/40	17,1	570			450	0,79	508	0,89
КД-2	500/40	15,5	670	340	0,50	550	0,82	521	0,77
КП-1	500/40	12,0	670	350	0,52	540	0,81	565	0,84
Д-1	840/80	22,6	530	300	0,56	430	0,81	412	0,77
Д-2	500/80	10,4	450	300	0,66	380	0,84	330	0,73
Е-2	840/80	19,9	510	290	0,57	430	0,84	422	0,83
З-1	840/80	20,4	340	150	0,44	290	0,85	259	0,77
ЕВ-2	840/80	13,5	490	200	0,41	380	0,78		

Примечания: 1. Панели, шифры которых отмечены знаком *, разрушились вследствие нарушения анкеровки стержней S в нагрузочной зоне. 2. $Q_{т(э)}$ — экспериментальное значение горизонтальной нагрузки, при которой напряжения в арматуре S достигли $\sigma_{т.к}$. 3. $Q_{сжс(э)}$ — экспериментальное значение Q, при котором появилась критическая трещина. 4. $Q_{u(т)}$ — несущая способность панели, рассчитанная по формулам (2,69)—(2,74).

вое армирование этих панелей было выполнено по различным схемам. Стремясь хотя бы приближенно оценить эффективность этих схем, введем условное понятие коэффициента эффективности полевого армирования k_s , значения которого будем определять по формуле

$$k_s = \frac{Q_{u(э)} - Q_{u(эт)э}}{10\rho_s}, \quad (3.3)$$

где $Q_{u(э)}$, $Q_{u(эт)э}$ — несущая способность панелей соответственно рассматриваемой и эталонной (без полевого армирования) для данной группы. Для перечисленных выше панелей эталонной является А-3 ($Q_{u(эт)э} = 460$ кН);

ρ_s — расход стали в кг на полевое армирование панели.

Для панелей В-1, Д-1, Е-2 и К-2 значения коэффициента k_s соответственно равны 1,36, 1,44, 1,56 и 1,22. Судя по этим цифрам, наиболее эффективным оказалось полевое армирование диагональными и наклонными каркасами.

Для того чтобы оценить, как влияет увеличение мощности полевого армирования на несущую способность панелей, проанализируем результаты испытаний группы панелей с сетчатым полевым армированием (КС-5, КС-1, КС-3*, КС-4). В этой группе из рассмотрения придется исключить образец КС-3*, так как он разрушился преждевременно из-за нарушения анкеровки контурной арматуры S.

Оставшиеся для анализа образцы имеют различную прочность бетона. Воспользовавшись уравнениями (2.69) — (2.74), приведем их экспериментальные значения $Q_{u(э)}$ к прочности бетона $R_b = 9,3$ МПа. Откорректированные таким образом значения $Q_{u(ск)}$ указывают на существование линейной зависимости между несущей способностью панелей и интенсивностью их полевого армирования (рис. 3.56)¹⁰.

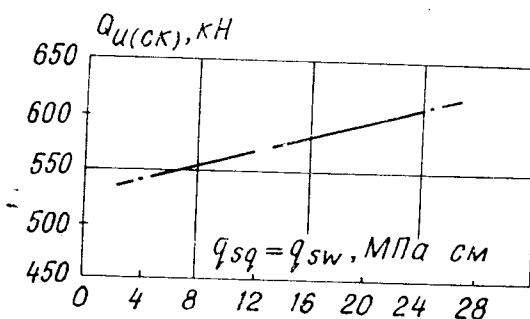


Рис. 3.56. Влияние интенсивности полевого сетчатого армирования на несущую способность панелей

¹⁰ Сопоставление эффективности контурного и полевого армирования выполнено в разделе 5.

В описываемых опытах, к сожалению, отсутствовали образцы, испытания которых позволили бы дифференцированно оценить участие горизонтального и вертикального полевого армирования в формировании прочности панелей. Этот анализ выполнен теоретическим путем в разделе 4.3.

В опытах КПИ им. С. Лазо максимальный процент вертикального и горизонтального полевого армирования достигал 0,34%, т. е. превышал конструктивный минимум, установленный как нормами СССР, так и других стран, ведущих сейсмостойкое строительство. При такой мощности полевое армирование отразилось на характере трещинообразования в панелях, но не вызвало принципиальных изменений в характере их разрушения. Между тем изменения эти возможны.

Увеличивая величину q_{sw} (особенно в панелях с геометрической характеристикой β близкой к 1), можно, по-видимому, добиться того, что разрушение конструкции будет происходить не по наклонному, а по горизонтальному сечению. К такому же результату можно прийти, увеличивая q_{sq} , но не обеспечивая перепуск вертикальной полевой арматуры через опорное сечение на длину, необходимую для надежной анкеровки стержней.

Одним из параметров, влияющих на сопротивление бетонных и железобетонных стен разрушению по наклонным сечениям, является прочность бетона. Судя по данным табл. 3.12, влияние это ощутимо в области бетонов относительно невысокой прочности. При $R_b > 15$ МПа увеличение прочности бетона мало сказывается на несущей способности панелей. Для примера сопоставим результаты испытаний панелей БВ-2 и Д-1, имевших одинаковое армирование. По прочности бетона эти панели отличались друг от друга в 1,68 раза, а по несущей способности всего на 8%¹¹.

В описываемых опытах вертикальная нагрузка изменялась в умеренных пределах (16÷26% от N_u), поэтому трудно было ожидать ощутимого влияния ее на величину $Q_{u(э)}$, что и подтвердили экспериментальные данные (табл. 3.13).

Значительно четче проявилось влияние на несущую способность панелей величины эксцентриситета вертикальной нагрузки (табл. 3.14).

В табл. 3.12 помимо экспериментальных прочностных характеристик испытанных панелей приведены значения их

¹¹ Анализ влияния прочности бетона на несущую способность стеновых панелей при разрушении по наклонным сечениям продолжен в разделе 4.3 (см. рис. 4.21).

Таблица 3. 13. Результаты испытаний панелей с различной вертикальной нагрузкой при $e_o = 80$ см

Шифр панели	N, кН	R_b , МПа	$Q_{u(э)}$, кН	$Q_{u(ск)}$	
				кН	...
ОК-1	500	9,4	450	450	100
ОК-2	840	22,1	580	466	102
Д-2	500	10,4	450	450	100
БВ-2	840	13,5	490	462	103

Примечание. $Q_{u(ск)}$ — значение разрушающей нагрузки, скорректированное с помощью уравнений (2.69) - (2.74) из расчета снижения прочности бетона до минимального уровня для сопоставляемой пары панелей.

Таблица 3. 14. Результаты испытаний панелей при различной величине эксцентриситета (e_o) вертикальной нагрузке $N=500$

Шифр панели	e_o , см	R_b , МПа	$Q_{u(э)}$, кН	$Q_{u(ск)}$	
				кН	...
КС-4	40	11,3	630	630	119
КС-1	80	9,4	450	450	100
КН-1	40	12,0	670	656	124
Д-2	80	10,4	460	450	100

несущей способности, вычисленные по уравнениям (2.69) — (2.74). Сопоставляя эти данные с соответствующими экспериментальными значениями $Q_{u(э)}$, видим, что в большинстве случаев теоретический прогноз давал заниженные результаты (максимум на 27%) и редко завышенные (максимум на 7%)¹².

Преимущественная минусовая разница между $Q_{u(т)}$ и $Q_{u(э)}$ объясняется в основном тем, что в стадии разрушения напряжения в растянутой контурной арматуре существенно превышали расчетное значение R_s (см. рис. 3.3).

¹² Результаты испытаний панелей А-2 и Г-2 следует исключить из этого анализа по причинам, рассмотренным выше.

3.2.5. ИСПЫТАНИЯ ПАНЕЛЕЙ МНОГОКРАТНО ПРИЛОЖЕННОЙ НАГРУЗКОЙ

Испытаниям многократно повторяющейся горизонтальной нагрузкой было подвергнуто три группы панелей. В первую из них входили образцы М-2, МС-1 и КС-2. Все они испытывались знакопеременной горизонтальной нагрузкой, повышавшейся ступенями, и постоянной вертикальной ($N=840$ кН), приложенной в центре верха панели.

Вторую группу представляла одна панель КС-6, которая также испытывалась ступенчато возрастающей знакопеременной горизонтальной нагрузкой при постоянной вертикальной ($N=500$ кН), но приложенной с эксцентриситетом ($e_o=80$ см). Каждый раз перед изменением знака горизонтальной нагрузки соответственно изменялось место приложения вертикальной силы.

В третью группу входили десять образцов, предварительно доведенные до разрушения однократной горизонтальной нагрузкой, после чего они повторно подвергались испытаниям ступенчато возрастающей нагрузкой другого знака.

При испытании образцов всех трех групп горизонтальная нагрузка на каждой ступени повторялась до наступления стабилизации деформаций конструкции, на что указывало равенство нулю остаточных деформаций последнего цикла загрузки на данной ступени нагрузки. После этого нагрузка Q повышалась на очередную ступень, и циклические испытания продолжались. В случае, если стабилизация деформаций конструкции при каком-либо значении Q не наступала, этот уровень нагрузки повторялся многократно до наступления полного разрушения панели и характеризовал ее несущую способность.

Результаты этих испытаний представлены в табл. 3.15 и на рисунках 3.57—3.62. Коротко прокомментируем их.

При многократном загрузении знакопеременной горизонтальной нагрузкой конструкция проходит те же стадии напряженно-деформированного состояния, что и при монотонном загрузении, но с некоторыми особенностями, возникающими после достижения в контурной арматуре напряжений, равных пределу текучести. До этого момента, знаменующего наступление стадии III, несмотря на значительное количество трещин в поле панели имеет место стабилизация ее деформаций даже при довольно высоких уровнях циклической нагрузки (рис. 3.57). Этот факт положительно характеризует конструкцию с позиций сейсмостойкости.

Таблица 3.15. Результаты испытаний панелей многократно повторяющейся нагрузкой

Шифр панели	Горизонтальная нагрузка			$Q_{u2(\text{э})}$	
	$Q_{u1(\text{э})}$	$Q_{u2(\text{э})}$	$Q_{u(\text{т})}$	$Q_{u1(\text{э})}$	$Q_{u(\text{т})}$
<i>Образцы I группы</i>					
М-2	640	600	558,9	0,94	1,07
МС-1	670	670	623,7	1,00	1,07
КС-2	800	800	795,0	1,00	1,01
<i>Образцы II группы</i>					
КС-6	500	500	482	1,00	1,03
<i>Образцы III группы</i>					
КС-1	615	520	486,3	0,84	1,07
К-2	450*	565	471,3	-	-
КС-1	650	500*	606,0	-	-
КС-3	540*	550*	576,3	-	-
КС-4	630	600	648,7	0,95	0,93
КД-1	570*	565	508,1	-	-
КД-2	670	590	521,5	0,88	1,13
КП-1	650*	650	592,7	-	-
КП-2	690	650	600,4	0,94	1,08
КН-1	670	535	555,5	0,80	0,95

Примечание. 1. Значения $Q_{u1(\text{э})}$ и $Q_{u2(\text{э})}$ определяют несущую способность панели при испытаниях в первом и втором (противоположном первому) направлениях; 2. Численные значения Q_{u1} и Q_{u2} , отмеченные знаком*, получены в случаях, когда испытания панели в соответствующем направлении пришлось прекратить из-за нарушения анкеровки продольной арматуры в нагрузочной зоне панели; 3. $Q_{u(\text{т})}$ - теоретическое значение несущей способности, вычисленное по уравнениям (2. 69) - (2. 74).

В стадии III в растянутой арматуре S напряжения достигают предела текучести, что способствует увеличению раскрытия трещин.

С перемещением точки приложения внецентренной вертикальной нагрузки и с изменением знака горизонтальной нагрузки наклонные трещины одного направления стремятся закрыться, а другого — наоборот раскрыться. Это обстоятельство при отмеченной динамике силовой ситуации может обусловить асимметрию гистерезисных петель (рис. 3.58).

Стремлению трещин закрыться под влиянием сжимающих напряжений препятствует контурная арматура. При

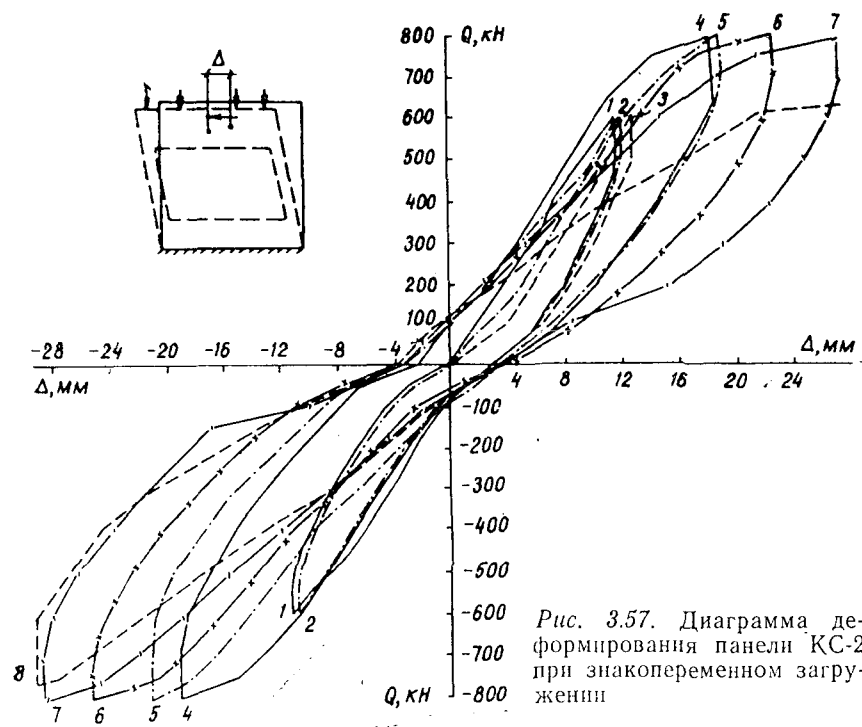


Рис. 3.57. Диаграмма деформирования панели КС-2 при знакопеременном нагружении

этом часто наблюдается ее выпучивание и отслоение защитного слоя бетона. Обычно выпучивание контурных стержней в стадии их работы на сжатие происходило вблизи опорного сечения панели, однако были случаи, когда это нежелательное явление наблюдалось и в ее верхней зоне.

В описываемых опытах выпучивание контурной арматуры в приопорной зоне панели с сопутствующим разрушением бетона имело место преимущественно под влиянием сжимающих напряжений, являющихся следствием изгибных деформаций. Однако одновременно с этим происходила незримая работа в полости наклонных трещин по истиранию выступов на их поверхностях. Ее следствием было наращивание от цикла к циклу сдвиговых деформаций конструкции и уменьшение равнодействующей сил зацепления. За счет этого по мере циклического нагружения стеновой панели снижалось ее суммарное сопротивление сдвигу, причем тем ощутимее, чем сильнее было раскрытие наклонных трещин (в первую очередь критической). В итоге разрушение панелей могло наступить при преобладающем проявлении сдвиговых деформаций.

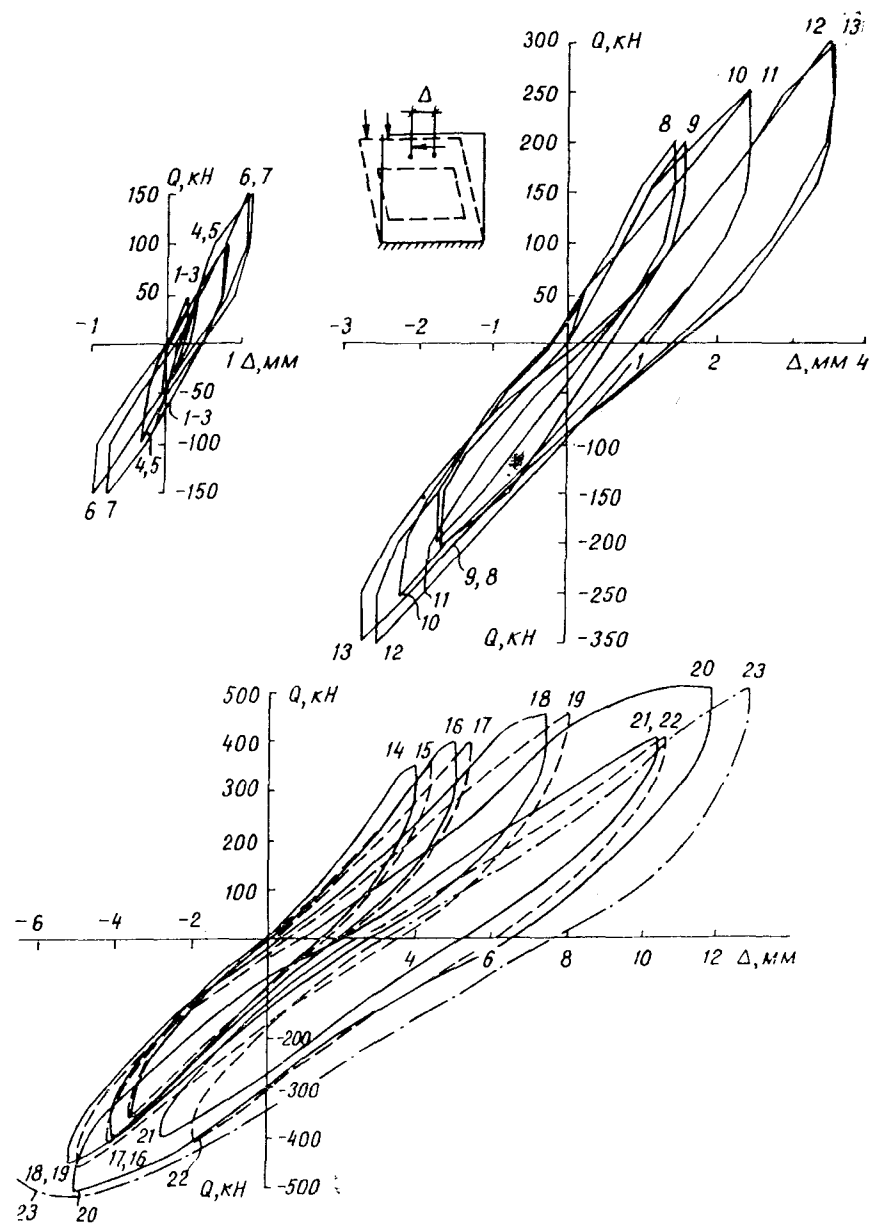


Рис. 3.58. Графики перемещений внецентренно нагруженной панели КС-6 при испытании многократно повторяющейся знакопеременной горизонтальной нагрузкой

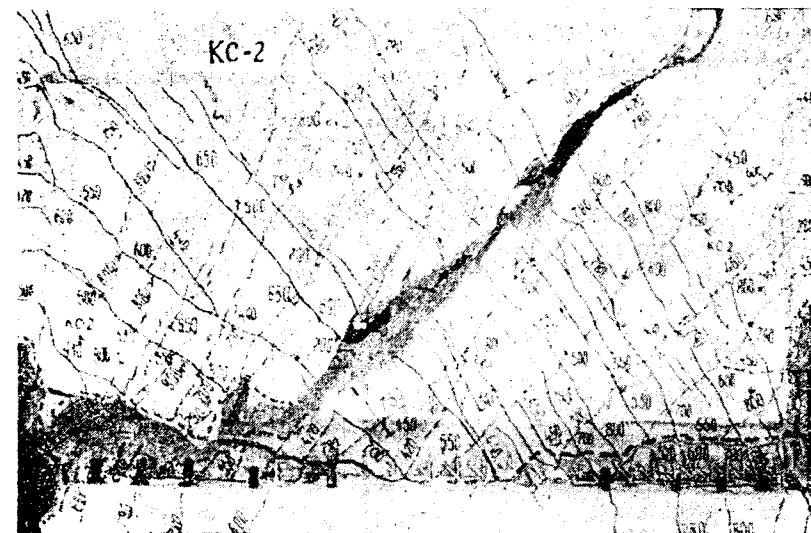


Рис. 3.59. Выпучивание контурной арматуры панели при знакопеременном нагружении горизонтальной нагрузкой

При многократном повторении горизонтальной нагрузки одного знака по существу происходили те же явления, что и при циклическом знакопеременном нагружении (рис. 3.59). Если уровень нагружения не превышал того, при котором в контурной арматуре напряжения достигали σ_t , то, как правило, имела место стабилизация деформаций (рис. 3.60). При более высоком уровне повторяющегося нагружения довольно быстро наступало разрушение.

Испытания панелей I и II групп многократно повторяющейся знакопеременной **ступенчато** возрастающей горизонтальной нагрузкой показали, что значения $Q_{u1(\pm)}$ и $Q_{u2(\pm)}$, характеризующие их несущую способность при горизонтальной нагрузке разных знаков, практически одинаковы (см. табл. 3.15). Такой результат объясняется тем, что отрицательное влияние на несущую способность панелей многократного приложения высоких значений нагрузки Q в данных опытах накапливалось равноценно при нагружении в обоих направлениях. Поэтому при таких испытаниях упомянутое негативное влияние повторных нагружений панелей на их несущую способность осталось завуалированным. Проявилось оно при испытании панелей III группы. Сопоставление значений $Q_{u1(\pm)}$, характеризующих несущую способность панелей при монотонном нагружении в одном направлении, с соответствующими значениями $Q_{u2(\pm)}$, полученными при циклических испытаниях тех же панелей горизонтальной нагрузкой

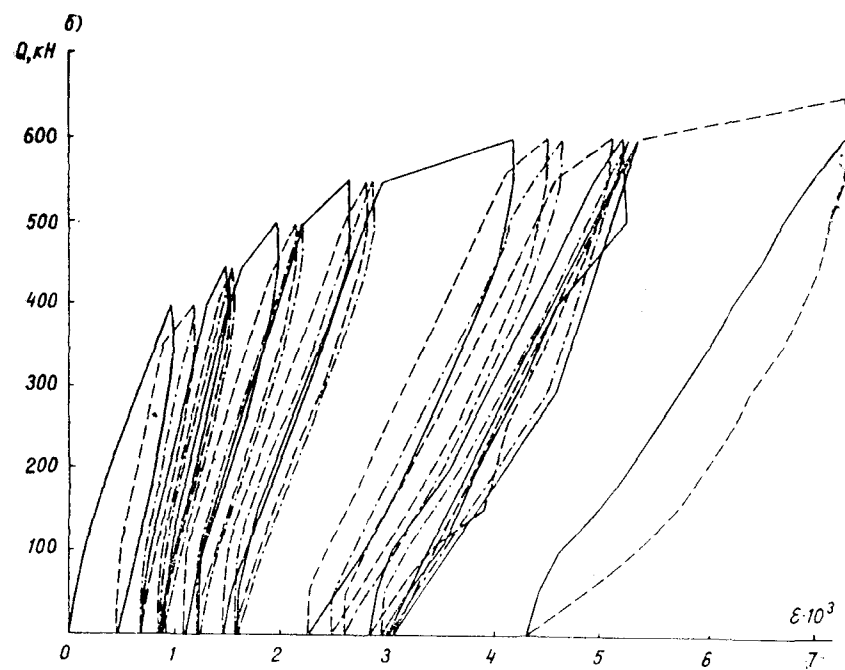
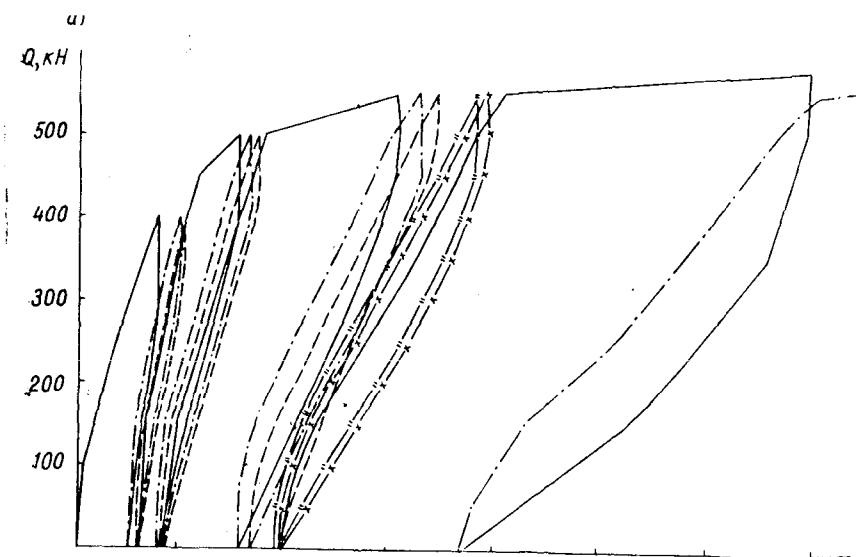
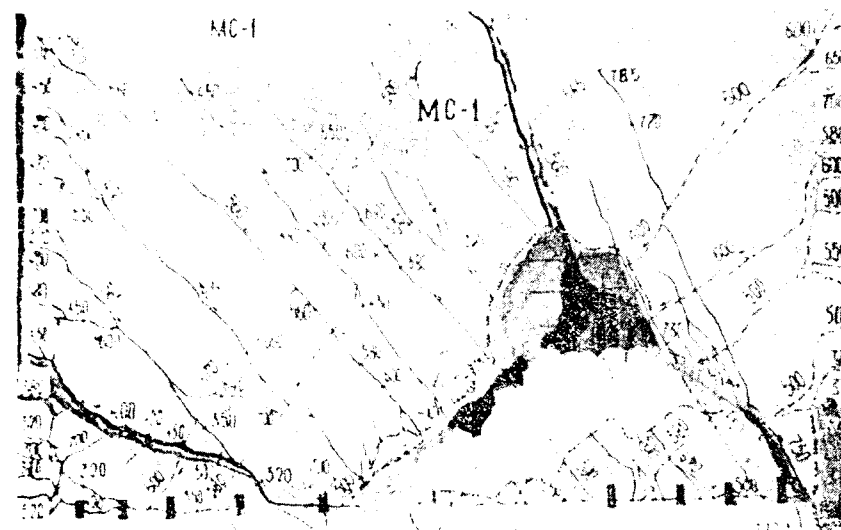
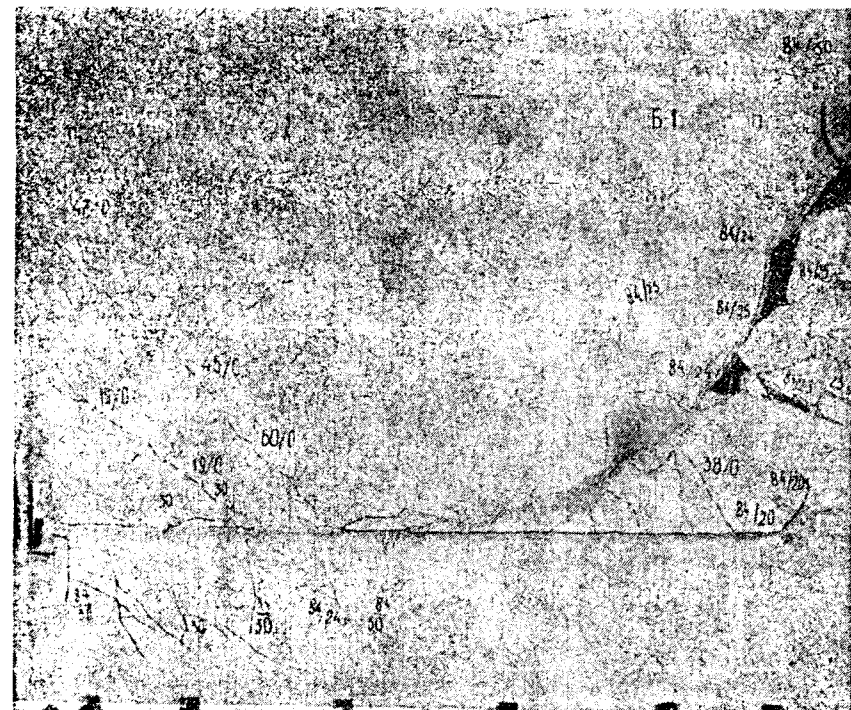
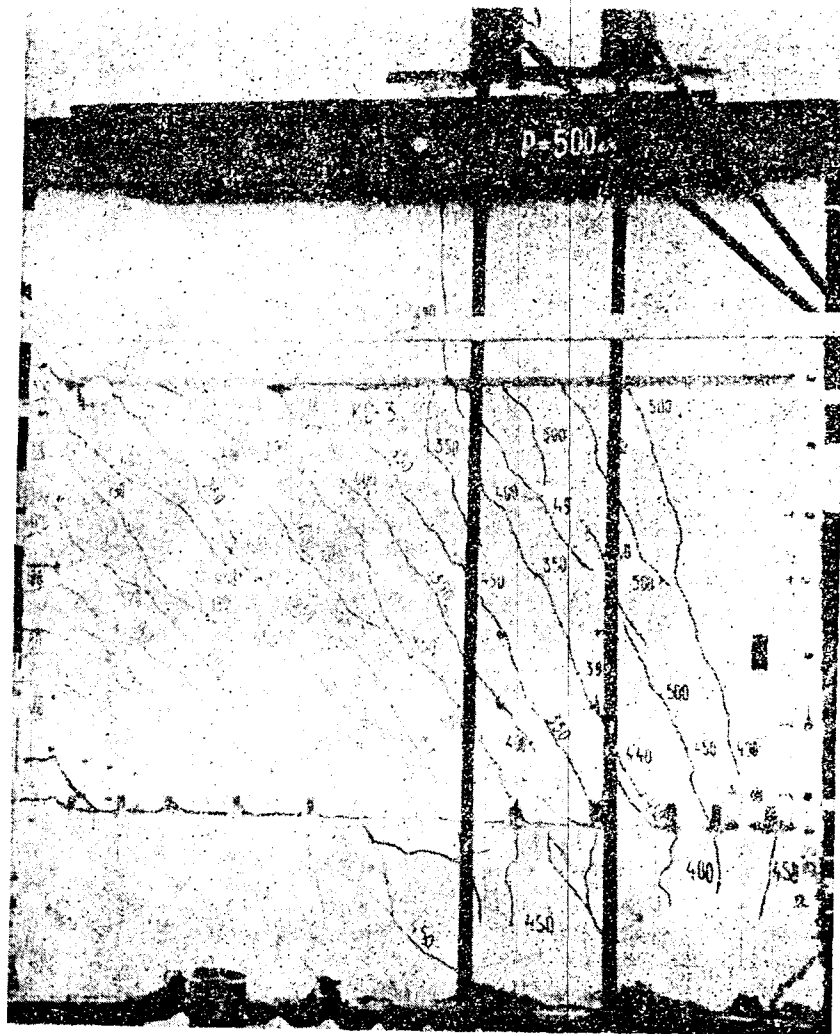


Рис. 3.60. Графики деформирования растянутой диагонали панелей КД-2 (а) и КР-2 (б) при многократном нагружении горизонтальной нагрузкой одного знака





в

Рис. 3.61. Характер трещинообразования в панелях без полевого армирования (а), армированных сеткой с ячейками 100×100 мм (б) и 55×55 мм (в)

зонтальной нагрузкой одного знака, но в другом направлении, показывает, что многократное нагружение приводит к снижению несущей способности стен на 5—20% (см. табл. 3.15).

Результат этот согласуется с данными других исследователей, рассмотренными в разделе 3.1.2, и приводит к выводу, что расчетное значение статической несущей способности стен сейсмостойких зданий следует умножать на

понижающий коэффициент, учитывающий многократность их нагружения при сейсмическом воздействии.

Среди результатов циклических испытаний определенный интерес представляет сопоставление картин трещинообразования в панелях с различными схемами армирования. В этом сопоставлении роль своеобразного эталона играют панели без полевого армирования. При знакопеременном нагружении в них появилась сеть пересекающихся относительно редких косых трещин, многие из которых в стадии разрушения имели довольно большую ширину раскрытия (рис. 3.61,а).

Несущественно от эталонной отличалась картина трещинообразования панелей со слабым сетчатым полевым армированием. Зато с уменьшением размеров ячеек сеток характер трещинообразования изменялся весьма существенно. Все поле таких панелей покрывалось густой сетью трещин относительно небольшой ширины, а в стадии разрушения наблюдались случаи выпучивания стержней сеток, сопровождавшиеся выкрошиванием растрескавшегося бетона. Такой вид разрушения стен при сейсмическом воздействии явно нежелателен.

Весьма специфичным было трещинообразование в панели КН-1 (рис. 3.62), имевшей полевое армирование в виде наклонных каркасов, но из стали класса А-III. При испытании этой панели благодаря пластическим свойствам стали разрывы наклонных стержней не наблюдались. Рассматривая рисунок 3.62, нетрудно заметить, что в данном

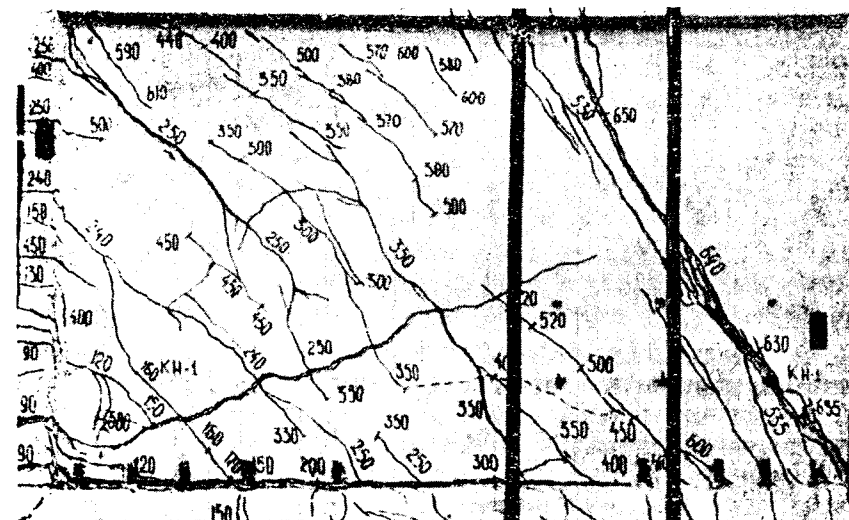


Рис. 3.62. Трещинообразование в панели КН-1

случае полевые каркасы сыграли роль своеобразной преграды на пути критических наклонных трещин. Их развитие оказалось возможным лишь с углов панели до сечений, армированных наклонными каркасами. На рисунке 3.62 можно также заметить и другие специфические особенности трещинообразования в панели КН-1, заслуживающие внимания и анализа.

Описанные в разделе 3.2 теоретические и экспериментальные исследования в сочетании с результатами работ этого же направления, выполненными другими авторами и кратко изложенными в разделе 3.1, дают хотя и неполную, но все же довольно емкую и разностороннюю информацию о поведении бетонных и железобетонных стен при одновременном действии вертикальной и горизонтальной нагрузок.

Достоверно установлены характер разрушения таких стен в условиях загрузки монотонно возрастающей и многократно повторяющейся знакопеременной горизонтальной нагрузкой, особенности их деформирования в разных силовых ситуациях, вскрыты законы распределения нормальных и касательных напряжений в расчетных сечениях, выявлены зависимости между несущей способностью стен и их основными параметрами и др.

Все эти сведения составляют необходимую основу для совершенствования методов расчета прочности, трещиностойкости и деформаций монолитных стен, а также принципов их конструирования. Поскольку эти вопросы являются основополагающими для практики проектирования и строительства сейсмостойких монолитных зданий, их рассмотрению посвящены следующие разделы книги.

4. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ИНЖЕНЕРНОГО МЕТОДА РАСЧЕТА СТЕН ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ

В разделе 2.4.2 представлен метод расчета стен (широких простенков) по наклонным сечениям, основанный на рассмотрении соответствующей обобщенной расчетной модели железобетонных элементов. При его разработке в основном исходили из закономерностей, установленных многочисленными испытаниями линейных (балочных) железобетонных элементов. Между тем плоскостные конструкции от линейных отличается ряд особенностей. Основные из них следующие.

1. Если для бесшовных стен геометрическая характеристика β составляет 10—12, то для панелей-диафрагм с технологическими швами — всего 0,23—1,0, что значительно меньше, чем для линейных элементов. Помимо этого для стен монолитных зданий характерно примыкание к ним участков перпендикулярного направления.

2. В экстремальных ситуациях стены работают в условиях сложного нагружения, когда вертикальная нагрузка изменяется незначительно, а горизонтальная в значительном диапазоне, причем с изменением знака (при сейсмическом воздействии). В этом случае разрушение стен происходит по наиболее напряженным сечениям в результате взаимодействия изгибающих моментов, продольных и перерезывающих сил. В стенах нижних этажей все эти усилия достигают своих максимумов.

3. В отличие от линейных несущих элементов стены в большинстве случаев имеют довольно слабое контурное и полевое армирование, зато последнее представлено не только поперечными, но и продольными стержнями. Контурное армирование обычно выполняется рассредоточенным по некоторой длине сечения. Для армирования стен чаще применяют стержни относительно небольших диаметров (12—6 мм и менее).

4. Толщина стен, как правило, в десятки раз меньше их габаритных размеров. При сейсмическом воздействии этот факт обуславливает заметную деформацию стен, даже если горизонтальные силы действуют в их плоскостях.

5. При преимущественном применении метода строи-

тельства монолитных зданий в переставных опалубках большинство стен имеют регулярные по высоте технологические швы, которые кардинальным образом определяют характер трещинообразования в таких стенах и их напряженно-деформированное состояние на разных стадиях работы под нагрузкой, и прежде всего — в стадии разрушения. В известной мере в этом процессе участвуют и вертикальные стыковые сопряжения стен.

Заметим, что прочностные и деформативные характеристики технологических швов в зависимости от условий их выполнения и конструктивного решения сопряжения перекрытий со стенами изменяются в довольно широких диапазонах.

Все перечисленные аспекты в той или иной мере влияют на поведение монолитных стен под нагрузкой и в конечном счете на их несущую способность и характер деформирования. Без соответствующего изучения этих аспектов невозможно совершенствование методов расчета прочности, трещиностойкости и деформаций монолитных стен. С этой целью ниже рассмотрены основные факторы, определяющие сопротивление железобетонных стен разрушению по наклонным сечениям. При этом использовались результаты как экспериментальных, так и соответствующих теоретических работ. Следует оговорить, что даже в сумме эти исследования далеко не всегда характеризуются необходимой полнотой. Это и естественно, поскольку глубокое изучение плоскостных стеновых конструкций начато сравнительно недавно.

4.1. ОСНОВНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ

4.1.1. КРИТЕРИЙ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА ПРИ ПЛОСКОНАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ

Стеновая конструкция при одновременном действии вертикальных и горизонтальных сил находится в условиях плоского напряженного состояния.

Для установления критерия прочности материала при двухосном нагружении различными авторами проведено значительное количество экспериментов, отличающихся размерами и формой образцов, условиями их нагружения, материалом, из которого они выполнялись (керамика, стекло, бетон, чугун и др.). Эти опыты показали, что методические условия эксперимента существенно влияют на изучаемые зависимости [32; 120; 145].

Поэтому исследователи стремились получить их не только экспериментальным, но и теоретическим путем. В работе [32], например, условие прочности материала при плосконапряженном состоянии «сжатие—растяжение» предлагается выражать уравнением

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2 - (R_c - R_p)(\sigma_1 + \sigma_2) - R_c R_p = 0, \quad (4.1)$$

где R_c , R_p — сопротивление материала осевому сжатию и растяжению.

Для материалов с $R_p/R_c > 0,2$ зависимость (4.1) дает удовлетворительное совпадение с экспериментом, а при меньших значениях этого отношения, характерных, в частности, для бетона ($0,07 \div 0,12$), она существенно завышает предельные прочностные характеристики (рис. 4.1) по сравнению с экспериментальными значениями.

Стремясь изолировать результаты опытов от влияния методических условий их проведения, Н. Kupfer [14] разработал специальную установку, позволяющую прикладывать сжимающие и растягивающие силы к плоскостям образца с помощью металлических щеток. В этой установке им было проведено большое количество испытаний бетонных образцов размером $20 \times 20 \times 5$ см. Полученные таким путем данные хорошо согласуются с результатами испытаний образцов штампами при почти полном устранении трения по плоскостям контакта (см. рис. 4.1).

На основании испытаний образцов из тяжелого бетона марки 400 и ниже в СНиП II-21—75 [14] предлагались зависимости, связывающие главные сжимающие (σ_{rc}) и растягивающие (σ_{rp}) напряжения

$$\begin{aligned} \text{при } \sigma_{rc} \leq 0,5R_b : \sigma_{rp} &\leq R_{bt}; \\ \text{при } \sigma_{rc} > 0,5R_b : \sigma_{rp} &\leq 2R_{bt} \left(1 - \frac{\sigma_{rc}}{R_b}\right), \end{aligned} \quad (4.2)$$

В СНиП 2.03.01—84 [15] зависимость (4.2) представлена в виде

$$\sigma_{rp} = \gamma_{b4} R_{bt}, \quad (4.3)$$

где γ_{b4} — коэффициент условий работы бетона; определяется по формуле

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{rc}/R_b}{0,2 + \alpha B} \leq 1,0, \quad (4.4)$$

где α — коэффициент, равный 0,01 для тяжелого бетона и 0,02 для легкого;

B — класс бетона по прочности на сжатие, МПа.

Как видно из рисунка 4.1, различие в критериях проч-

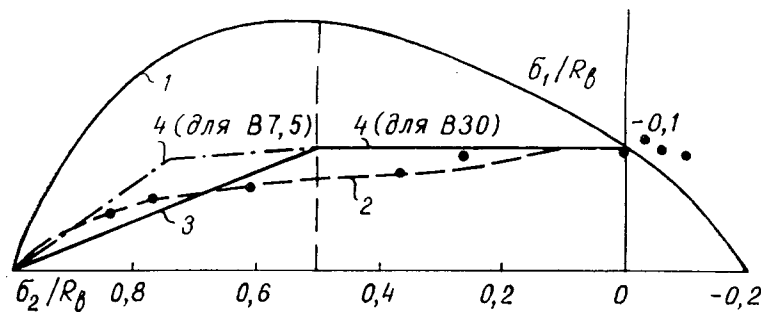


Рис. 4.1. Критерий прочности при плоском напряженном состоянии для бетона с $R_{bt}/R_b=0,1$:
1 — [32]; 2 — [145]; 3 — [14]; 4 — [15]

ности по (4.2) и (4.3) наблюдается лишь в области относительно высоких сжимающих напряжений, причем только для низкомарочных бетонов.

В дальнейшем, чтобы не усложнять расчеты, остановимся на критерии (4.2). Тогда из известных соотношений теории упругости получим (для тяжелых бетонов класса В35 и ниже):

$$\begin{aligned} \text{при } \sigma_y \leq 0,5R_b - R_{bt} : R_{bsh} &= \sqrt{R_{bt}(R_{bt} + \sigma_y)}; \\ \text{при } \sigma_y \geq 0,5R_b - R_{bt} : R_{bsh} &= \frac{\sqrt{(1 - \sigma_y/R_b)(1 + \sigma_y/2R_{bt})}}{1/R_b + 1/2R_{bt}}. \end{aligned} \quad (4.5)$$

Из (4.5) следует, что максимум R_{bsh} фиксируется при $\sigma_y = 0,5R_b - R_{bt}$ и равен $\sqrt{0,5R_b R_{bt}}$ (рис. 4.2). При более низких или более высоких значениях нормальных сжимающих напряжений сопротивление бетона срезу уменьшается.

Для тяжелых бетонов классов В10—В20, наиболее употребляемых в монолитном домостроении, отношение R_{bt}/R_b колеблется в пределах $0,113 \div 0,093$ при среднем значении 0,1. Если исходить из этой цифры, то максимум R_{bsh} , равный $2,24 R_{bt}$ или $0,224 R_b$, будет иметь место при нормальных напряжениях $\sigma_y = 0,4R_b$. В некоторых опытах сопротивление бетона сразу повышалось с увеличением σ_y до $0,5R_b$ [28, 85] и даже до $0,7 R_b$ [14].

В разделах 3.1 и 3.2 было показано (см. рис. 3.13; 3.28; 3.52), что эпюра напряжений σ_y в сжатой зоне опорного сечения стеновой панели ближе всего по форме к треугольнику с основанием X и высотой R_b .

Судя по данным, приведенным на рисунках 3.13; 3.29; 3.52, эпюру касательных напряжений в том же сечении наиболее правильно аппроксимировать двумя квадратными

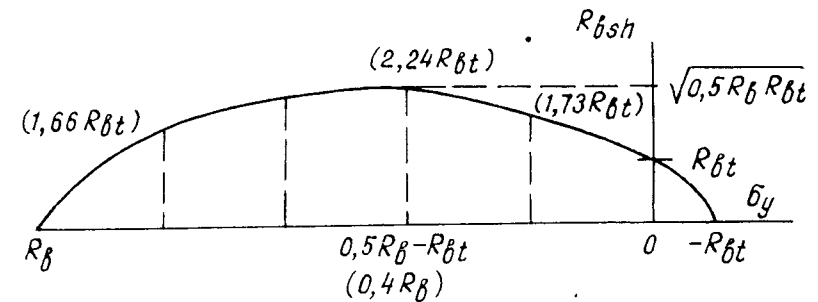


Рис. 4.2. Зависимость сопротивления бетона срезу (R_{bsh}) от интенсивности нормальных напряжений (σ_y).
(В скобках для бетона с $R_{bt}/R_b=0,1$)

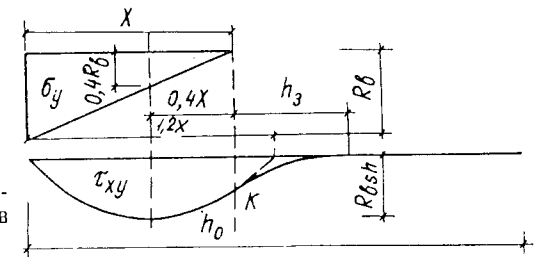


Рис. 4.3. Расчетные аппроксимации эпюр σ_y и τ_{xy} в опорном сечении стены

параболами, сопряженными в сечении, проходящем через вершину наклонной трещины (в точке «к» на рис. 4.3). Причем длина участка h_3 , на котором действуют касательные напряжения за пределами сжатой зоны опорного сечения, остается неопределенной, что не должно нас смущать, поскольку в дальнейших расчетах эта величина не фигурирует.

В большинстве случаев найденные по критерию прочности значения сопротивления бетона срезу обычно не достигают соответствующих экспериментальных значений. В качестве примера можно привести результат опыта, проведенного В. С.-Г. Бориевым [21] на большегабаритном образце из бетона марки 200 (рис. 4.4), который по плоскости среза обжимался напряжениями $0,5R_b$. В этом опыте величина R_{bsh} составила около $0,3R_b$. В опытах того же автора с бетонными панелями [23] наибольшие деформации сдвига фиксировались на участках между вершиной наклонной трещины и наиболее сжатым волокном. При этом максимум касательных напряжений достигал $0,35R_b$. Такой же результат получил А. Н. Mattock при испытании

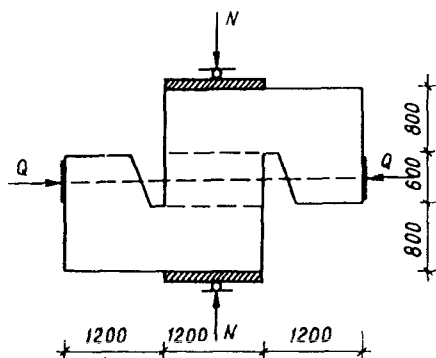


Рис. 4.4. Образец в опытах В. С. Г. Бориева [21]

стенowych панелей горизонтальной монотонно возрастающей нагрузкой.

В этой связи Т. Paulay [155] выдвинул предположение, что при циклическом нагружении вряд ли можно ожидать R_{bsh} больше, чем $0,25R_b$. Экспериментальной проверке это предположение не подвергалось.

Согласно [34] для плоскостных элементов рекомендуется принимать $R_{bsh} = 0,5R_b$.

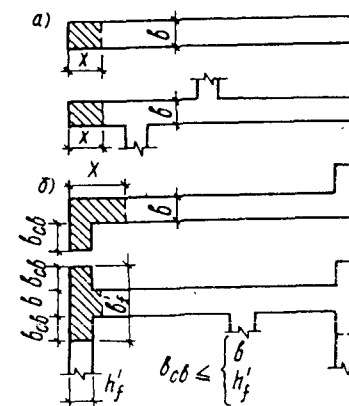
Суммируя приведенные выше экспериментальные и теоретические данные, можно заключить, что для тяжелого бетона классов В5—В25 величина R_{bsh} заключена в диапазоне $(0,208 \div 0,5) R_b$.

4. 1. 2. РАБОТА СВЕСОВ ПОЛОК В СЕЧЕНИЯХ СЛОЖНОЙ ФОРМЫ

В монолитных зданиях за счет многочисленных сопряжений стен взаимоперпендикулярных направлений часто приходится сталкиваться со стенами сложной формы в плане. Все их можно классифицировать на два типа: со сжатой зоной прямоугольной или Т(Г)-образной формы (рис. 4.5).

При расчете стен второго типа необходимо определиться с учетом сжатых свесов полок. К сожалению, для принятия решения по этому вопросу мы практически не располагаем соответствующей экспериментальной информацией, ибо случаи испытаний стеновых панелей таврового сечения единичны [134; 155], причем в этих опытах геометрические характеристики свесов полки (b'_f , h'_f) не варьировались. Этим же пробелом страдают и опыты, проведенные в КПИ им. С. Лазо. Поэтому пока приходится обращаться к результатам соответствующих опытов с линейными элементами.

Рис. 4.5. Поперечные сечения монолитных стен с прямоугольной (а) и Т(Г)-образной (б) формой сжатой зоны



Этими опытами [120] установлено, что полки заметно повышают сопротивление элементов перерезывающей силе, особенно при наличии поперечного армирования¹. В зависимости от длины свесов полки возможны два случая разрушения тавровых элементов по наклонным сечениям.

В первом случае при относительно небольших свесах полки ($b'_f \leq 3b$ и $h'_f \geq b$) развитие наклонной трещины происходит по всей ширине сечения, т. е. в стадии разрушения имеет место срез сжатой части стенки и свесов полки. Увеличение ширины полки сверх $b'_f = 3b$ практически не приводит к повышению несущей способности элементов, а при их разрушении стенка продавлиывает полку сечения.

Т. Paulay, М. Priestley, А. Syngé [155] предлагают исходить из условия, что продавливание полки стенкой панели происходит по плоскостям, уходящим под углом 45° от граней стенки (см. рис. 3.19), т. е. эффективная ширина полки не превышает $b + 2h'_f$. В этой связи заметим, что в опытах с балками увеличение толщины полки сопровождалось неуклонным повышением их несущей способности.

В опытах КПИ им. С. Лазо со стеновыми панелями двутаврового сечения размеры полок составляли $b'_f = 3b$ и $h'_f = b$, а характер разрушения панелей соответствовал первому из рассмотренных выше случаев. Не исключено, что наличие перекрытий в реальных зданиях продолжит сферу действия этого случая за установленный для него предел, однако, не располагая соответствующими эксперименталь-

¹ Этого же вывода придерживается W. J. Beekhuis [135], проводивший в Кентерберийском университете испытания диафрагм с полками.

ными данными, впредь до их получения условимся длину свесов ($b_{св}$) полки, вводимых в расчет, ограничивать величинами b и h_f

4.1.3. РАСЧЕТНОЕ НАКЛОННОЕ СЕЧЕНИЕ

Положение расчетного наклонного сечения определяется двумя параметрами: его проекцией S на вертикальную ось и длиной сжатой зоны X в горизонтальном сечении, проходящем через вершину критической наклонной трещины. Величину X можно определить из уравнения равновесия $\Sigma Y=0$.

При нахождении параметра S следует различать два случая трещинообразования по наклонным сечениям. Первый в практике монолитного домостроения встречается относительно редко в высоких бесшовных стенах-диафрагмах, второй — в стенах с регулярными технологическими швами (рис. 4.6). В обоих случаях необходимо решить задачу по определению наиболее опасного наклонного сечения.

При расчете высоких бесшовных консольных стен для этой цели можно воспользоваться соответствующими приемами, разработанными для балочных элементов.

В инженерной практике при проектировании линейных железобетонных элементов в общем случае эта задача решается путем выполнения довольно трудоемкого анализа, в ходе которого намечается ряд опасных сечений и

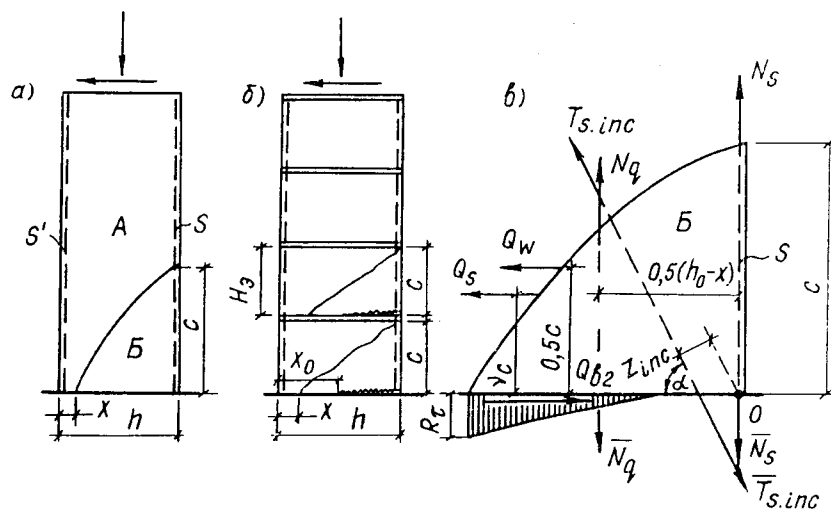


Рис. 4.6. К определению параметра S для стен монолитных зданий

производится расчет по каждому из них. Наиболее опасным считают тот, для которого превышение внутренних усилий над соответствующими внешними минимально.

Записав условие равновесия $\Sigma X=0$ блока Б (рис. 4.6, в) в виде

$$C = \frac{Q_{1,2} - Q_s}{q_w}, \quad (4.6)$$

можно заключить, что с увеличением мощности горизонтального армирования параметр S уменьшается. Этот вывод согласуется с результатами испытаний линейных элементов [120]. Заметим, что в стенах реальных зданий величина q_w варьируется в узком диапазоне, поскольку устанавливается, как правило, не по расчету, а по конструктивным требованиям.

В стенах с регулярными технологическими швами наклонные трещины по высоте стены могут развиваться только в пределах этажа, поскольку их проникновению в стены смежных этажей препятствуют междуэтажные перекрытия и технологические швы, определяющие общий характер трещинообразования. Таким образом, можно утверждать, что в данном случае $S \leq H_z$ (H_z — высота этажа в свету).

Многочисленные испытания низких стен, проведенные различными авторами, показали (см. разделы 3.1.2 и 3.2.4) что, как правило, начинаясь на границе сжатой зоны опорного сечения, критическая наклонная трещина завершается в верхней точке растянутой грани стены, т. е. $S=H_z$. Об этом же свидетельствует теоретический анализ трещинообразования в стенах, работающих в условиях совместного нагружения вертикальными и горизонтальными силами (см. раздел 3.2.2).

Анализируя материалы о последствиях Карпатского землетрясения 1986 г., мы также убеждаемся (см. рис. 1.18; 1.20), что наклонные трещины в стенах крупнопанельных и монолитных зданий с технологическими швами, как правило, пересекали все поле стены от перекрытия до перекрытия, т. е. и в данном случае $S=H_z$.

Для того чтобы окончательно решить вопрос с определением параметра S для стен с технологическими швами, заметим, что в расчетных уравнениях он фигурирует при определении усилий, воспринимаемых горизонтальной полевой арматурой, и входит в состав плеча усилия Q_3 . В этой связи напомним, что в стенах современных монолитных зданий количество горизонтальных полевых стержней обычно не превышает $\rho_w=0,05\%$, а плечо усилия Q_3 (см. раздел

4.2) составляет лишь меньшую часть параметра C . Поэтому небольшая ошибка в оценке величины C не может заметно сказаться на конечных результатах расчета.

Все это дает право при расчете стен с технологическими швами принять $C = H_s$.

4.1.4. СИЛЫ ЗАЦЕПЛЕНИЯ И НАГЕЛЬНЫЙ ЭФФЕКТ В СЕЧЕНИЯХ С НАКЛОННЫМИ ТРЕЩИНАМИ

Согласно современным воззрениям, опирающимся на большой экспериментальный материал, при деформировании железобетонного элемента с наклонной трещиной в последней возникают силы зацепления и нагельные силы (в стержнях, пересекаемых трещиной). Действуют они взаимосвязанно, и это серьезно затрудняет их дифференцированную оценку. Тем не менее попытаемся произвести такой анализ.

Экспериментально установлено [120; 130; 143; 144; 146; 162], что в арматурных стержнях, пересекаемых трещиной, помимо осевых усилий возникают поперечные (нагельные) силы. Их изучению посвящены работы многих авторов. Однако мнения о величине этих сил существенно расходятся.

Например, А. С. Залесов [120] считает, что в балочных элементах эти силы могут быть значительной величины. Примерно такого же мнения придерживаются многие зарубежные авторы [130; 140; 143; 144; 162], проводившие опыты с моделями стен. Можно назвать ряд работ [140; 159; 162; 164; 167], ставивших задачей непосредственное изучение нагельного эффекта. Образцы в этих опытах (рис. 4.7, а) выполнялись таким образом, чтобы исключить силы трения по плоскостям среза. С этой целью по этим плоскостям предусматривались смазанные латунные листы,

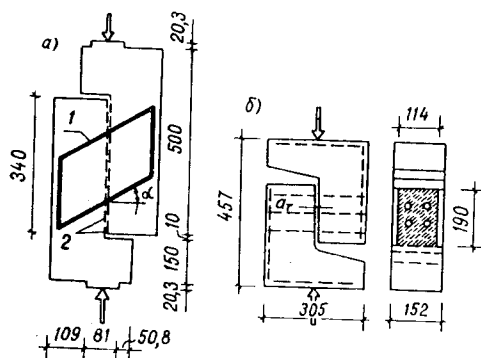


Рис. 4.7. Образцы для изучения нагельного эффекта (а) [160; 162] и сил зацепления (б) [159]: 1 — арматура; 2 — латунные пластины, покрытые смазкой

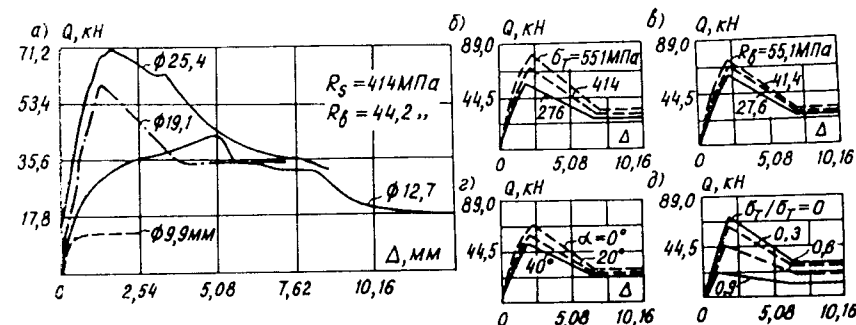


Рис. 4.8. Влияние диаметра арматурных стержней (а), их предела текучести (б), предела прочности бетона при сжатии (в), угла наклона стержней к плоскости среза (г) и осевого напряжения в них (д) на величину нагельного сопротивления арматуры срезу [162]

прослойки из парафина и т. п. Эти опыты показали, что величина нагельного сопротивления арматурных стержней в основном зависит от их диаметра (рис. 4.8, а).

В отношении других параметров мнения исследователей расходятся. Так, Р. Soroushian, К. Obaseki, М. С. Rojas, J. Sim [162] считают, что влияние прочности бетона на величину нагельных сил незначительно (см. рис. 4.8, в), а Т. Р. Tassios придерживается обратного мнения.

Нет единого мнения и о влиянии на величину нагельных сил угла наклона стержней к плоскости сдвига. Авторы работы [134] полагают это влияние незначительным, но с ними не согласны J. Teble и Н. М. Aktan [166].

Несмотря на наличие экспериментальных данных, подтверждающих существенность нагельного эффекта, многие исследователи [7; 69; 72; 146; 159] придерживаются мнения, что арматурные стержни, пересекающие плоскость сдвига, лишь создают обжатие по ней, и тем самым вызывают силы трения, которые совместно с силами зацепления и обеспечивают сопротивление стыка срезу. Роль нагельного эффекта в формировании этого сопротивления, по мнению многих из этих исследователей, не превышает 1—2%. В работе [160] зафиксированный максимум нагельного эффекта достиг 16% от полного сопротивления бетонных образцов сдвигу по технологическим швам. Причем проявился он при довольно значительных сдвиговых деформациях по плоскостям, где трение хотя и было ликвидировано в значительной мере, но все же не полностью. Авторы этих опытов Т. Paulay, Р. Park, М. Н. Phillips считают, что нагельный эффект нельзя рассматривать как су-

ществленную составляющую сопротивления железобетонных конструкций сдвигу по технологическим швам.

Не вдаваясь в деталиные изучения противоречий в суждениях о возможной величине нагельных сил, заключим, что основная причина этих противоречий кроется в методической несогласованности экспериментов различных авторов. В этой связи, например, заметим, что ни в одном из проведенных исследований не были обеспечены испытания образцов по чистой сдвиговой схеме. Фактически образцы стыков (швов) с нагелями испытывались на срез с обжатием, степень которого в разных опытах была различной и обычно не контролировалась.

Глубокое изучение природы нагельных сил провел Т. Р. Tassios в лаборатории железобетонных конструкций Национального технического университета в Афинах. Образцы с заранее сформированными плоскостями скольжения испытывались им как монотонно возрастающей, так и циклической знакопеременной нагрузкой.

Эти опыты подтвердили превалирующую зависимость величины нагельных сил от диаметра стержней и в меньшей степени от прочностных свойств бетона и стали.

Для случая монотонного нагружения Т. Р. Tassios предлагает величину нагельных сил (D_n) определять по формуле²

$$D_n = d^2 \sqrt{R_b R_s \left[1 - \left(\frac{\sigma_s}{R_s} \right)^2 \right]}, \quad (4.7)$$

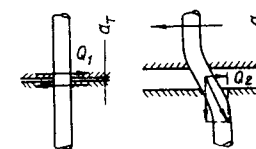
где d — диаметр стержня;

σ_s — растягивающее напряжение в стержне.

Обратим внимание, что при стремлении σ_s к σ_t (что имеет место в реальных стенах зданий) величина нагельных сил стремится к нулю. Это же следует из работы [162]³ (см. рис. 4.8, д).

Циклические испытания нагельных соединений показали, что с увеличением количества циклов нагружения сдвиговые перемещения сопрягаемых плоскостей нарастают и происходит падение жесткости стыков. Нагельный эффект складывается из сопротивления стержней срезу и изгибу (рис. 4.9). Однако для проявления этих составляющих нагельных сил необходимо выполнение двух условий.

Рис. 4.9. Природа нагельного эффекта



Во-первых, наличие сдвиговых деформаций вдоль трещин, которые должны быть особенно значительными для проявления изгибающей составляющей нагельных сил.

Во-вторых, нагельный эффект возможен лишь при условии окружения арматурных стержней слоем довольно прочного бетона достаточной для этого толщины. На необходимость соблюдения этого условия указывают опыты, которые провели Т. Р. Tassios и G. Utescher [167]. Между тем в реальных стенах монолитных зданий толщина защитного слоя бетона контурных стержней, как правило, не превышает 2—2,5 см, что явно недостаточно для полноценного проявления нагельного эффекта. Об этом свидетельствуют отколы защитного слоя по растянутым граням стеновых панелей и обнажение контурных стержней, наблюдавшееся в опытах КПИ им. С. Лазо.

Насколько разноречивы суждения исследователей о роли нагельного эффекта в формировании сопротивления железобетонных конструкций сдвигу, настолько единодушно на их оценку вклада в этот процесс сил зацепления. Природа этих сил обусловлена ломаной траекторией трещины, благодаря чему при перемещении относительно друг друга блоков конструкции, разделенных трещиной, происходит зацепление выступов и впадин по ее берегам.

Силы зацепления зависят от многих факторов, в числе которых ширина раскрытия трещины, структурный состав бетона, его прочность, арматурное обеспечение конструкции и др. Определить их величину практически возможно лишь экспериментальным путем. В ряде случаев эти силы достигают весьма существенных значений. Так, в опытах В. С.-Г. Бориева [23] сопротивление бетонных панелей сдвигу на 30—50% определялось силами зацепления.

В опытах КПИ им. С. Лазо при испытании бетонной панели Э-1 равнодействующая сил зацепления составила 52% от несущей способности конструкции.

Всесторонним изучением сил зацепления занимались J. C. Walraven, T. Paulay, P. J. Loeber, J. P. Laible, R. N. White, P. Gergeley, R. Park, M. H. Phillips [147; 159; 160; 169] и др.

В опытах [159] образцы (см. рис. 4.7, б) выполнялись

² Аналогичные формулы предложены другими исследователями.
³ Расчеты по формуле (4.7) показывают, что в опытах КПИ им. С. Лазо, описанных в разделе 3.2.4, вклад нагельных сил в сопротивление панелей сдвигу в лучшем случае достигал 3—6%.

из бетона с пределом прочности при сжатии около 37 МПа трех структурных составов с использованием заполнителя крупностью 9,5 мм и 19 мм (зерна круглые и неправильной формы). Образцы изготавливались в виде двух блоков, разделенных трещиной шириной 0,13; 0,25 и 0,51 мм. При их испытании сопротивление сдвигу достигало 8 МПа, т. е. примерно в 3,5 раза превышало сопротивление бетона растяжению. Образцы с меньшей шириной раскрытия трещины разрушались обычно более внезапно, чем образцы с трещиной шириной $a_T=0,51$ мм.

Из графиков, представленных на рисунке 4.10, видно, что при одном и том же уровне сдвигового напряжения большие деформации сдвига фиксировались при большей ширине раскрытия трещины. Приблизительно сдвиг оказался пропорционален ширине раскрытия трещины.

При загрузении образцов циклической нагрузкой довольно высокого уровня ($\tau_{xy}=5,6$ МПа) происходило наращивание остаточных сдвиговых деформаций за счет истирания поверхностей трещины и разрушения мелких частиц заполнителя. По этой причине испытания образцов с $a_T=0,51$ мм после 17 циклов загрузки пришлось прекратить.

В рассматриваемом исследовании особый интерес представляют испытания, в ходе которых напряжения сдвига в образце увеличивались пропорционально ширине раскрытия трещины, т. е. отношение τ_{xy}/a_T на всем протяжении испытаний оставалось постоянным (13,8 МПа/мм). В этих опытах разрушение образцов наступало, когда за счет чрезмерного раскрытия трещины нарушался механизм зацепления (рис. 4.11). При такой методике испыта-

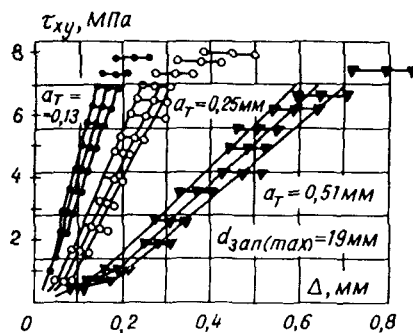


Рис. 4.10. Зависимости между напряжениями и деформациями сдвига при разной ширине трещин [159]

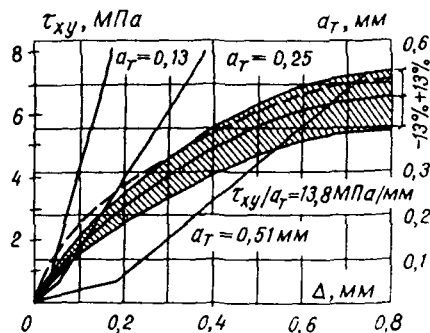


Рис. 4.11. Зависимости между напряжениями и деформациями сдвига при постоянном отношении τ_{xy}/a_T

ний степень истирания поверхностей трещин была большей, чем в образцах, испытанных с постоянной шириной раскрытия трещин.

Одним из выводов, содержащихся в работе [159], является утверждение, что ни размеры, ни форма крупного заполнителя бетона не оказывают заметного влияния на величину сил зацепления и сдвиговые деформации по сечению с трещиной. С этим выводом трудно согласиться, т. к. он противоречит самой природе сил зацепления. Не подтверждают его и результаты опытов, полученные другими исследователями, в частности J. P. Laible, R. N. White, P. Gergeley [147]. Они испытывали на срез бетонные образцы с площадью сдвига 0,194 м² и трещинами шириной 0,25; 0,51 и 0,76 мм. Для этих опытов бетон изготавливался двух структурных составов: с заполнителем максимальной крупностью 13 мм и 38 мм. При циклическом загрузении образцов из бетона с крупным заполнителем деформации сдвига на 1 и 15 циклах оказались соответственно на 50 и 30% меньше, чем у образцов из мелкозернистого бетона.

Исследования этих авторов подтвердили, что среди факторов, определяющих характер зависимости между напряжениями и деформациями сдвига по сечению с трещиной, в первую очередь следует выделить ширину раскрытия трещины. Если при $a_T=0,25$ мм циклическое загрузение обусловило незначительное увеличение сдвиговых деформаций, то при ширине трещины 0,76 мм на 25 цикле загрузения они возросли в 2,25 раза (рис. 4.12, а).

Своеобразным показателем живучести конструкции с трещинами при работе в динамическом режиме является изменение при циклическом загрузении отношения (θ)

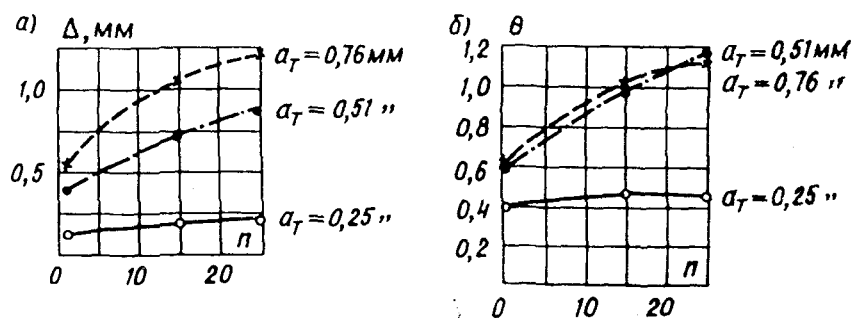


Рис. 4.12. Результаты испытаний циклической знакопеременной нагрузкой ($\tau_{xy}=1,24$ МПа) образцов с трещинами различной ширины (a_T) [147] (n — число циклов; $\tau = \Delta/a_{T(макс)}$).

сдвигового перемещения к максимальной ширине раскрытия трещины. У образцов с $a_T=0,25$ мм это отношение по мере роста числа циклов загрузки изменялось незначительно, в то время как у образцов с $a_T=0,5$ и $0,76$ мм оно неуклонно росло (рис. 4.12,б).

Судя по данным [147], некоторое увеличение сдвиговой жесткости бетонных конструкций с трещинами может быть достигнуто за счет повышения прочности бетона.

Суммируя многочисленные результаты различных работ, посвященных изучению сил зацепления в трещинах бетонных и железобетонных конструкций, можно уверенно заключить, что силы эти могут достигать весьма высоких значений даже в трещинах с довольно большой шириной раскрытия. Циклическое (особенно знакопеременное) нагружение конструкции сопровождается истиранием поверхностей трещин и, как следствие,—уменьшением равнодействующей сил зацепления. Эффективным средством увеличения сопротивления конструкции сдвигу по сечению с трещиной является увеличение размеров и твердости заполнителя бетона и ограничение ширины раскрытия трещин. Реализация последнего условия достигается путем обжатия или армирования конструкции в направлении раскрытия критической трещины.

При наличии арматурных стержней, пересекающих трещину, силы зацепления и нагельные силы развиваются одновременно, но с раскрытием трещины отношение этих сил изменяется. Проследим динамику этого явления.

В момент появления трещины, когда ее извилистые берега по существу совмещены, в сечении развиваются значительные силы зацепления. Однако по мере раскрытия трещины контакт между мелкими выступами и впадинами в ее поверхностях теряется, что приводит к уменьшению сил зацепления. Этому же содействует многократная повторяемость нагрузки и изменение ее знака. Раскрытие наклонных трещин в бетонных стенах и вызванная этим полная или значительная ликвидация сил зацепления неизбежно приводят к хрупкому разрушению стен. Это подтверждается испытаниями бетонных панелей, описанными в разделах 3.1.2 и 3.2.4.

Иначе ведут себя под нагрузкой армированные конструкции. Во-первых, арматурные стержни, пересекающие трещину, сдерживают ее раскрытие, и тем самым замедляют процесс ликвидации сил зацепления. Во-вторых, по мере раскрытия критической трещины происходит перераспределение действующих в ней усилий с берегов трещины на пересекающие ее арматурные стержни, т. е. развивается

нагельный эффект. Однако здесь необходимо сделать ряд оговорок. Прежде всего напомним, что изгибная составляющая нагельных сил может достичь сколь-нибудь ощутимых значений лишь при довольно больших сдвиговых деформациях. Помимо этого для проявления нагельного эффекта необходимо соблюдение ряда условий: сохранность защитного слоя бетона, наличие поперечной анкеровки стержней и др. Пытаясь оценить величину нагельных сил, нельзя забывать об обычно слабой арматурной насыщенности стен монолитных зданий.

Все эти обстоятельства побуждают отказаться от учета нагельных сил в практических расчетах стен сейсмостойких зданий. О том, насколько эти силы малы в реальных стеновых конструкциях, наиболее наглядно свидетельствуют испытания панели БВ-1, описанные в разделе 6.5.

Иначе надлежит решать вопрос с силами зацепления. Как мы могли неоднократно убедиться, их равнодействующая в стеновых конструкциях может достигать весьма высоких уровней, которые однако существенно уменьшаются по мере раскрытия трещин. Поэтому при учете сил зацепления в расчетах стен монолитных зданий по наклонным сечениям следует проявить осторожность, особенно в случаях работы конструкций в динамическом режиме⁴.

4.1.5. НАПРЯЖЕНИЯ В КОНТУРНОЙ И ПОЛЕВОЙ АРМАТУРЕ

Судя по результатам теоретических (см. рис. 3.31) и экспериментальных (см. рис. 3.54) исследований, в начальной стадии работы под нагрузкой напряжения по длине растянутых стержней S распределяются неравномерно, достигая максимума в опорном сечении. Поэтому закономерно именно здесь появляется первая трещина, усугубляя неравномерность распределения деформаций и напряжений по длине стержней. По мере образования наклонных трещин выше по растянутой грани панели происходит выравнивание средних напряжений по длине стержней S . Тем не менее даже в III стадии напряжения вверху этих стержней остаются меньшими, чем в опорном сечении.

Исследованиями Г. Н. Ашкинадзе, Т. В. Курдюковой, Н. М. Мулина, Ю. П. Гуши и др. показано, что наибольшие деформации арматуры фиксируются на участке длиной $(5-10)d_s$ в каждую сторону от трещины (рис. 4.13). При повторных нагружениях длина участка максимальных де-

⁴ Определение несущей способности стеновых панелей при динамическом режиме работы рассмотрено в разделе 4.2.

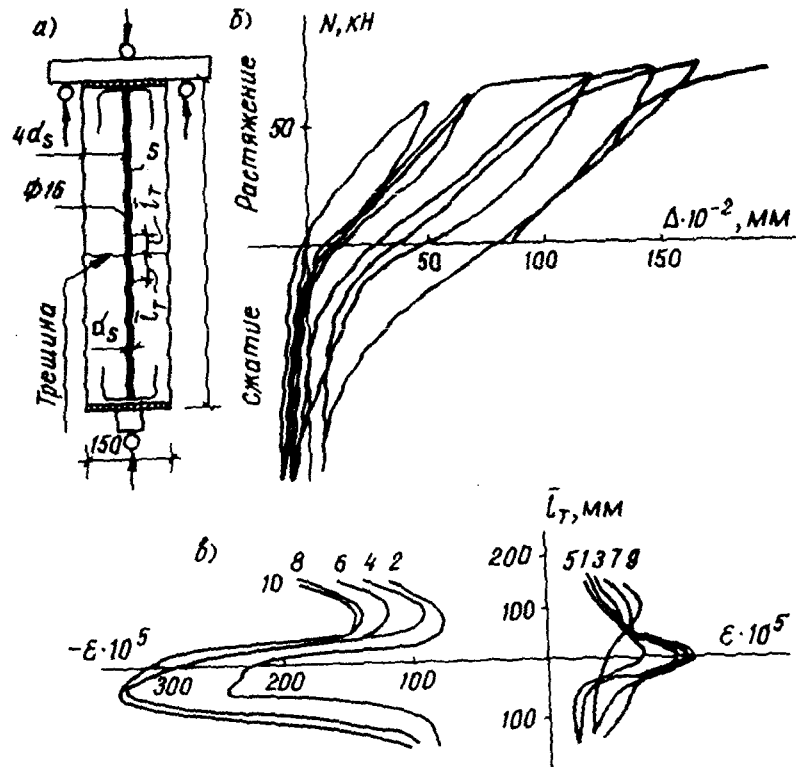


Рис. 4.13. Образцы с трещинами (а) и общие деформации при знакопеременном циклическом нагружении (б) и деформации арматуры вблизи трещины (в) [4]

формаций увеличивается до $(15-20)d_s$. На указанном участке напряжения в арматуре быстро достигают предела текучести. Учитывая это, можно предположить, что в предельном состоянии напряжения в арматуре S в сечении с критической наклонной трещиной достигают предела текучести. Однако отсутствие прямых подтверждающих данных и отмеченная выше общая неравномерность распределения напряжений по длине стержней S обязывают при выполнении практических расчетов стен по наклонным сечениям расчетное сопротивление арматуры S вводить с коэффициентом $\gamma_s = 0,8$.

Проверка по теоретическим и экспериментальным данным (см. разделы 3.2.2 и 3.2.4) подтвердила приемлемость формулы (2.67) для определения напряжений в сжатой контурной арматуре S' . Однако здесь необходимо уточнить, что учитывать эту арматуру в расчетах стен зда-

ний, воспринимающих сейсмическое воздействие, можно только при условии принятия эффективных конструктивных мер против ее выпучивания, наблюдавшегося в опытах при знакопеременном нагружении панелей горизонтальной нагрузкой (см. раздел 3.2.5).

О характере распределения напряжений σ_d в вертикальных стержнях полевой арматуры можно судить по результатам теоретических исследований, представленных на рис. 3.32. Они свидетельствуют о существенной неравномерности распределения напряжений по длине диагонального сечения. Однако прежде чем утвердиться в этом мнении, обратим внимание на два обстоятельства.

Во-первых, выше речь шла о диагональном сечении панели. С увеличением угла наклона к горизонтали косоуго сечения интенсивность напряжений σ_d по его длине существенно выравнивается. Во-вторых, логично предположить, что при достижении в наиболее напряженных вертикальных стержнях предела текучести, будет иметь место интенсивное нарастание усилий в менее напряженных стержнях, вследствие чего в стадии разрушения значения в большинстве из них достигнут σ_t .

Однако вывод этот справедлив только в тех случаях, когда вертикальные полевые стержни изготовлены из стали, имеющей физический предел текучести. В случае, если для этой цели используется хрупкая сталь, картина напряжений в вертикальных стержнях, пересекаемых наклонной трещиной, будет иная. Вначале максимальные напряжения, соответствующие пределу прочности стали ($\sigma_{пч}$), будут достигнуты в вертикальных стержнях первой плоскости (считая от растянутой грани конструкции), вследствие чего произойдет их разрыв. Последующее за этим перераспределение усилий между оставшимися стержнями вызовет резкое повышение уровня напряжений в стержнях 2-й плоскости, тем самым обеспечив их разрыв, и т. д. Таким образом произойдет своеобразная «цепная реакция», наблюдавшаяся в опытах КПИ им. С. Лазо при испытании панелей с полевой арматурой из стали классов Вр-1 и В1, не имевшей физического предела текучести (см. рис. 3.37).

В опытах В. С.-Г. Борнева три панели также армировались полевой арматурой из стали класса В1. Контурная арматура в них отсутствовала. Разрушение этих панелей произошло хрупко после разрыва полевых стержней, пересекавших критическую трещину [23].

Сказанное утверждает во мнении, что для армирования стен монолитных зданий, эксплуатируемых в сейсмических

районах, следует, как правило, применять сталь с явно выраженными пластическими свойствами, обеспечивающими возможность перераспределения усилий в стержнях и пластический характер деформирования конструкции в целом. Напряжение в таких стержнях в расчетной модели стены можно принимать равным R_s .

Пока в строительной практике хрупкие сорта стали (типа В1) применяют довольно широко, в том числе и для полевого армирования стен. Полагаем, что учитывать такую арматуру в расчетах стен не следует.

Судя по данным, представленным на рисунке 3.33, основные выводы, сделанные при анализе картины напряженного состояния вертикальных полевых стержней, можно распространить и на горизонтальные стержни, с учетом того, что в случаях, взятых нами для рассмотрения, напряжения в вертикальных стержнях были примерно вдвое выше, чем в горизонтальных. Не исключено, что при других значениях геометрической характеристики панелей это соотношение напряжений может улучшиться в пользу горизонтальных стержней. Однако, говоря это, не следует забывать, что в опытах с панелями геометрическая характеристика которых изменялась в диапазоне, установленном строительной практикой ($\beta = 1 \div 0,25$), горизонтальное полевое армирование оказывалось обычно существенно менее эффективным, чем вертикальное.

Основываясь на этих сведениях и учитывая обычно малую мощность горизонтальных стержней, можно рекомендовать их расчетное сопротивление умножать на коэффициент условий работы $\gamma_s = 0,5$.

Наименьшие значения угла между изолиниями главных растягивающих напряжений и направлениями полевых стержней, как правило, присущи наклонным стержням. Этим объясняется их наибольшая эффективность в семействе полевых стержней и это дает право напряжения в них при расчете стен принимать равными R_s , но при условии использования стали с физическим пределом текучести. При изготовлении наклонных стержней из хрупких сортов стали учитывать их в расчетах стен нельзя.

4.1.6. ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ШВЫ

Во время землетрясений в Анкоридже (1964 г.) и в Сан-Франциско (1972 г.) во многих зданиях четко обнаружались горизонтальные стыки стен. В некоторых случаях повреждения такого характера привели к тому, что ремонт зданий был признан нецелесообразным [160]. Во

время Карпатского землетрясения 1986 г. также отмечались случаи сдвига монолитных стен по горизонтальным швам перерыва бетонирования, в которых скапливался рыхлый бетон (см. рис. 1.23).

В монолитных зданиях, возводимых в переставных опалубках, регулярные технологические швы совпадают с поэтажными опорными сечениями стен, поэтому для расчета прочности последних необходимо знать их сопротивление сдвигу по технологическим швам. По этому вопросу известны работы как отечественных, так и зарубежных исследователей. Они однозначно свидетельствуют, что сцепление нового бетона со «старым» в технологических швах, не подвергнутых специальной обработке, как правило, ниже соответствующего сопротивления монолитного бетона.

Опыты, проведенные И. Ю. Синельниковым [105] в ТашЗНИИЭП, показали (табл. 4.1), что сопротивление бетонных образцов срезу при наличии технологических швов снижается на 50—70%. У армированных образцов это снижение существенно меньше. Данные табл. 4.1 показывают также, что, если обработка поверхностей стыка в бетонных образцах сопровождалась увеличением их сдви-

Таблица 4. 1. Сопротивление сдвигу и деформативность бетонных и железобетонных образцов с технологическими швами [105]

Характер стыка	Интенсивность обжатия стыка					
	$\tau_y = 0,0$		$\tau_y = 0,2R_b$		$\tau_y = 0,4R_b$	
	R_{bsh} , МПа	деформации сдвига, см/Н	R_{bsh} , МПа	деформации сдвига, см/Н	R_{bsh} , МПа	деформации сдвига, см/Н
1. Бетонные образцы						
Монолит	3,2	3,6	8,5	2,8	10,8	2,2
Обработан	1,8	5,0	8,5	3,0	10,5	2,6
Не обработан	0,9	7,5	7,8	5,0	9,6	4,8
2. Железобетонные образцы ($\rho = 0,7\%$)						
Монолит	6,7	3,0	11,0	2,4	10,8	1,8
Обработан	4,8	5,5	9,6	3,0	9,9	2,4
Не обработан	4,6	6,8	9,3	3,5	9,9	2,8

Примечание. Деформации сдвига определены при $\tau_{xy} = 0,5 R_{bsh}$.

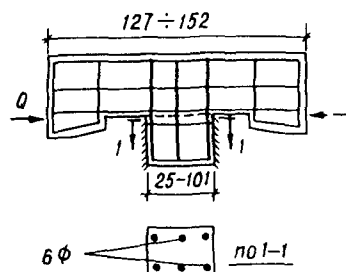


Рис. 4.14. Образцы для определения сопротивления технологических швов сдвигу [160]

говой прочности и жесткости, то применение этого технологического приема для железобетонных образцов практически не дало никакого эффекта.

Заслуживающие внимания опыты по изучению сопротивления железобетонных конструкций сдвигу по технологическим швам провели Т. Paulay, R. Park, М. Н. Phillips [160]. Они испытали 30 образцов (рис. 4.14) из бетона $R_b = 20,5 \div 30,5$ МПа с крупным заполнителем в виде окатаного гравия с максимальным размером 20 мм. Каждый из образцов армировался 6 стержнями из стали с пределом прочности 300—350 МПа. Мощность армирования и характер подготовки стыкуемых поверхностей варьировались.

Эти опыты прежде всего утвердили их авторов во мнении, что рассчитывать на нагельное сопротивление арматуры в формировании общего сопротивления железобетонной конструкции сдвигу нельзя. Наряду с этим эти эксперименты лишней раз подтвердили положительное влияние армирования стыков на их несущую способность. Основные результаты этих опытов показывают (рис. 4.15), что в зависимости от состояния стыкуемых поверхностей и мощности армирования образцов с технологическими швами их сопротивление сдвигу может изменяться в весьма широких пределах.

Авторы работы [160] обращают внимание на то, что часто плоскость разрушения в испытанных образцах проходила не по поверхности «старого» бетона, а несколько ниже. Из этого они заключают, что поверхностный слой бетона отличается пониженным качеством. Ясно, что его удаление может существенно улучшить прочностные характеристики технологических швов. Неслучайно в рассматриваемых опытах наибольший эффект был достигнут при насечке поверхности «старого» бетона перед укладкой нового.

Циклическое нагружение образцов дало неоднозначные результаты. В ряде случаев 5—7-кратное повторение на-

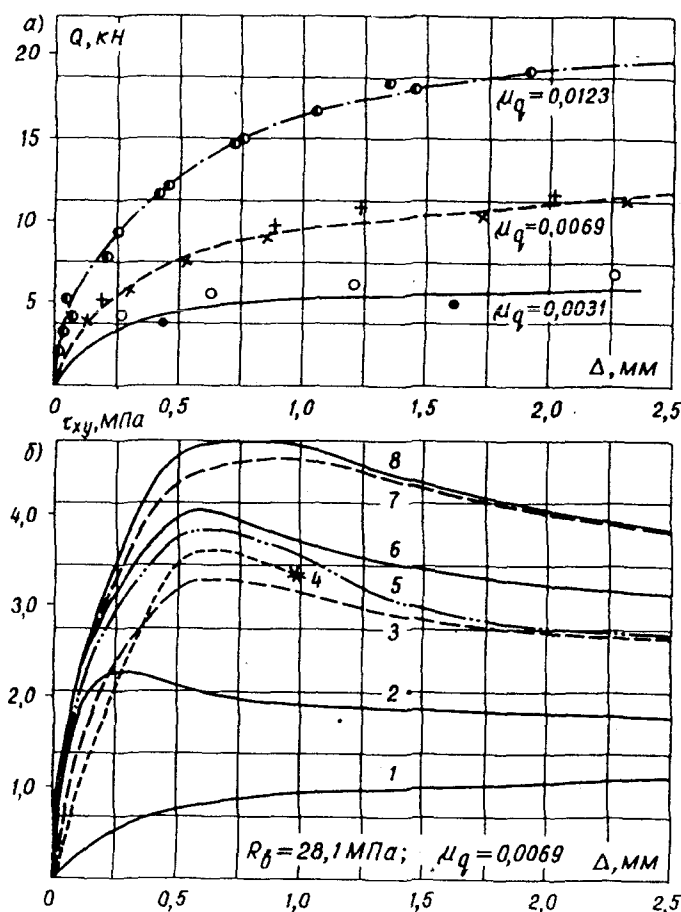


Рис. 4.15. Результаты опытов [160] по определению сопротивления сдвигу по различным подготовленным поверхностям технологических швов:

а — поверхности сдвига гладкие, покрытые воском, образцы имеют различный процент армирования; б — состояния поверхности сдвига: 1 — гладкие без сцепления; 2 — заглаженные; 3 — с замедленным схватыванием без сцепления; 4 — без шва; 5 — шероховатые с замедлителем; 6 — пришабрённые; 7 — промытые; 8 — рубленые и шинопочные

грузки даже очень высокого уровня ($0,75Q_u$) не вызывало признаков их разрушения и ощутимых остаточных деформаций. А циклическое нагружение при $\tau_{xy} = 4,93$ МПа образцов с наибольшим процентом армирования ($\rho = 1,23\%$) сопровождалось ощутимой потерей их жесткости и прочности.

Все авторы, изучавшие бетонные и железобетонные элементы с технологическими швами, единодушны во мнении, что эффективным средством увеличения сопротивле-

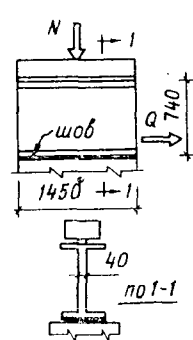
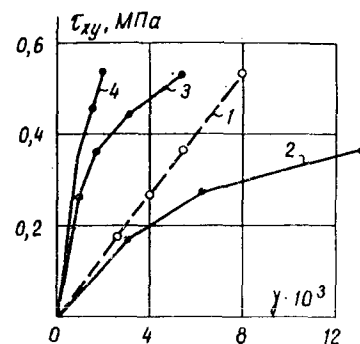


Рис. 4.16. Деформации сдвига стеновых панелей с технологическими швами при различных уровнях их обжатия [10]:

1 — бетонная монолитная стена без шва, $N=0$; 2 — стена с технологическим швом, $N=0$; 3 — то же, $N=50 \text{ кН}$; 4 — то же, $N=100 \text{ кН}$

ния швов сдвигу является их обжатие. Это, в частности, подтверждают данные таблицы 4.1. Об этом же свидетельствуют результаты испытаний стеновых панелей со швами, показанные на рисунке 4.16.

Проведенными в ЦНИИЭПжилища исследованиями [60] установили, что технологический шов в стене помимо всего прочего выполняет функции концентратора напряжений в вертикальной арматуре (рис. 4.17).

В настоящем разделе рассмотрен материал несомненно интересный с научной точки зрения и полезный с позиций практики проектирования и строительства сейсмостойких монолитных зданий. Однако в нем отсутствуют результаты прямых испытаний горизонтальной нагрузкой (совместно с вертикальной различной уровня) фрагментов бетонных и железобетонных стен с технологическими швами и без них. А без такой информации трудно принять решение о влиянии технологических швов на несущую способность, пластичность деформирования и диссипативные свойства монолитных стен. Скупая информация этого плана, изложенная в разделе 3.1.1, недостаточна для принятия такого решения. Поэтому приходится признать, что в изучении монолитных стен технологические швы представляют пока

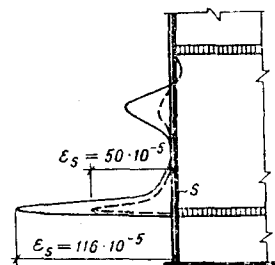


Рис. 4.17. Деформации вертикальной арматуры фрагмента стены с технологическими швами [60]

одни из пробелов, ликвидация которого является одной из задач дальнейших исследований в рассматриваемом направлении.

4.1.7. ХАРАКТЕР НАГРУЗКИ

При расчете стен зданий на совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок в расчетной модели стены оба вида нагрузки отражаются в виде системы статических сил. Между тем горизонтальная нагрузка (а при сейсмическом воздействии, строго говоря, и вертикальная) имеет явно выраженный динамический знакопеременный характер.

Опыты многих исследователей показали, что даже при относительно небольшом количестве циклов загрузки горизонтальной нагрузкой высоких уровней несущая способность панелей снижается на 7—20% при среднем значении около 10—12%. Этот факт обязывает несущую способность стен, работающих в динамическом режиме, найденную в результате статического расчета, умножать на понижающий коэффициент (γ_d), величина которого при расчетной сейсмичности 7—8 баллов может быть принята соответственно равной 0,85—0,8.

Здесь еще раз следует напомнить, что при знакопеременном нагружении стен вертикальная арматура зачастую выключается из работы на сжатие, поэтому учитывать ее в расчетах можно только в случаях, когда благодаря специальному конструктивному мерам изгиб ее при сжатии исключается⁵.

4.2. УСОВЕРШЕНСТВОВАННЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА СТЕН

Рассмотрим расчетную модель железобетонной стены, представленную на рисунке 4.18. При ее разработке были учтены все соображения, изложенные в разделе 4.1.

Будем исходить из условия, что разрушению стены предшествует появление ряда наклонных трещин, которые разделяют нижнюю часть конструкции на наклонные полосы. Благодаря силам зацепления, развивающимся в трещинах, в основании этих полос возможно возникновение небольших нормальных напряжений. Касательные напряжения распространяются по значительной длине опорного сечения.

⁵ Эти меры рассмотрены в разделе 5.3.

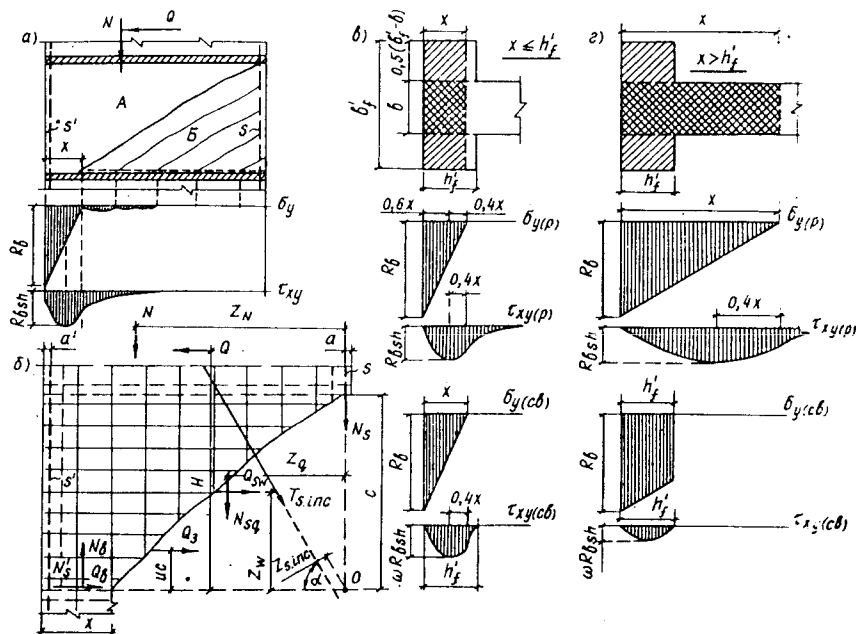


Рис. 4.18. Расчетная модель стены

Одна из наклонных трещин является критической. По ней происходит разрушение стены, что расчленяет ее на два блока А и Б.

В общем виде условия равновесия блока А можно записать в виде системы уравнений

$$N = N_b + N'_s - N_s - N_{sq} - N_{s, inc}; \quad (4.8)$$

$$Q = Q_b + Q_3 + Q_{sw} + Q_{sinc}; \quad (4.9)$$

$$\begin{aligned} QH = & N_b Z_b + N'_s Z'_s - N_{sq} Z_{sq} + Q_{sw} Z_{sw} - T_{s, inc} Z_{s, inc} - \\ & - N Z_N + UCQ_3. \end{aligned} \quad (4.10)$$

Раскроем содержание усилий, входящих в эти уравнения, помня, что возможны два случая работы стены в стадии разрушения:

$$x \leq h'_f \text{ и } x > h'_f.$$

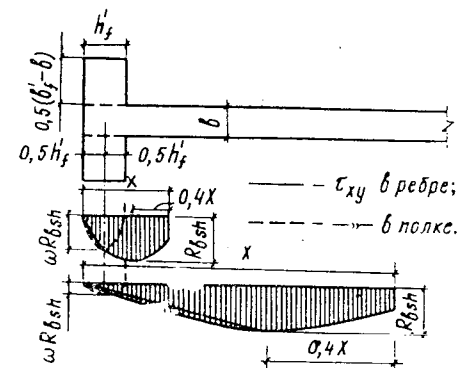
1. Усилия в сжатом бетоне (N_b , Q_b)

a) $x \leq h'_f$

$$N_b = 0,5 R_b \times b'_f; \quad (4.11)$$

$$Q_b = Q_{b(p)} + Q_{b(CB)} = 0,74 R_{bsh} \times [b + \omega_l (b_t - b)] \quad (4.12)$$

Рис. 4.19. К выводу формулы (4.15)


$$6) \quad x > h'_f$$

$$N_b = N_{b(p)} + N_{b(CB)} = 0,5R_b x b + R_b \frac{x - 0,5h'_f}{x} (b'_f - b) h'_f; \quad (4.13)$$

$$Q_b = Q_{b(p)} + Q_{b(CB)} = 0,74 R_{bsh} b x + \omega_2 R_{bsh} \frac{2}{3} h_f' (b_f' - b). \quad (4.14)$$

В формулах (4.12) и (4.14) коэффициенты ω_1 и ω_2 учитывают интенсивность и характер распределения касательных напряжений по площади свесов сжатой полки сечения. Принимая во внимание «краевой эффект» свесов, величину ω_1 можно принять равной 0,6. Коэффициент ω_2 в отличие от ω_1 зависит в основном от величины X . В первом приближении его можно определить по формуле, следующей из рисунка 4.19.

$$\omega_2 = \frac{5h_i}{6x}. \quad (4.15)$$

2. Силы зацепления и нагельные силы в сечении с трещиной

Основываясь на экспериментальном материале, изложенном в разделе 4.1.4, нагельные силы будем считать равными нулю.

Поскольку эмпирическое определение сил зацепления наталкивается на весьма серьезные трудности, целесообразно величину их равнодействующей определить из условий равновесия одного из блоков конструкции, рассеченной критической наклонной трещиной. Для этого необходимо предварительно установить направление равнодействующей сил зацепления и точку ее приложения.

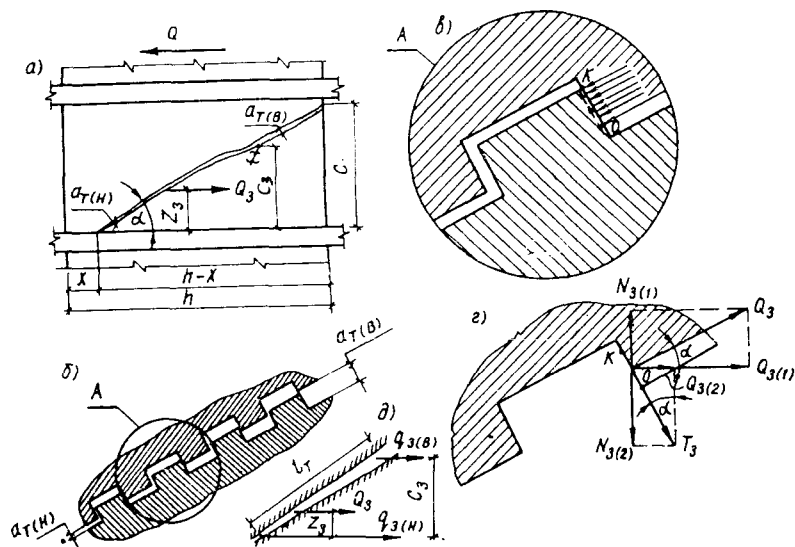


Рис. 4.20. Расчетная модель сил зацепления в сечении с трещиной

С этой целью представим расчетную модель сил зацепления в наклонной трещине в виде цепи прямоугольных шпонок в зазоре переменной ширины (рис. 4.20,б). В каждом шпоночном зацеплении по площади контакта действуют нормальные и касательные силы (см. рис. 4.20,в). Равнодействующая нормальных сил (θ_3) направлена вдоль траектории наклонной трещины, а равнодействующая касательных сил (T_3) — перпендикулярно к ней и равна

$$T_3 = f\theta_3, \quad (4.16)$$

где f — коэффициент трения.

Раскладывая силы θ_3 и T_3 на горизонтальные и вертикальные векторы (см. рис. 4.20,г) получим

$$Q_3 = Q_{3(1)} + Q_{3(2)}; \quad (4.17)$$

$$N_3 = N_{3(1)} + N_{3(2)}, \quad (4.18)$$

или

$$Q_3 = \theta_3 \left(1 + f \frac{c}{h-x} \right) \cos \alpha; \quad (4.19)$$

$$N_3 = \theta_3 \left(\frac{c}{h-x} - f \right) \cos \alpha. \quad (4.20)$$

Анализируя выражение (4.20), нетрудно убедиться, что

вертикальный вектор сил зацепления (N_3) представляет весьма небольшую величину, которой при разработке расчетной модели стены можно пренебречь. Такое допущение не может достаточно существенно отразиться на результатах расчета прочности стен, но предотвращает довольно серьезное усложнение расчетных уравнений.

Условившись представить силы зацепления в расчетной модели стены их горизонтальной составляющей, необходимо определить точку приложения их равнодействующей.

Для этого будем исходить из следующих соображений.

Благодаря наложению на сдвиговые деформации изгибных критическая трещина имеет клиновидную форму с наименьшей шириной раскрытия у вершины, находящейся на границе сжатой зоны опорного сечения стены (см. рис. 4.20,а). Это дает право принять линейный закон изменения интенсивности сил зацепления по длине трещины. Тогда точка приложения их равнодействующей на участке трещины длиной l_r (см. рис. 4.20,д) определится из уравнения

$$Z_3 = \frac{c_3}{3} \cdot \frac{q_{3(н)} + 2q_{3(в)}}{q_{3(н)} + q_{3(в)}}, \quad (4.21)$$

где $q_{3(н)}$, $q_{3(в)}$ — интенсивность сил зацепления внизу и вверху рассматриваемого участка трещины.

В реальных конструкциях следует учитывать, что на некотором участке критической трещины за счет ее сильного раскрытия эффекта зацепления может не быть. В этом случае величина Z_3 будет равна $C_3/3$.

Наблюдения за раскрытием критических трещин в ходе испытаний армированных стеновых панелей (см. раздел 3.2.4) позволяют для практических расчетов стен принять $Z_3 = 0,3 C_3$.

3. Усилия в вертикальной, горизонтальной и наклонной полевой арматуре

Усилия N_{sq} , Q_{sw} и T_{s-inc} могут быть определены по формулам (2.47)–(2.49), а для случая монотонного полевого армирования дискретные усиления в вертикальных и горизонтальных стержнях следует заменять на континуаль-

⁶ Расчеты целого ряда задач показали, что небольшие колебания величины Z_3 существенно отражаются на расчетных значениях несущей способности стен.

ные, определяя их по формуле (2.52). В этом случае усилия N_{sq} и Q_{sw} могут быть найдены из выражений (2.53) и (2.54).

4. Напряжение в контурной арматуре

а. Арматура S.

Для нормально армированных сечений ($\xi \leq \xi_R$) напряжения в арматуре S следует принять равными расчетному сопротивлению стали R_s , определяемому с учетом соответствующих коэффициентов условий работы, включая $\gamma_s = 0,8$ (см. раздел 4.1.5).

При расчете переармированных сечений ($\xi > \xi_R$) напряжения в арматуре S можно определить по формуле

$$\sigma_s = \frac{0,002E_s}{1 - \omega/1,1} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right), \quad (4.22)$$

где $\xi = \frac{x}{h_0}$; $\omega = 0,85 - 0,008 R_b$ (для тяжелого бетона).

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны согласно СНиП 2.03.01—84 находят по формуле

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{400} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}, \quad (4.23)$$

где σ_{SR} — напряжение в арматуре, принимаемое равным для стали классов:

- А-I; А-II; А-III; $\sigma_{SR} = R_s$, МПа;
- А-IIIв; Вр-I; А-IV; $\sigma_{SR} = R_s + 400$, МПа.

б. Арматура S'.

В случаях, когда сжатая контурная арматура S' учитывается в расчете, усилие в ней определяется по формуле (2.68).

Подставив значения усилий в бетоне и арматуре в уравнения (4.8) — (4.10), получим

а) при $x \leq h'_i$:

$$N = R_b \left(0,5b'_i x + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right) - A_s R_s - q_{sq} (h - h_i - s_q - x) - T_{s,inc} \sin \alpha, \quad (4.24)$$

$$Q = 0,74_{bsh} x [b + \omega_1 (b'_i - b)] + Q_s + q_{sw} (c - s_w) + T_{s,inc} \cos \alpha; \quad (4.25)$$

$$QH = R_b \left[0,5xb'_i \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) + nA'_s \frac{x-a'}{x} (h_0 - a') \right] - 0,5q_{sq} (h - h_i - s_q - x) \cdot (h + h_i - s_q - 2a - x) + 0,5q_{sw} (c - s_w)^2 - T_{s,inc} Z_{s,inc} + 0,3CQ_s - NZ_N. \quad (4.26)$$

б) при $x > h'_i$:

$$N = R_b \left[0,5xb + \frac{x - 0,5h'_i}{x} (b'_i - b) h'_i + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right] - q_{sq} (h - h_i - s_q - x) - T_{s,inc} \sin \alpha - A_s R_s; \quad (4.27)$$

$$Q = R_{bsh} \left[1,48xb + \frac{2}{3} \omega_2 h'_i (b'_i - b) \right] + Q_s + q_{sw} (c - s_w) + T_{s,inc} \cos \alpha; \quad (4.28)$$

$$QH = R_b \left[0,5bx \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) + h'_i (b'_i - b) \frac{x - 0,5h'_i}{x} \left(h_0 - \frac{h'_i}{3} \times \frac{3x - 2h'_i}{2x - h'_i} \right) + nA'_s \frac{x-a'}{x} (h_0 - a') \right] - 0,5q_{sq} (h - h_i - s_q - x) (h + h_i - s_q - 2a - x) + 0,5q_{sw} (c - s_w)^2 - T_{s,inc} Z_{s,inc} + 0,3CQ_s - NZ_N. \quad (4.29)$$

Входящее в уравнения (4.25) и (4.28) сопротивление бетона срезу (R_{bsh}) можно определять по формуле, следующей из критерия прочности железобетона при плоско-напряженном состоянии:

$$R_{bsh} = \sqrt{0,5R_b R_{bt}}. \quad (4.30)$$

При расчете i-той стены здания по наклонным сечениям условие прочности имеет вид

$$Q_{\tau(i)} \leq \gamma_d \gamma_{sh} Q_{(i)}, \quad (4.31)$$

где $Q_{\tau(i)}$ — перерезывающая сила в расчетном сечении i-той стены от внешних нагрузок и воздействий;

$Q_{(i)}$ — сопротивление i-той стены срезу по наклонным сечениям, определяемое из уравнений (4.24) — (4.26) или (4.27) — (4.29).

γ_d — коэффициент, учитывающий снижение сопротивления стены срезу при многократно повторяющейся знакопеременной нагрузке. При расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов принимается равным соответственно 0,85, 0,8 и 0,75;

γ_{sh} — коэффициент, учитывающий снижение сопротивления срезу по технологическому шву; принимается равным: при специальной обработке шва, повышающей прочность сцепления старого бетона с новым, — 0,9, а при отсутствии такой обработки — 0,7.

В табл. 4.2 приведено сравнение экспериментальных значений несущей способности стеновых панелей, испы-

Таблица 4. 2. Сопоставление экспериментальных и теоретических значений несущей способности испытанных панелей

Шифр образца	Вертикальная нагрузка		Прочность бетона, МПа		Контур- ная арматура $A_s = A_s^1$, см ²	Несущая способ- ность панели, кН		Откло- нение $Q_{u(t)}$ от $Q_{u(э)}$ в %
	N, кН	e_0 , см	R_b	R_{bsh}		эксперимен- тальн. $Q_{u(э)}$	теоре- тичес. $Q_{u(t)}$	
I. Панели без полевой арматуры								
Э-1	500	40	18,1	4,21	-	225	207	-8
К-1	500	40	22,6	4,55	6,16	615	572	-7
К-2*	500	40	14,7	3,28	6,16	450	541	+20
М-1	500	40	16,2	3,98	3,08	420	378	-10
А-4	840	80	13,4	2,85	6,16	470	373	-20
А-3	840	80	23,3	4,66	6,16	460	479	+4
Б-1	840	80	21,2	4,33	3,08	280	296	+5
В-1	840	80	18,3	3,85	3,08	340	270	-19
II. Панели с ортогональным поперечным армированием								
КС-5	500	40	9,3	2,22	6,16	540	521	-4
КС-1	500	40	16,8	3,64	6,16	650	713	+10
КС-3*	500	40	8,3	2,16	6,16	540	624	+15
КС-4	500	40	11,3	2,76	6,16	630	731	+16
КП-1*	500	40	20,0	4,22	6,16	650	690	+6
КП-2	500	40	23,1	4,63	6,16	690	705	+2
В-1	840	80	23,6	4,72	6,16	580	646	+11
Н-1	840	80	20,3	4,18	3,08	360	438	+21
ОК-1	500	80	9,4	2,20	6,16	450	421	-6
ОК-2	840	80	22,1	4,48	6,16	580	574	-1
III. Панели с поперечным армированием наклонными картами								
КД-1*	500	40	17,1	3,81	6,16	570	578	+1
КД-2	500	40	15,5	3,51	6,16	670	581	-13
КН-1	500	40	12,0	2,93	6,16	670	617	-8
Д-1	840	80	22,6	4,56	6,16	530	495	-6
Д-2	500	80	10,4	2,40	6,16	450	380	-15
Е-2	840	80	19,9	4,12	6,16	510	491	-4
З-2	840	80	20,4	4,20	3,08	340	308	-9

Примечание. Панели, шифры которых отмечены знаком *, разрушились преждевременно и из-за неудовлетворительной анкеровки контурной арматуры S.

танных в КПИ им. С. Лазо, с соответствующими теоретическими значениями, найденными по рассмотренному выше инженерному методу расчета стен. Полученные отклонения $Q_{u(t)}$ от $Q_{u(э)}$ нуждаются в пояснениях.

Прежде всего следует обратить внимание на то, что четыре образца разрушились преждевременно из-за некачественной анкеровки растянутых контурных стержней в нагрузочных зонах панелей. По этой причине у всех у них $Q_{u(t)}$ оказалось выше $Q_{u(э)}$.

Превышение $Q_{u(t)}$ над $Q_{u(э)}$ показали большинство панелей с горизонтальным и вертикальным поперечным армированием. Причем чем выше была мощность поперечного армирования, тем обычно больше было это превышение (см., например, панели серии КС). При детальном рассмотрении результатов испытаний этих панелей, отмечалось (см. раздел 3.2.4), что еще до исчерпания их несущей способности, в критической трещине происходил разрыв многих поперечных стержней из проволоки Вр-1 и В1. Ясно, что учитывать эти стержни при определении расчетных значений несущей способности панелей неправомерно. Если принять во внимание это замечание, то результаты сопоставления $Q_{u(t)}$ и $Q_{u(э)}$ для группы панелей с поперечным армированием будут выглядеть иначе. Так, если исключить из расчета панелей КС-1 всю поперечную арматуру ($q_{sq} = q_{sw} = 12,4$ МПа·см), то величина $Q_{u(t)}$ составит 542 кН, вместо 712 кН по первичному расчету.

Если при определении несущей способности панелей КС-4 ($q_{sq} = q_{sw} = 24,75$ МПа·см) исключить из рассмотрения только 50% поперечной арматуры, то величина $Q_{u(t)}$ за счет этого снизится на 214 кН и окажется ниже экспериментального значения на 18%. Поперечная арматура в виде косых стержней в III группе панелей была очень небольшой мощности и поэтому не оказала заметного влияния на значение $Q_{u(t)}$. Практически для всех панелей оказалось $Q_{u(t)}/Q_{u(э)} < 1$.

Таким образом, если учесть фактическое поведение поперечных стержней из хрупкой стали в стадии разрушения панелей, то окажется, что для подавляющего большинства моделей стен экспериментальные значения $Q_{u(э)}$ будут выше теоретических на 4—20%. Такой итог объясняется в основном тем, что значения $Q_{u(э)}$ фиксировались тогда, когда напряжения в контурной арматуре S значительно превышали σ_t , приближаясь к пределу прочности стали (см. рис. 3.54). Если учесть это обстоятельство при определении значений $Q_{u(t)}$, то их отклонения от соответствующих значений $Q_{u(э)}$ не выйдут за пределы диапазона $\pm 10\%$, что подтверждает приемлемость разработанного инженерного метода расчета монолитных стен по наклонным сечениям для практических целей.

4.3. АНАЛИЗ ОСНОВНЫХ РАСЧЕТНЫХ ПАРАМЕТРОВ СТЕН

Как мы могли убедиться, несущая способность монолитных стен по наклонным сечениям представляет собой многопараметрическую функцию. Исследовать ее параметры экспериментально, тем более во взаимодействии, по меньшей мере сложно. Вместе с тем для уменения управлять механизмом сопротивления стен разрушению по ко-сым сечениям, необходимо знать характер действия каждого из факторов, слагающих это сопротивление. Исследовать их можно теоретическим путем.

С этой целью, воспользовавшись рассмотренным выше методом, было решено довольно большое количество задач, в исходных данных которых варьировались геометрические размеры стеновых панелей, вертикальная нагрузка, прочностные характеристики бетона, параметры контурного и составляющих полевого армирования⁷.

Рисунок 4.21 демонстрирует, что с увеличением вертикальной нагрузки (N) несущая способность армированных панелей вначале увеличивается, а затем снижается. Эта закономерность проявляется тем рельефнее, чем меньше эксцентриситет силы N . Увеличение e_0 , как и следовало ожидать, сопровождается заметным уменьшением Q_u . В обоих расчетных случаях максимум Q_u фиксируется примерно при $N=0,4N_u$ (N_u — разрушающая нагрузка при $Q=0$).

Судя по данным, представленным на рисунке 4.22, прочность бетона оказывает заметное влияние на несущую

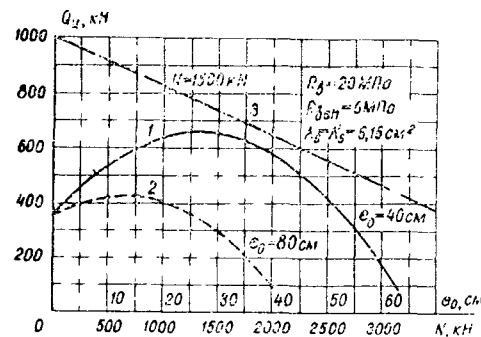


Рис. 4.21. Зависимость сопротивления стеновых панелей сдвигу (Q_u) от величины вертикальной нагрузки (1, 2) и эксцентриситета ее приложения (3)

⁷ Если изменение того или иного параметра специально не оговорено, что в решенной группе задач его следует принимать таким же, как в проведенных экспериментах.

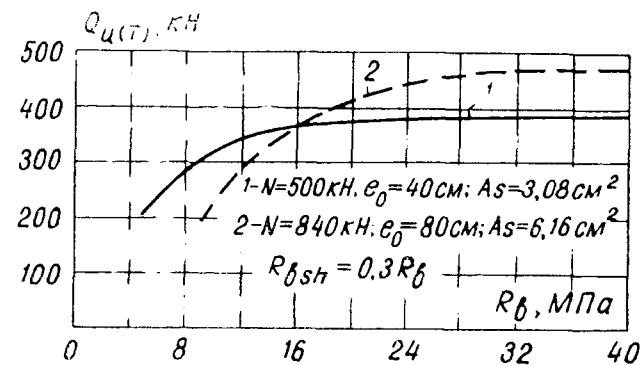


Рис. 4.22. Влияние прочности бетона на несущую способность панели

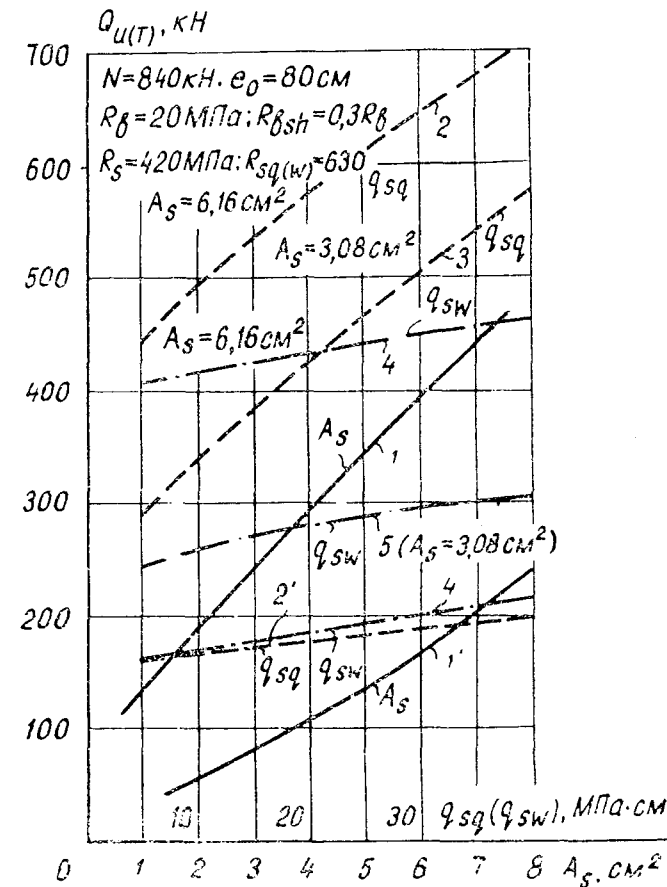


Рис. 4.23. Влияние мощности контурного (1, 1'), вертикального (2, 2', 3) и горизонтального 4, 4', 5 полевого армирования на сопротивление срезу панелей размером: 1—5—130×240 ($\beta=0,54$) и 1', 2', 4'—130+130 ($\beta=1,0$)

способность панелей, однако лишь в области бетонов классов В5-В30. Применение бетона более высокой прочности неэффективно. Причем в некоторых ситуациях (см. кривую 1 на рис. 4.22) рост Q_u за счет увеличения прочности бетона по существу прекращается еще раньше.

Рисунок 4.23 объединяет сведения о реакции сопротивления панелей срезу на изменение контурного и полевого армирования. Рассчитаны две группы панелей: квадратные ($\beta = 1$) и удлиненные (130×240 см, $\beta = 0,54$). Эффективность армирования квадратных панелей вертикальной и горизонтальной полевой арматурой оказалась практически одинаковой, зато с увеличением длины панели четко проявилось преобладание вертикального армирования над горизонтальным.

Заслуживает внимания и тот факт, что увеличение мощности полевого армирования в довольно широком диапазоне слабо отражалось на несущей способности квадратных панелей. То же наблюдалось и в удлиненных панелях при увеличении q_{sw} . Зато они очень активно реагировали на увеличение мощности вертикального полевого армирования (см. кривые 2, 3 на рис. 4.23).

В обеих группах панелей увеличение площади сечения контурной арматуры сопровождалось активным ростом несущей способности конструкции. Дифференцированная оценка эффективности контурной и полевой арматуры рассмотрена в разделе 5.3 (рис. 5.7).

Рисунок 4.24 дает представление о влиянии на величину Q_u изменения угла наклона α косых полевых стержней и их расстояния $Z_{s,inc}$ от точки пересечения арматуры S с опорным сечением. Как и следовало ожидать, с увеличением длины стеновых панелей их несущая способность неуклонно возрастала (рис. 4.25).

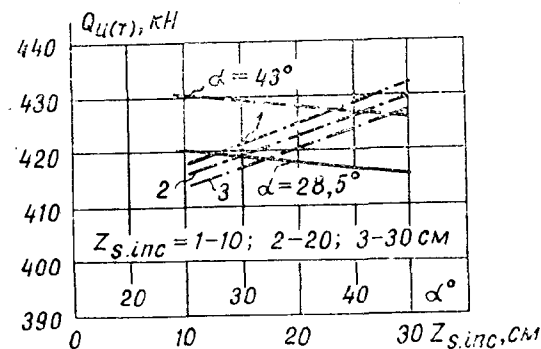


Рис. 4.24. Несущая способность ($Q_u(\tau)$) панелей ($N=840$ кН, $e_0=80$ см, $R_b=20$ МПа, $R_{bsh}=6$ МПа, $A_s=A'_s=6,16$ см²) при различных значениях α и $Z_{s,inc}$ наклонных стержней ($T_{s,inc}=37,2$ кН)

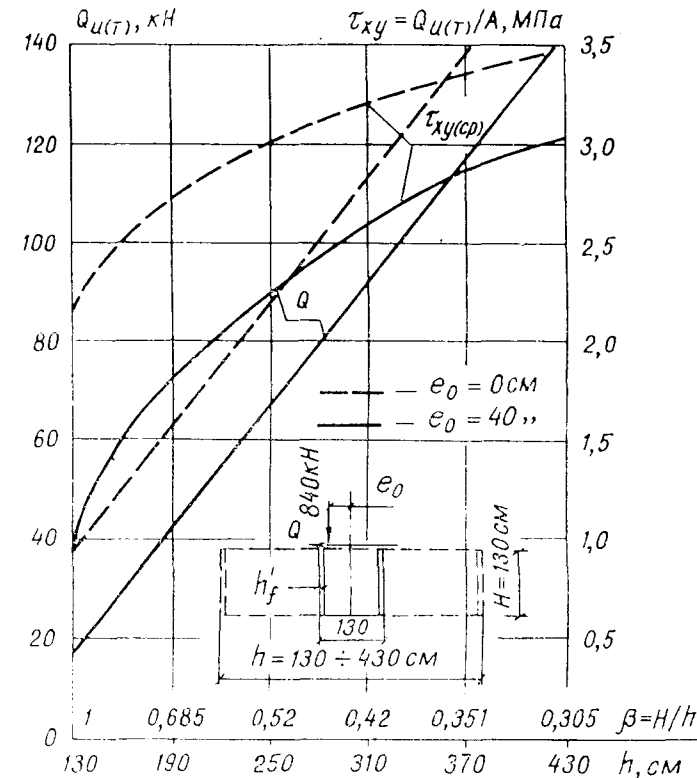


Рис. 4.25. Влияние геометрической характеристики β на несущую способность панелей с $R_b=20$ МПа, $R_{bsh}=6$ МПа, $A_s=A'_s=6,16$ см² ($R_s=420$ МПа)

4.4. НАПРАВЛЕНИЕ ДАЛЬНЕЙШЕГО СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ МЕТОДОВ РАСЧЕТА СТЕН ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ

Совершенствование основных расчетных методик является неотъемлемой частью развития теории железобетона. Нуждается в дальнейшем совершенствовании и рассмотренный выше метод расчета прочности монолитных стен по наклонным сечениям. Уже сейчас можно определить основные пути этого процесса.

Прежде всего необходимо уточнить расчетную модель стены за счет более полного и обоснованного учета работы свесов полок в стенах с Т(Г)-образной формой сечения концевых участков. Глубокому изучению необходимо подвергнуть силы зацепления. Целью этого изучения не сле-

дует ставить отыскание аналитической зависимости, связывающей величину этих сил с формирующими ее факторами. Не говоря уже о трудностях установления такой зависимости, применять ее в расчетной модели стены тоже далеко не просто, поскольку одним из основных факторов, определяющих величину сил зацепления, является ширина раскрытия трещины, т. е. параметр, меняющийся с изменением мощности и характера армирования стены, величины и эксцентриситета вертикальной нагрузки и к тому же не являющийся постоянным по длине трещины.

Однако знать основные составляющие этой зависимости — значит уметь управлять ею и уметь оценить расчетным путем достигаемый при этом эффект. Одним из аспектов этой задачи является уточнение местонахождения точки приложения равнодействующей сил зацепления.

Практически на сегодня несущая способность стеновых панелей с технологическими швами, имеющими различные деформативно-прочностные характеристики, не изучена. Вряд ли нужно пояснять, насколько важно значение этого аспекта в условиях активно развивающегося строительства монолитных зданий в переставных опалубках.

Сейсмическая нагрузка — это динамическая нагрузка с явно выраженной спецификой. Между тем разработанная расчетная модель стены по существу полностью основана на статическом представлении ее работы. Ликвидировать несогласованность физической и расчетной схем системы, работающей в динамическом режиме, можно только за счет проведения соответствующих динамических испытаний монолитных стен и их моделей до разрушения. Одной из особенностей таких испытаний является деформация стены, даже если внешние силы действуют в ее плоскости.

В плане совершенствования метода расчета прочности монолитных стен по наклонным сечениям реальный интерес представляет установление зависимости между R_b и R_{bsh} для бетонов различных видов.

В условиях сложного нагружения вертикальной и горизонтальной силами стена испытывает совместно проявляющиеся изгибно-сдвиговые деформации. Однако в завершающей стадии работы под нагрузкой в зависимости от конечного сочетания действующих факторов превалирует либо изгиб, либо сдвиг, определяя пластичность деформирования, диссипативные свойства конструкции и в конечном счете — характер ее разрушения. Этот аспект необходимо учитывать при проектировании монолитных зданий.

Помимо расчета прочности монолитных стен, реальный практический интерес представляет также расчетное определение их трещиностойкости и деформаций. Так что круг задач, связанных с расчетами монолитных стен на различных стадиях их работы под нагрузкой, достаточно велик, а решение их начато относительно недавно и базируется пока еще на довольно скромном исследовательском материале.

5. КОНСТРУИРОВАНИЕ СТЕН МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ

Стены монолитных зданий в известной мере конструируются по принципам, установленным для крупнопанельных стен. Между тем, как мы могли убедиться знакомясь с материалами теоретических и экспериментальных исследований, изложенными в разделе 3, стенам монолитных зданий присуща явно выраженная специфика как возведения, так и работы в различных силовых режимах. Учет ее неизбежно должен привести к выявлению принципов оптимального конструирования монолитных стен. В противном случае происходят инженерные нонсенсы, когда при равноценных основных параметрах металлоемкость монолитных зданий оказывается выше, чем крупнопанельных (табл. 5.1), а сейсмостойкость, продемонстрированная при землетрясении, ниже (см. раздел 1.5).

Таблица 5. 1. Основные показатели бескаркасных зданий с расчетной сейсмичностью 7 баллов (по проектам МССР)

Показатели	Крупнопанельные здания			Монолитные здания			
	Типовой проект 143-01. Блок-секция рядовая	Типовой проект 143-05. Торцевая секция	Экспериментальный проект на базе серии 143	95-кв. жилой дом в объеме но переставной опалубке	143-кв. жилой дом в объемно переставной опалубке	176-кв. жилой дом в скользящей опалубке	Жилой дом в переставной опалубке
Этажность	9	9	14	12	14-16	16	16
Расход натуральной стали, кг/м ²	33,6	35,7	46	41,32	55,5	49	55,1
Расход приведенной стали, кг/м ²	43,3	45,9	59	—	—	—	—
Расход цемента, кг/м ²	290	330	300	371	391	325	320
Расход бетона и железобетона, м ³ /м ²	0,92	1,02	1,12	0,98	1,0	1,09	1,23

Примечание. Расходы материалов даны на 1 м² общей приведенной площади.

5.1. МЕТАЛЛОЕМКОСТЬ ЗДАНИЙ

В начальный период развития монолитного домостроения металлоемкость (М) монолитных зданий высотой 16—20 этажей, возводимых в районах с сейсмичностью 7—8 баллов, достигала 85—100 кг/м² общей площади. В дальнейшем в результате проектных изысканий и научных исследований уровень этого показателя был существенно снижен (рис. 5.1).

В проектах, разработанных в МССР в последние годы,

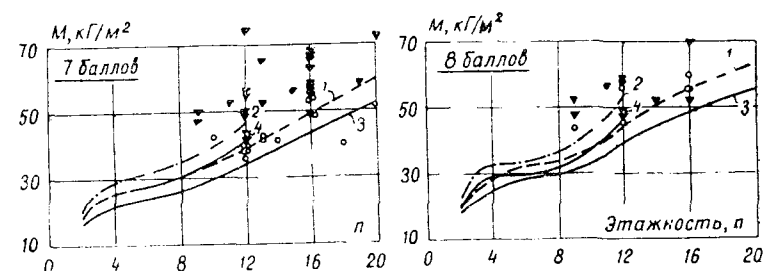


Рис. 5.1. Расход натуральной стали (М) в кг на 1 м² общей площади зданий по установленным нормам и по проектам, разработанным в МССР до (▼) и после (●) 1980 г.:

1, 2 — по нормам, установленным для обычных и просадочных грунтов Госгражданстроем в 1986 г.; 3, 4 — то же, Госкомархитектуры в 1988 г.

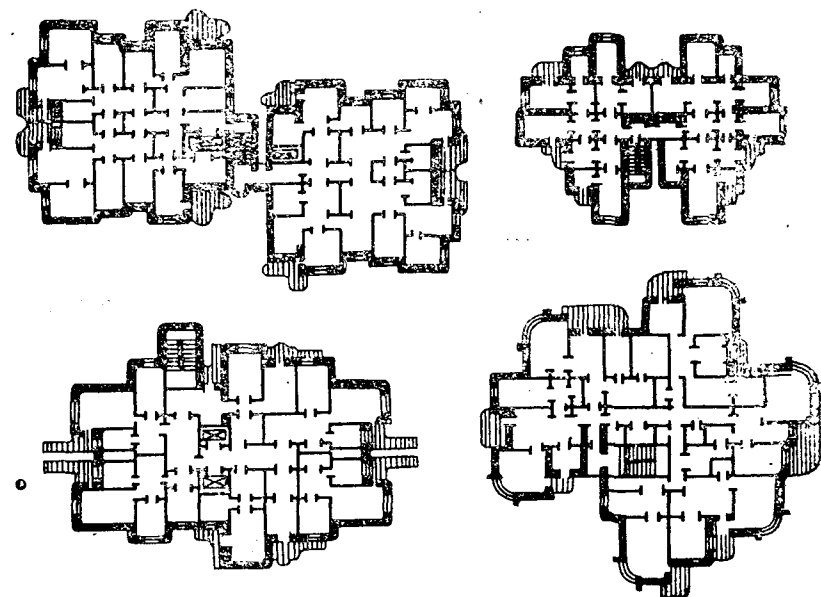


Рис. 5.2. Примеры планов монолитных зданий

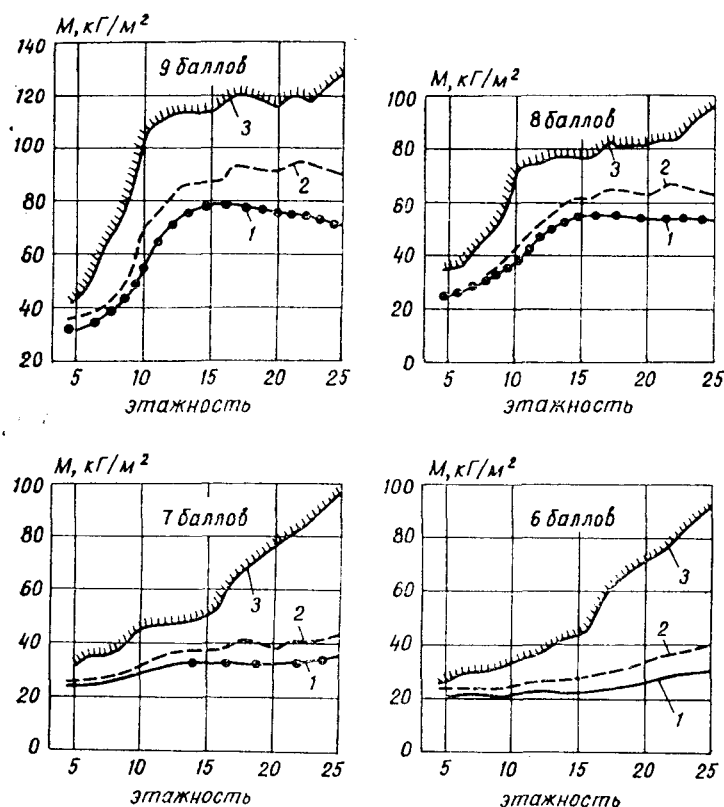


Рис. 5.3. Металлоемкость монолитных зданий с различной расчетной сейсмичностью [117]:
1 — односекционные дома; 2 — секционные дома; 3 — здания с неоптимальными параметрами

металлоемкость монолитных зданий высотой 16 этажей при расчетной сейсмичности 7 баллов составляет 50—55 кг/м² общей площади. Хотя эта цифра существенно ниже начального значения M для таких зданий, она все же еще довольно высока. Причина этого заключается в отсутствии глубоко обоснованных и четко сформулированных принципов конструирования монолитных зданий. Доказательством является то, что подобные по конструктивно-планировочному решению здания с одинаковой расчетной сейсмичностью, но запроектированные разными коллективами проектировщиков иногда весьма существенно отличаются по металлоемкости.

Анализ проектов монолитных зданий, выполненный ТашЗНИИЭП [117], свидетельствует, что конструктивные параметры здания имеют решающее влияние на его сей-

Таблица 5. 2. Расход натуральной стали на основные конструкции в кг (%) на 1 м² общей приведенной площади монолитных зданий

Наименование конструкций	Этажность здания и способ возведения			
	9-этажные		16-этажные	
	в скользящей опалубке	в переставной опалубке	в скользящей опалубке	в переставной опалубке
Фундаменты	5,9-10,98 8,44(15,9)	5,7-10,6 8,15(16,0)	8,69-15,63 12,16(14,9)	8,87-16,0 12,43(18,1)
Стены	19,6-28,56 24,08(45,4)	11,7-22,1 16,90(33,1)	39,3-40,87 40,08(49,2)	28,7-30,76 29,73(43,2)
Перекрытия	9,94-16,73 13,34(25,1)	11,0-15,2 13,10(25,7)	20,43-22,73 21,58(26,8)	16,79-21,90 19,35(28,1)
Лестницы	0,92-1,31 1,12(2,1)	0,90-1,31 1,11(2,2)	1,02-1,95 1,48(1,8)	0,81-0,93 0,87(1,3)
Перегородки	0,53-0,68 0,61(1,1)	0,55-0,67 0,61(1,2)	0,36-0,63 0,49(0,6)	0,69-1,98 1,34(1,9)
Балконы	1,05-6,53 3,79-(7,1)	3,4-6,45 4,93(9,7)	4,57-4,73 4,65(5,7)	2,83-4,65 3,74(5,4)
Прочие элементы	0,51,-2,83 1,67(3,4)	2,91-9,52 6,22(12,2)	0,63-1,30 0,96(1,2)	0,79-1,89 1,34(1,9)

Примечание. В числителе даны минимальные и максимальные, а в знаменателе средние (в скобках в %) значения металлоемкости для групп проектов, разработанных в МССР.

смостойкость и материалоемкость. Этим институтом был разработан алгоритм определения оптимальных параметров конструктивных схем монолитных зданий по стоимостному критерию. Использование алгоритма при проектировании зданий с оптимальными параметрами при расчетной сейсмичности 7—9 баллов позволяет снизить их стоимость на 10—30%, объем капитальных вложений на 15—45%, эксплуатационные расходы на 6—35%, расход бетона на 15—45% и стали на 25—45%.

Изучение проектов монолитных зданий дает интересную информацию о связи между их материалоемкостью и архитектурно-планировочными параметрами. В последнее

Таблица 5. 3. Удельная металлоемкость основных конструктивных элементов монолитных зданий, возведенных в Кишиневе (по данным Госстроя МССР)

Наименование объекта	Расчетная сейсмичность	Расход натуральной стали на 1 м ² общей приведенной площади, кг/ %						
		фундаменты	наружные стены	внутренние стены	перекрытия	лифтоволестничные узлы	прочие элементы	всего
12-эт. общежитие по ул. Х. Ботева	7	5,27	7,23	11,04	18,07	2,03	2,27	45,91
		11,5	15,8	24,0	39,4	4,4	4,9	100
16-эт. жилой дом по Московскому проспекту	7	6,4	9,19	13,13	19,01	2,3	6,31	56,34
		11,4	16,3	23,3	33,07	4,1	11,2	100
То же, по ул. Куйбышева	8	11,11	11,38	16,93	19,35	2,36	8,86	70,0
		15,9	16,2	24,2	27,6	3,4	12,7	100
20-эт. жилой дом по ул. Мичурна	7	7,86	13,1	16,91	14,73	2,32	7,33	62,25
		12,60	21,0	27,2	23,7	3,7	11,8	100
То же, по ул. Оргеевской	8	15,43	11,73	18,47	14,63	2,05	6,77	69,08
		22,3	17,0	26,7	21,2	3,0	9,8	100

время в просяках монолитных зданий все отчетливее прослеживается тенденция добиваться их архитектурной выразительности за счет усложнения объемно-планировочного решения. Стены таких зданий характеризуются многочисленными закруглениями, выступами, изломами, разрывами в плане и т. п. (рис. 5.2), в связи с чем их металлоемкость в 1,4—1,6 раза оказывается больше, чем у зданий, имеющих менее сложные очертания в плане, архитектурная выразительность которых достигается разумным сочетанием конструктивно-планировочных объемов, декоративной отделкой фасадов, балконов и т. п.

По данным ТашЗНИИЭП [117] с повышением этажности монолитных зданий до 13—15 этажей их металлоемкость возрастает, после чего наступает стабилизация этого показателя (рис. 5.3). Объясняется это особенностями принятой СНиП спектральной кривой коэффициента динамичности β , учитываемого при расчете сейсмических сил. Исследования ТашЗНИИЭП показали, что при возведении зданий в несейсмических районах в переставной опалубке

оптимальным является узкий шаг поперечных стен ($3 \div 3,6$ м), а в сейсмических районах — широкий (до 6 м).

Детальное изучение проектов монолитных зданий приводит к выводу, что наиболее металлоемкими конструкциями являются стены и перекрытия (табл. 5.2). Поскольку из этих элементов стены характеризуются меньшей изученностью, то их следует рассматривать как основной резерв снижения металлоемкости монолитных зданий. На долю стен приходится 30—48% от общего расхода металла (М). Дифференцированная оценка металлоемкости наружных и внутренних стен показывает, что последние требуют относительно большего расхода металла (табл. 5.3).

5.2. НОРМАТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ И СЛОЖИВШИЕСЯ ПРИНЦИПЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ СТЕН

Арматура, устанавливаемая в стенах монолитных зданий, классифицируется на расчетную и конструктивную. Параметры *расчетной* арматуры определяются расчетом стен в плоскости на особое сочетание нагрузок. Устанавливается она обычно у торцевых граней стен (включая грани, образуемые проемами) в виде плоских каркасов с продольными стержнями диаметром не менее 8 мм и поперечными $d_x \geq 6$ мм, шаг которых при сейсмичности 7, 8 баллов не должен превышать соответственно 500 мм и 20d, 400 мм и 15d. Во всех случаях он не должен быть более 2b (b — толщина стены). Плоские каркасы рассредоточиваются на участках длиной $(0,1—0,2)h$ (h — длина стены) и объединяются в армоблоки горизонтальными стержнями (рис. 5.4).

Если по расчету арматура не требуется, то согласно нормам предусматривается *конструктивное* армирование стен:

а) в их пересечениях, в местах резкого изменения толщины и у торцевых граней вертикальными стержнями с площадью сечения 0,025% площади сечения ребра стены, но не менее 2 см²;

б) по всему полю вертикальной и горизонтальной арматурой с площадью сечения не менее 0,025% площади соответствующего сечения стены.

Эти требования по конструктивному армированию стен являются определяющими в формировании их металлоемкости. В этом нетрудно убедиться, анализируя данные

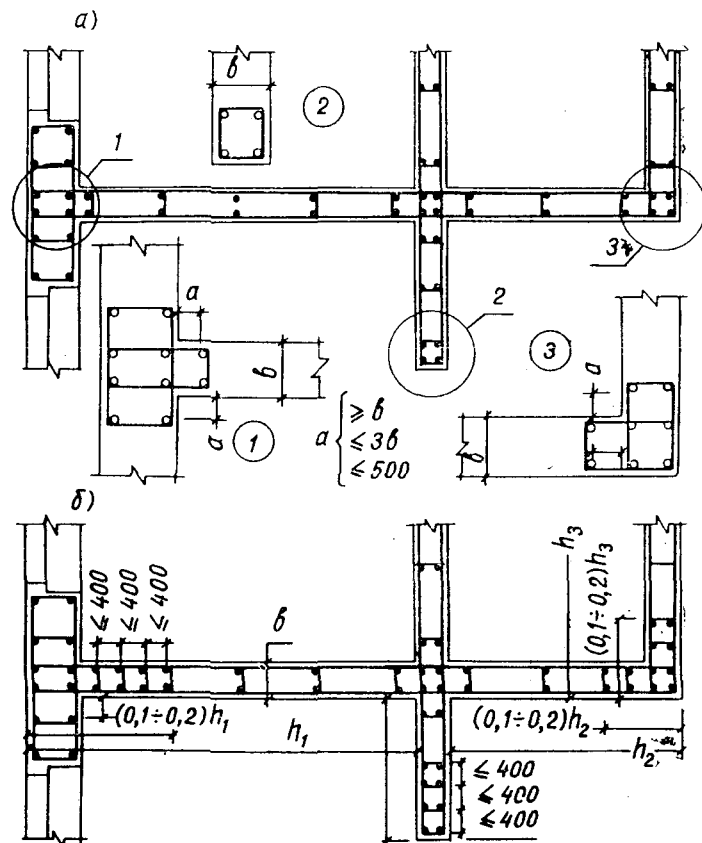


Рис. 5.4. Схемы конструктивного (а) и расчетного (б) армирования стен монолитных зданий, рекомендуемые РСН 13—87

табл. 5.4. При 7-балльной сейсмичности в 16-этажных зданиях расчетная арматура требуется только на первом этаже. Невелик ее удельный вес в общей металлоемкости зданий и при 8-балльной сейсмичности. Из этого следует два вывода.

Во-первых, значительное преобладание конструктивного армирования стен над расчетным свидетельствует о несовершенстве существующих методов расчета стен монолитных зданий. Для сравнения можно указать, что в балочных изгибаемых элементах, расчетный аппарат которых разработан достаточно хорошо, объем конструктивной арматуры (без учета монтажной) редко превышает 1—1,5%. Во-вторых, в поисках возможностей снижения металлоемкости стен максимум внимания следует уделить их конструктивному армированию.

При конструктивном армировании пространственные каркасы, устанавливаемые в пересечениях стен и у их торцевых граней (рис. 5.4), должны выполняться из продольных стержней диаметром не менее 6 мм и замкнутых хомутов $\varnothing 3$ —4 мм (устанавливаемых с шагом не более 500 мм и не более $2b$).

Полевое армирование стен, как правило, является конструктивным. В практике монолитного домостроения применяется несколько систем полевого армирования. Одна из них предусматривает армирование поля стен сварными сетками из арматурной проволоки диаметром 3—5 мм с шагом стержней $100 \div 250$ мм. Такие сетки устанавливаются у обеих плоскостей стен. Для фиксации их положения в опалубке они объединяются в армоблоки с помощью коротких стержней-шпилек ($\varnothing 6A-I$ в количестве 2—4 шт. на 1 м^2 стены) или монтажных плоских вертикальных каркасов, устанавливаемых с шагом $0,9 \div 1,2$ м. Продольные стержни в таких каркасах выполняют диаметром 6 мм.

Практика применения сетчатого полевого армирования стен монолитных зданий выявила негативные особенности этой системы. Прежде всего она отличается довольно большой трудоемкостью. Повышенная гибкость сеток затрудняет их установку в проектное положение. Поперечные стержни-шпильки перекрывают сечение стены, и тем самым ухудшают условия ее бетонирования. Монтажные вертикальные каркасы, характеризуясь невысокой жесткостью, мало способствуют устранению перечисленных недостатков, зато увеличивают расход стали на конструктивное армирование.

В этой связи ЦНИИЭПжилища и некоторые проектные институты страны разработали системы полевого армирования монолитных стен плоскими или пространственными каркасами (см. рис. 5.4), объединяемыми в арматурные блоки. Такие каркасы должны устанавливаться с шагом не более $0,9 \text{ м}^1$. Диаметр продольных стержней в них должен быть не менее 8 мм, а поперечных не менее 3 мм, при шаге не более 500 мм. Диаметр горизонтальных стержней для объединения плоских каркасов в армоблоки обычно принимают равным 6 мм, а их шаг не более 600 мм. Узкие простенки армируют минимум 4 продольными стержнями $d \geq 12$ мм и поперечными с шагом не более 400 мм, $2b$ и $20d$.

В последние годы некоторые проектные институты, ос-

¹ При использовании таких каркасов в качестве расчетной арматуры при работе стены из плоскости шаг их не должен превышать $0,4 \text{ м}$.

Таблица 5. 4. Расход расчетной и конструктивной арматуры на стены 16-этажных зданий (по данным ГПИ „Кишиневгорпроект“)

№ этажа	Общежитие по ул. Кока (8 баллов)				Жилой дом по ул. Набережной (7 баллов)			
	расчетная		конструктивная		расчетная		конструктивная	
	кг	%	кг	%	кг	%	кг	%
1	1396	64,4	773	35,6	794	30,3	1829	69,7
2	1396	64,4	773	35,6	-	-	2623	100
3	723	51,0	696	49,0	-	-	1472	100
4	723	51,0	696	49,0	-	-	1472	100
5	375	30,5	855	69,5	-	-	1459	100
6	-	-	1230	100	-	-	1459	100
7	-	-	1230	100	-	-	1459	100
8	-	-	1230	100	-	-	1419	100
9	-	-	1230	100	-	-	680	100
10	-	-	1230	100	-	-	680	100
11	-	-	1230	100	-	-	680	100
12	-	-	1230	100	-	-	680	100
13	-	-	1230	100	-	-	680	100
14	-	-	1230	100	-	-	680	100
15	-	-	1230	100	-	-	680	100
16	-	-	1230	100	-	-	654	100
Всего	4613	21	17 323	79	794	4,1	18 606	95,9

новываясь на приведенных выше нормативных требованиях, разработали системы унифицированного армирования наружных и внутренних стен монолитных зданий (рис. 5.5). Унификация арматурных изделий для стен, безусловно, существенно снижает суммарные трудозатраты на их возведение, но одновременно приводит к перерасходу стали. Поэтому это средство повышения уровня индустриализации монолитных зданий должно использоваться в разумных пределах.

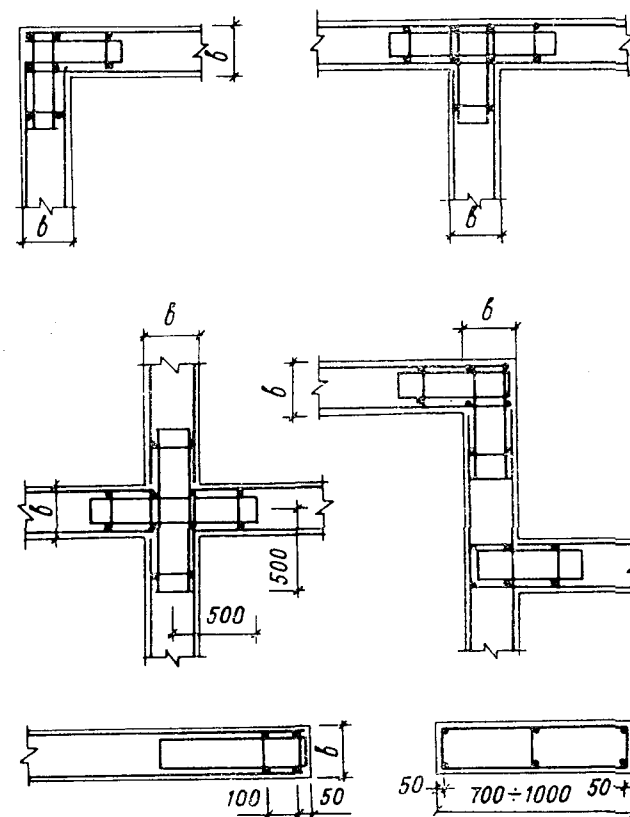


Рис. 5.5. Унифицированное армирование сопряжений монолитных стен, разработанное ГПИ «Кишиневгорпроект»

Исследованиями, выполненными ЦНИИЭПжилища, установлено [71], что достигнутые уровни металлоемкости монолитных зданий могут быть ощутимо снижены за счет применения экономичных конструкций наружных стен (например, в виде Г- и Т-образных керамзитобетонных блоков, применяемых в МССР) и более рационального армирования внутренних стен и перекрытий.

Уже сегодня можно привести примеры, подтверждающие это заключение. Так, Пятигорским филиалом «Ставропольгражданпроекта» совместно с ЦНИИЭПжилища разработаны проекты 9-этажных жилых домов для сейсмических районов Северного Кавказа с металлоемкостью 35—37 кг натуральной стали на 1 м² общей площади. П. Ф. Дроздовым внесено предложение об отказе от тра-

диционного армирования поля плит перекрытий за счет установки по периметру монолитных стен предварительно-напряженных брусьев [38] и т. д.

5.3. ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ СТЕН

Вряд ли нужно доказывать, что в основе конструирования любой железобетонной конструкции, в том числе и стен монолитных зданий, должны лежать результаты соответствующих расчетов. В этой связи, к сожалению, приходится констатировать явное несовершенство существующего расчетного аппарата монолитных зданий. Фактически при сейсмичности 7 баллов расчет зданий высотой до 12—14 этажей на особое сочетание нагрузок является пустой формальностью, поскольку заранее известно, что в результате его выполнения арматура не потребуется. Между тем вряд ли мы рискуем построить в условиях 7-балльной сейсмичности 14-этажное здание без единого арматурного стержня в стенах!

Поэтому магистральный путь к совершенствованию систем армирования стен монолитных зданий лежит через создание глубоко обоснованной методики их расчета, возможно полнее учитывающей величину реальных сейсмических сил, развитие пластических деформаций в конструкциях, возможность перераспределения в них усилий, пространственный характер работы зданий с учетом проявления высших форм колебаний, кручения и пр.

В этом направлении ведутся соответствующие исследовательские работы, но результаты их еще далеки от обобщения в единую расчетную методику. Поэтому пока приходится удовлетвориться анализом сложившихся принципов конструирования монолитных стен и по возможности усовершенствовать их, опираясь на накопленные результаты экспериментально-теоретического изучения поведения конструкций этого типа в различных силовых ситуациях.

Прежде всего рассмотрим функции **конструктивного армирования**. Не вызывает сомнений нормативное требование об установке вертикальной арматуры у торцевых граней простенков. На этих участках она необходима прежде всего для восприятия растягивающих напряжений, возникающих при изгибе стен. Однако непонятно, с какой целью следует предусматривать вертикальное армирование пересечений стен (рис. 5.4 и 5.5)? По условиям работы стены как в плоскости, так и из плоскости установка вертикаль-

ных каркасов в пересечениях стен не требуется. Скорее с помощью армирования следует обеспечивать совместность работы сопрягаемых стен. Но для этого нужны не вертикальные, а горизонтальные каркасы.

Судя по всему, истоки этого нормативного требования следует искать в практике проектирования крупнопанельных зданий. Из принципов конструирования **монолитных** зданий его безболезненно можно исключить.

Поскольку мы затронули вопрос контурного армирования, рассмотрим требование норм (в частности, РСН 13—87) о распределении его на участках длиной $(0,1—0,2)h$. Это требование созвучно имеющемуся в некоторых зарубежных нормах. Однако этим еще не доказывается его рациональность. Неясно, какова связь между длиной стены и длиной участка контурного армирования?

Основное назначение контурной арматуры — воспринимать растягивающие напряжения, возникающие при изгибе стены, и препятствовать раскрытию нормальных и наклонных трещин. С этой целью целесообразно располагать ее возможно ближе к торцевым граням стен. Однако при изменении знака горизонтальной нагрузки (например, при сейсмическом воздействии) растянутые контурные стержни могут оказаться сжатыми, и тогда возникнет опасность их выпучивания. Вероятность этого тем выше, чем меньше толщина защитного слоя бетона и шаг поперечных стержней.

В этой связи, казалось бы, увеличением размера a_2 (рис. 5.6,а) можно добиться предотвращения выпучивания по крайней мере внутренней пары стержней вертикального каркаса, устанавливаемого у торцевой грани стены. Однако это не так, поскольку увеличение a_2 никак не отражается на величине защитного слоя a_3 , в силу чего, предотвращая опасность выпучивания стержней в плоскости стены, мы оставляем неизменной возможность их выпучивания из ее плоскости, что и наблюдалось при испытании фрагментов монолитных стен (см. рис. 3.59).

Заметим, что выполнение рассматриваемого нормативного условия может привести к ничем не оправданному развитию одного из размеров поперечного сечения вертикальных контурных каркасов и, как следствие, — к перерасходу стали. Например, при длине сплошной стены $h=12$ м длина участка, занимаемого торцевым каркасом ($L_{рк}$), должна находиться в пределах 1,2—2,4 м. При таких цифрах, согласно СНиП II-21—75, в каркасах необходимо предусматривать дополнительные вертикальные стержни. Помимо этого установление величины $L_{рк}$ от 0,1 до

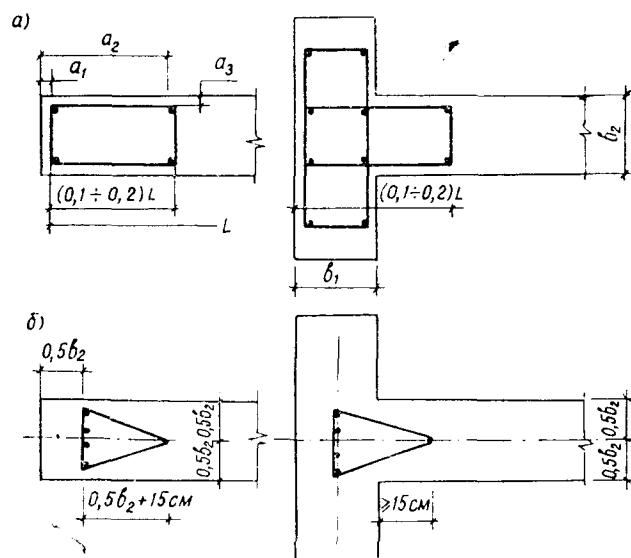


Рис. 5.6. К выбору длины участка рассредоточения контурной арматуры

0,2 длины стены не способствует унификации каркасов контурного армирования стен.

Очевидно, вероятность выпучивания вертикальных стержней будет наименьшей, когда они отстоят от свободных поверхностей стен на величину, равную половине толщины стены. Это условие без особого труда можно выполнить, заменив тривиальные прямоугольные каркасы на менее металлоемкие треугольные (рис. 5.6,б).

А. Е. Fiorato, R. G. Desterle, J. E. Carpenter [141] в качестве меры против выпучивания сжатых стержней, предлагают косвенное армирование опорных зон стен в местах установки вертикальных каркасов. Однако, как они отмечают, и эта мера лишь частично препятствует нежелательному деформированию этих стержней.

Одним из важнейших аспектов проблемы конструирования стен монолитных зданий является выявление роли **полевой** арматуры, предусматриваемой, как правило, по конструктивным требованиям. Несмотря на малый процент армирования (0,05%), на долю конструктивного полевого армирования приходится 40—55% всей стали, расходуемой на стены монолитных зданий повышенной этажности.

Естественно возникает вопрос: каковы функции этой арматуры при работе зданий в нормальном эксплуатационном режиме и при сейсмическом воздействии. Судя по со-

ответствующим публикациям, среди специалистов нет единого мнения по этому вопросу. Об этом свидетельствуют и строительные нормы разных стран. Так, по некоторым зарубежным нормам минимальный процент полевого армирования (0,25%)² в пять раз превышает величину, установленную СНиП 2.03.01—84.

Для того чтобы разобраться в назначении полевого армирования стен, рассмотрим наиболее вероятные его функции. Это:

1) восприятие напряжений, возникающих вследствие усадки и ползучести бетона, а также при температурных перепадах;

2) восприятие напряжений, появляющихся при эксплуатации зданий в результате явлений, не учитываемых расчетом (случайные эксцентриситеты сил, местные крутящие моменты, неравномерные деформации стен, их первичное напряженное состояние, история загрузки и т. п.);

3) обеспечение прочности стен при работе из плоскости;

4) увеличение несущей способности стен при работе в плоскости.

Из этого перечня первые две причины можно отбросить. Сделать это позволяют как действующие нормы, так и опыт эксплуатации монолитных зданий в **несейсмических** районах.

Согласно «Руководству по проектированию конструкций и технологии возведения монолитных бескаркасных зданий» конструктивное вертикальное армирование по полю стены необходимо предусматривать только в тех случаях, когда от расчетных нагрузок в сечении возникают растягивающие напряжения, или когда в полностью сжатом сечении $\sigma_{y(min)} \leq 1 \text{ МПа}$ при $\sigma_{y(max)} \geq 0,8 R_b$. Если же перечисленные условия не имеют места, то полевая арматура не предусматривается.

Указанное Руководство распространяется на проектирование зданий для **несейсмических** районов. В стенах многих таких зданий, в том числе повышенной этажности, полевая арматура отсутствует, что не препятствует их нормальной эксплуатации в течение длительного срока. Из этого следует, что требование обязательной установки полевой арматуры в стенах монолитных зданий нужно рассматривать как дань возможному сейсмическому воздействию. Считается, что в такой силовой ситуации она необходима,

² В зарубежной практике стены-диафрагмы в большинстве случаев входят в состав рамно-связевых систем и воспринимают большую часть сейсмической нагрузки.

однако это положение, узаконенное нормами, по мнению автора, не имеет убедительного основания.

Для того чтобы разобраться в этом вопросе, рассмотрим работу стен из плоскости и в плоскости. При их деформировании из плоскости возможны две силовые ситуации: статическая и динамическая.

Часто расчеты стен в статическом режиме при основном сочетании нагрузок показывают, что их прочность при внецентренном сжатии из плоскости обеспечивается бетонным сечением, т. е. без армирования³.

При работе здания в динамическом режиме (например, при сейсмическом воздействии) имеет место деформация стен, или так называемый мембранный эффект, обусловленный продольным изгибом относительно тонких стен.

При действии знакопеременной горизонтальной нагрузки в стене может возникнуть сетка из пересекающихся наклонных трещин, в результате чего стена окажется раздробленной на отдельные куски бетона.

Можно предположить, что не будучи связанными между собой полевой арматурой, эти куски бетона в силу мембранного эффекта могут выпасть из поврежденного участка стены, что повлечет за собой снижение ее несущей способности. Развивая эту гипотезу разрушения стены, логично допустить, что стержни полевой арматуры могут сыграть в этом случае положительную роль, связывая упомянутые куски бетона и препятствуя их выпадению из плоскости стены.

Объективным противоречием этой гипотезе является отмеченное при знакопеременном нагружении панелей (см. раздел 3.2.5) выпучивание стержней полевых сеток, способствовавшее выдавливанию кусков бетона из стен и образованию в них пустот значительных размеров (см. рис. 3.61). Такой вид разрушения не наблюдался в панелях без полевой арматуры.

До недавнего времени объективная информация о поведении монолитных зданий при сильных землетрясениях по существу отсутствовала. Этот пробел был ликвидирован в 1986 году, когда в зоне сильного Карпатского землетрясения оказалось свыше 120 монолитных зданий высотой от 8 до 24 этажей. Все они получили повреждения различной степени, а несколько зданий оказалось в аварийном состоянии. Характер повреждения их стен был разнообразным, включая и трещины по наклонным сечениям, но не было ни одного примера разрушения стены вследст-

вие ее раскалывания на отдельные куски и их выпадения. Наряду с этим довольно часто отмечалось раздробление и выкрашивание бетона стен по причине его низкой прочности. В таких случаях довольно тонкие и редко поставленные стержни полевой арматуры не только не смогли воспрепятствовать выкрашиванию рыхлого бетона, но в известной мере способствовали этому своим выпучиванием.

Конечно, для того чтобы полноценно разобраться в функциях полевой арматуры стен, желательно располагать информацией о их поведении в динамическом режиме при высоких уровнях горизонтальной инерционной нагрузки. Такие сведения могут быть получены, например, при вибрационных испытаниях зданий⁴.

Из перечисленных в начале настоящего раздела возможных функций полевой арматуры стен нам осталось рассмотреть влияние этой арматуры на несущую способность стены при одновременном действии вертикальных и горизонтальных сил в ее плоскости.

В табл. 5.5 даны результаты испытаний фрагментов стен с близкими значениями прочности бетона. При их рассмотрении прежде всего обращает внимание тот факт, что во всех случаях усиление контурного армирования с $2\varnothing 14$ до $4\varnothing 14$ обусловило существенный (до 50—70%) рост несущей способности стен. Эти же опыты выявили малоэффективность полевого армирования. Так, при одинаковом контурном армировании образцов серий «А» и «Г» установка полевой арматуры привела к увеличению несущей способности фрагментов стен примерно на 25%, при том что процент полевого армирования ($\rho_{sq} = \rho_{sw}$) в этих образцах достигал 0,2%, т. е. в четыре раза превышал установленный СНиП 2.03.01—84 конструктивный минимум. Если же с помощью уравнений (4.24)—(4.29) оценить рост несущей способности испытанных фрагментов стен за счет полевого армирования при $\rho_{sq} = \rho_{sw} = 0,05\%$, то искомый эффект составит лишь около 3,5%.

О том, насколько рациональнее расходовать сталь на контурное армирование стен, нежели на полевое при работе их в своей плоскости, еще более наглядно свидетельствует рисунок 5.7. Для получения представленных на нем данных, используя уравнения (4.24)—(4.29), был рассчитан ряд панелей, которые можно разбить на две группы.

К первой из них относились панели, размеры которых полностью соответствовали размерам образцов, фигуриро-

³ См., например, отчет ЦНИИЭПжилища по хоздоговору № 6726 с КТИ Минпромстроя СССР. М., 1983.

⁴ С этой целью в г. Кишиневе проведено испытание до разрушения двух 6-этажных фрагментов монолитных зданий с помощью мощной вибрационной машины.

Таблица 5.5. Несущая способность фрагментов стен, испытанных по схеме (показанной на рис. 3.34), при $N = 840$ кН, $e_0 = 80$ см

Шифр серии образцов	Армирование		Предел прочности бетона при сжатии, R_b , МПа	$Q_u(\varepsilon)$, кН	$Q_u(\varepsilon)_{\max}$ $Q_u(\varepsilon)_{\min}$
	контурное	полевое			
А	4 \varnothing 14А-III 2 \varnothing 14А-III	— —	23,3 21,2	60 280	1,64
Б	4 \varnothing 14А-III 2 \varnothing 14А-III	Наклонные каркасы 4 \varnothing 5 Вр-1	19,9 23,6	510 290	1,76
В	4 \varnothing 14А-III 2 \varnothing 14А-III	Диагональные каркасы 4 \varnothing 5 Вр-1	22,6 20,4	530 340	1,56
Г	4 \varnothing 14А-III 2 \varnothing 14А-III	Сетки \varnothing 5 Вр-1 с ячейками 100×100 мм	23,6 20,3	580 360	1,61

Примечание: $Q_u(\max)$ и $Q_u(\varepsilon)_{\min}$ — значения несущей способности образцов с контурным армированием соответственно 4 \varnothing 14 и 2 \varnothing 11.

вавших в опытах КПИ им. С. Лазо (см. рис. 3.34). Расчетные модели этих образцов загружались вертикальной нагрузкой $N=840$ кН с эксцентриситетом $e_0=80$ см. Панели второй группы от панелей первой группы отличались только тем, что имели меньшую длину ($h=130$ см; $\beta=1$) и загружались такой же вертикальной нагрузкой, но с эксцентриситетом $e_0=40$ см. В пределах каждой группы имелись панели только с контурной арматурой (S), либо только с вертикальной (S_q) или горизонтальной (S_w) полевой.

Анализ результатов этого расчетного исследования приводит к следующим выводам, имеющим прямое отношение к разработке систем оптимального конструирования стен монолитных зданий.

1. С уменьшением геометрической характеристики стен β , начиная от его предельного для широких участков стен значения, равного единице, эффективность всех видов армирования (за исключением горизонтального полевого) с увеличением его мощности возрастает. Абсолютное участие арматуры S_w в формировании несущей способности стен практически не изменяется с изменением их геометрической характеристики.

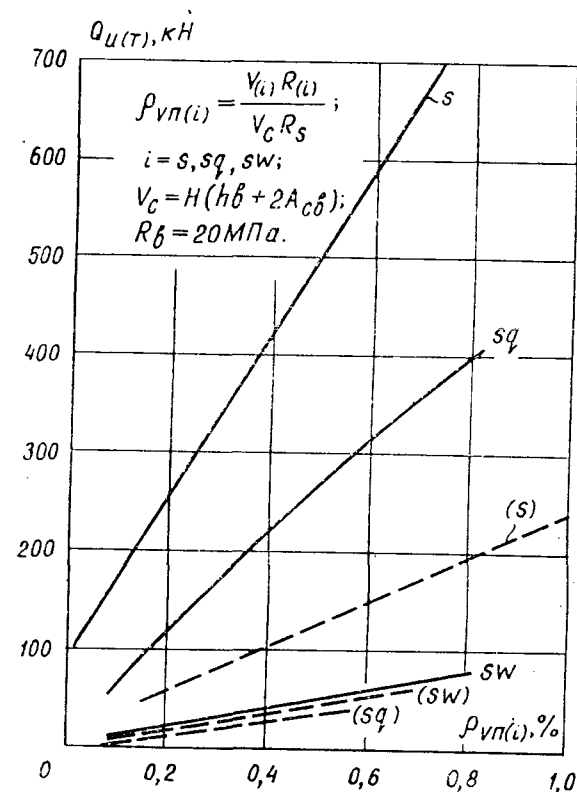


Рис. 5.7. Зависимость несущей способности панелей с $\beta=0,54$ и 1 (в скобках) от объемного процента $\rho_{vn(i)}$ контурного (S), полевого вертикального (S_q) и горизонтального (S_w) армирования

2. В квадратных стенах ($\beta=1$) эффективность вертикального (S_q) и горизонтального (S_w) полевого армирования почти одинакова, но с уменьшением β четко проявляется более высокая целесообразность вертикального полевого армирования по сравнению с горизонтальным. В этой связи заметим, что в реальных зданиях стены с $\beta=1$ являются лишь частным случаем широких участков стен.

3. Во всех случаях эффективность контурного армирования намного выше, чем полевого (особенно горизонтального). Здесь уместно напомнить, что зарубежные нормы рекомендуют горизонтальную полевую арматуру как одно из основных средств борьбы со сдвиговым характером разрушения стен.

Все эти выводы так или иначе подтверждаются экспериментальными данными, полученными лабораторией сейсмостойкого строительства КПИ им. С. Лазо и некоторы-

ми зарубежными авторами. Суммируя экспериментальные и теоретические данные о функциях контурной и полевой арматуры стен, можно констатировать следующее.

Контурная арматура относится к числу основных слагаемых несущей способности стен монолитных зданий. Помимо этого она обеспечивает пластичный характер их деформирования, что весьма важно при сейсмическом воздействии.

Полевая арматура в существенно меньшей степени (при равноценных расходах стали) участвует в формировании несущей способности стен в их плоскости и в большинстве случаев не оказывает влияния на пластичность их деформирования. В качестве исключения, пожалуй, следует указать только на полевое армирование наклонными и диагональными каркасами из арматуры с явно выраженными пластическими свойствами. Такие конструкции отличаются повышенной пластичностью деформирования (см. рис. 3.61).

Имеющиеся экспериментальные результаты статических испытаний стеновых панелей и изучение характера повреждения стен монолитных зданий при Карпатском землетрясении 1986 г. негативно характеризуют роль полевой арматуры в работе стен, во всяком случае при относительно низком процентном содержании, характерном для практики отечественного монолитного строительства.

Все это приводит к выводу, что в случаях, когда требуется по расчету несущая способность стен может быть обеспечена только контурной арматурой и сжатым бетоном, от полевой арматуры можно отказаться. Вывод этот подтвердили соответствующие динамические испытания фрагментов монолитных зданий, проведенные в г. Кишиневе.

В этой связи уместно напомнить о продемонстрированной при землетрясениях высокой сейсмостойкости каркасно-каменных зданий высотой до 9 этажей [45]. Железобетон (причем слабоармированный) в их стенах имеется только в местах сопряжений, а поле стен обычно выполняется из низкопрочной кладки, характеризующейся к тому же крайне слабым сцеплением раствора с камнем ($R_t \leq 0,06$ МПа). Предлагаемый отказ от полевого армирования позволит существенно снизить металлоемкость монолитных стен, а в необходимых случаях высвободит металл для усиления контурного армирования. В этом случае монолитные здания превращаются в здания со своеобразным скрытым каркасом, заполнение ячеек которого выполнено из довольно прочного бетона.

Заканчивая рассмотрение функций полевого армирования, необходимо еще раз обратить внимание на то, что в современной практике монолитного домостроения для полевого армирования стен очень широко применяется проволока из стали классов Вр-1 и В1. Эти хрупкие сорта стали полностью лишены возможности пластического деформирования, поэтому полевая арматура из такой стали оказывается совершенно бесполезной, так как она разрывается еще до достижения стеной предельного состояния.

До недавнего времени в отечественной практике проектирования сейсмостойких бескаркасных зданий мало уделялось внимания пластичности их деформирования в динамическом режиме работы. Между тем эта характеристика стен с позиций сейсмостойкости имеет не менее важное значение, чем их несущая способность. А для обеспечения требуемых уровней пластичности деформирования стен их необходимо армировать сталью с явно выраженными пластическими свойствами.

Применявшиеся до настоящего времени принципы армирования монолитных стен в значительной мере заимствованы из практики конструирования стен крупнопанельных зданий, чья работа в различных условиях довольно хорошо изучена. В меньшей степени основой для разработки этих принципов послужило соответствующее изучение монолитных зданий. Осязательные результаты этих исследований проявились лишь недавно. Они и сейчас еще недостаточно полны, однако уже позволяют внести некоторые предложения по изменению принципов конструирования монолитных стен. Основные из этих предложений следующие.

1. Основой армирования монолитных стен должна являться контурная арматура, параметры которой, как правило, следует назначать по результатам расчета зданий на особое сочетание нагрузок. В большинстве случаев контурное армирование должно выполняться унифицированными каркасами небольшого количества типоразмеров. Мощность контурного армирования при использовании таких каркасов может изменяться путем варьирования диаметра продольных стержней (d).

Для предотвращения выпучивания продольных стержней контурной арматуры толщина защитного слоя бетона должна быть не менее $(2,5-3)d$, а шаг замкнутых хомутов на участках высотой $0,25 H$ (считая от опорного сечения) — не более $10d$.

2. Как правило, поле стен армировать не следует. По-

мимо снижения металлоемкости стен отказ от полевого армирования позволит снизить общую трудоемкость работ по возведению стен и улучшит качество их бетонирования.

В РСН 13—87 это предложение пока реализовано для зданий с расчетной сейсмичностью 7 баллов и высотой до 2 этажей.

3. В тех случаях, когда необходимость полевого армирования обоснована надлежащим образом, выполнять его целесообразно наклонными или диагональными каркасами, учитываемыми в расчетах прочности и деформативности стен.

4. Пересечения стен не следует армировать вообще, поскольку появление в них расчетной арматуры маловероятно, а в конструктивной арматуре нет необходимости.

5. Арматура (как продольная, так и поперечная) для стен монолитных зданий должна иметь явно выраженные пластические свойства. От применения для этой цели хрупких сортов стали следует отказаться.

6. УСИЛЕНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ, ПОВРЕЖДЕННЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯМИ

Интенсивное развитие бескаркасного домостроения в районах с высокой сейсмичностью обусловило возникновение задачи по усилению таких зданий после сильных землетрясений, поскольку действующие нормы допускают при землетрясениях расчетной силы повреждения конструкций зданий, не угрожающие жизни людей и сохранности оборудования.

Задача эта довольно специфична и, как мы убедимся, не может быть решена только на основе накопленного опыта усиления разнообразных, но в большинстве случаев одиночных, железобетонных конструкций.

6.1. СПЕЦИФИКА ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

Сильное землетрясение в условиях массовой застройки железобетонными бескаркасными зданиями может привести к необходимости усиления весьма большого объема железобетонных конструкций, причем в очень сжатые сроки, поскольку речь идет о восстановлении нормальных условий труда и быта для больших масс людей. При землетрясении 1986 г. только в одном 9-этажном монолитном здании общежития по ул. Волкова в Кишиневе возникло 1017 м трещин с шириной раскрытия от 0,2 до 30 мм. Это землетрясение оставило без крова 14 457 человек, вывело из строя 126 школ, 95 дошкольных учреждений, 65 больниц и поликлиник.

Специфика восстановительных работ в зданиях после землетрясения заключалась и в том, что в большинстве случаев желательно усиление конструкций производить, не прерывая эксплуатации зданий. Следует помнить и то, что из всех видов конструкций (каменных, деревянных, стальных и др.) труднее всего усиливать железобетонные. Для этого обычно требуются специальные приспособления и оборудование, а также соответственно обученные рабочие и технический персонал.

6.2. КЛАССИФИКАЦИЯ ПОВРЕЖДЕНИЙ

Как показало Карпатское землетрясение 1986 г., в монолитных бескаркасных зданиях повреждения могут получить практически любые конструктивные элементы: стены, перекрытия, их сопряжения, перегородки и лифтово-лестничные узлы.

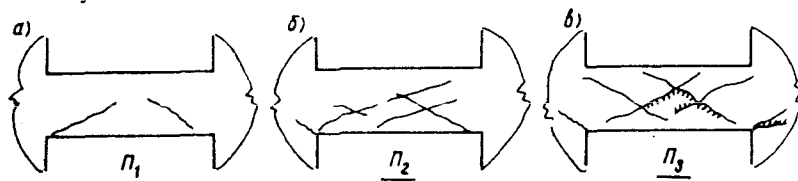


Рис. 6.1. Характер повреждения перемычек

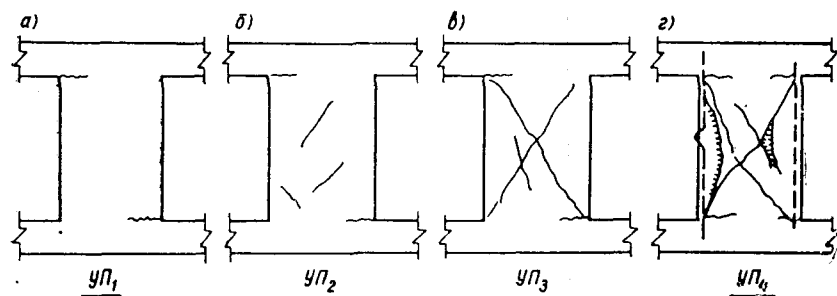


Рис. 6.2. Характер повреждения узких простенков

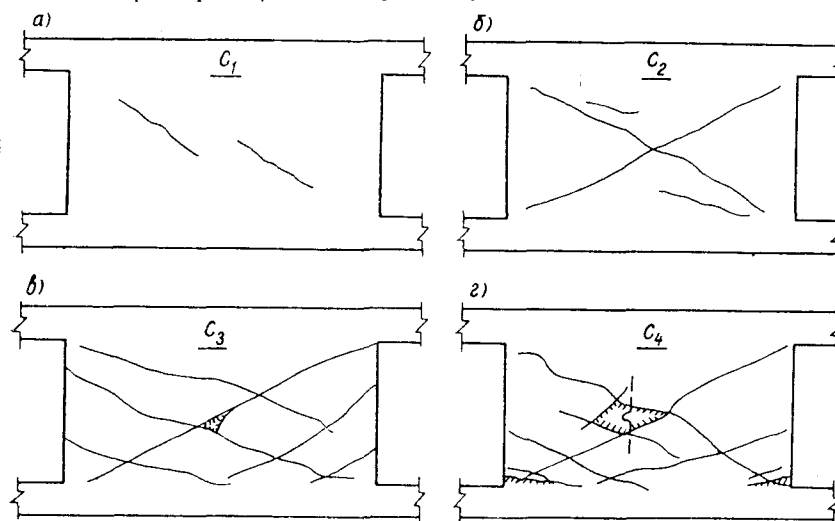


Рис. 6.3. Наиболее распространенные виды повреждения широких простенков

Таблица 6.1. Основные виды поврежденных стеновых конструкций

Конструктивный элемент стены	Характер повреждения	Степень повреждения	Условное обозначение повреждения
1	2	3	4
Перемычки	Волнистые одиночные трещины, не пересекающие опорных зон (рис. 6.1, а)	1	П ₁
	Косые и пересекающиеся трещины с шириной раскрытия до 0,5 мм. Повреждение опорных зон (рис. 6.1, б)	2	П ₂
	Многочисленные пересекающиеся трещины, раздробление и выпадение бетона. Трещины и смятие бетона в опорных зонах (рис. 6.1, в)	3	П ₃
Узкие простенки с $\beta \geq 1$ монолитных стен	Горизонтальные или слегка наклонные короткие трещины в опорных зонах (рис. 6.2, а)	1	УП ₁
	Отдельные, не доходящие до граней простенка косые трещины с шириной раскрытия до 0,3 мм (рис. 6.2, б)	2	УП ₂
	Пересекающиеся косые трещины с шириной раскрытия свыше 0,3 мм (рис. 6.2, в)	3	УП ₃
	Раскрывшиеся пересекающиеся трещины, смятие и выкрошивание бетона, в отдельных случаях выпучивание арматуры (рис. 6.2, г)	4	УП ₄
	Горизонтальные трещины в опорных сечениях или отдельные наклонные с шириной раскрытия до 0,3 мм (рис. 6.3, а)	1	С
Широкие простенки с $\beta < 1$ и	Отдельные пересекающиеся косые трещины с шириной раскрытия до 0,3 мм (рис. 6.3, б)	2	С ₂

Окончание табл. 6.1

1	2	3	4
сплошные участки монолитных стен	Многочисленные пересекающиеся трещины, следы смятия бетона по полю стены, выпучивание отдельных полевых стержней (рис. 6.3, в)	3	C ₃
	Раскрывшиеся пересекающиеся трещины, смятие и выкрошивание бетона (возможно и в опорных зонах, что наиболее опасно). Возможен разрыв отдельных полевых стержней и выпучивание контурной арматуры (рис 6.3. г) Срез стен по горизонтальной плоскости	4	C ₄
Сборные наружные стены	Трещины по монтажным швам сборных элементов	1-2	C ₁ C ₂
Сопряжение стен между собой	Отрыв сопряженных стен друг от друга	3-4	CC ₃ CC ₄

Поскольку степень аварийности зданий в первую очередь определяется состоянием его стен, рассмотрим возможные виды их повреждения. Для удобства анализа они сведены в табл. 6.1, которая представляет собой попытку классифицировать эти повреждения по степени опасности и необходимости ликвидации. Естественно, что по мере накопления соответствующей информации эта таблица может быть видоизменена.

Как правило, неусиленными можно оставлять конструкции только с 1-й степенью повреждения. Повреждения 2-й и 3-й степени требуют принятия различных мер по усилению пострадавших конструкций.

Конструкции с 4-й степенью повреждения следует рассматривать как аварийные, нуждающиеся в срочном усилении. При наличии большого объема таких повреждений, грозящих общей аварией здания, последнее должно быть освобождено от пребывания людей. Применительно к конкретному зданию, пострадавшему при землетрясении,

задача по его усилению заключается в восстановлении его первоначальной способности противостоять обычным эксплуатационным и расчетным сейсмическим воздействиям.

Все перечисленные в табл. 6.1 виды повреждений стен монолитных зданий имели место в застройке Кишинева после землетрясения 1986 г. Некоторые из них встречались в большом объеме в десятках зданий.

Перед специалистами сейсмостойкого строительства Молдавии возникла сложная задача по устранению этих повреждений. Можно сказать, что она возникла впервые, поскольку в силу относительной новизны массового бескаркасного строительства (крупнопанельного и монолитного) районы его широкого распространения не подвергались сильным землетрясениям. Для решения этой задачи прежде всего необходимо было изучить накопленный в этом плане опыт.

6.3. ОТЕЧЕСТВЕННЫЙ И ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Необходимость в усилении железобетонных конструкций возникла ненамного позже начала их распространения в жилищном и особенно промышленном строительстве. Поэтому в этом направлении работали и продолжают работать многие научно-исследовательские организации страны: ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, НИИЖБ, НИС Гидропроекта, ВНИИГ, ТбилЗНИИЭП, КиевЗНИИЭП, ТашЗНИИЭП, ИСМИС АН ГССР, ИМИС АН УзССР, МИСИ, ОИСИ, КПИ им. С. Лазо и др.

С интересующих нас позиций эти работы можно объединить в две большие группы. Первая из них, более емкая, охватывает разработку способов восстановления разнообразных инженерных конструкций (балок, колонн, ферм и т. п.), а вторая включает работы, посвященные крупнопанельным зданиям, пострадавшим при землетрясениях. Таких работ относительно немного. Совершенно отсутствуют работы по усилению поврежденных монолитных зданий.

Восстановление и усиление железобетонных конструкций в принципе возможно без изменения и с изменением их статической расчетной схемы [80; 83; 116].

Способы реконструкции железобетонных элементов с сохранением их первоначальной расчетной схемы основаны обычно на увеличении их поперечного сечения за счет устройства односторонних наращиваний (например, по

методу И. М. Литвинова), двусторонних накладок, обойм и т. п.

Несмотря на известную эффективность, этим способам присущи очевидные недостатки. Во-первых,— это трудности обеспечения совместной работы основной конструкции и элементов усиления. Преодоление их связано с работами большой трудоемкости и не менее большими расходами стали и бетона. Во-вторых, восстановление или усиление такими способами конструкций приводит к заметному увеличению их массы, что с позиций сейсмостойкости нежелательно.

Этих недостатков в большей или меньшей степени лишены способы усиления конструкций путем изменения их первоначальной расчетной схемы. При реализации этих способов выполняют дополнительные опоры, разгрузочно-регулирующие устройства и различного рода затяжки. В отечественной практике широко применяется разработанный Н. М. Онуфриевым [83] метод усиления конструкций с помощью преднапряженных затяжек.

После землетрясений часто приходится сталкиваться с необходимостью восстановления общей пространственной жесткости здания. В этих случаях прибегают к устройству преднапряженных тяжей, железобетонных или металлических поясов и шпонок, дополнительных несущих рам и различного рода фиксаторов [116].

Все перечисленные приемы восстановления и усиления железобетонных конструкций в достаточной мере разработаны и апробированы на практике. Однако этот, несомненно, ценный опыт может лишь частично быть использован при восстановительных работах после землетрясений в силу присущей этим работам специфики.

Разработка способов усиления зданий, пострадавших в результате сейсмических воздействий, была начата в нашей стране после ряда сильных землетрясений, имевших место во второй половине сороковых годов, и особенно после Ташкентского землетрясения 1966 г. Это последнее послужило толчком к созданию специальных Рекомендаций [93]. Заметим, что во время Ташкентского землетрясения 1966 г. крупнопанельные здания находились преимущественно в районе Челанзар, где сила сейсмического воздействия была относительно небольшой.

Серьезному экзамену крупнопанельные здания по существу впервые были подвергнуты во время Газлийских землетрясений [39]. Будучи запроектированными без учета сейсмических воздействий, они получили самые различ-

ные повреждения, явившиеся своеобразным материалом для разработки способов усиления крупнопанельных зданий. Серьезные повреждения получили крупнопанельные здания также при землетрясениях в Джамбуле и Петропавловске-Камчатском.

Все это привело к активизации исследований, направленных на разработку эффективных методов усиления железобетонных зданий.

Интересные исследования, имеющие непосредственное отношение к восстановлению монолитных зданий, были проведены в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко [35]. Они показали, что устранение наиболее характерных дефектов монолитных стен (срывов при бетонировании, раковин и каверн) обычными ординарными способами не обеспечивает полноценное восстановление монолитности, а следовательно, и прочности стен.

Из числа таких способов наименее эффективно ручное заполнение пустот бетоном либо затирка их раствором. При условии тщательной расчистки плоскостей с рыхлым бетоном последующее их торкретирование либо бетонирование с вибрированием позволяет на 60—80% устранить снижение несущей способности конструкции, вызванное местным ее ослаблением. Максимальный эффект (80—90%) достигается инъецированием цементного раствора в рыхлые полости бетона.

В опытах ряда зарубежных авторов [134; 153], проводивших испытания фрагментов железобетонных стен горизонтальной нагрузкой, замена в доведенных до разрушения панелях поврежденного бетона новым позволила восстановить их несущую способность в среднем на 80 процентов.

В последние 15—20 лет в СССР и за рубежом интенсивно изучается возможность восстановления поврежденных железобетонных конструкций путем инъецирования в их трещины полимерраствора. Наилучшим образом зарекомендовали себя растворы на основе эпоксидных смол. В течение нескольких десятков лет они успешно применялись при замоноличивании стыков сборных преднапряженных мостов в СССР, США, Канаде, Австралии, Франции и др. странах. С помощью полимерраствора в 1972—1973 гг. были проведены ремонтно-восстановительные работы в Токийском метрополитене. Перечень таких примеров может быть значительно продлен.

Широкому применению эпоксидных смол для восстановления различных железобетонных конструкций сопутствовали соответствующие, довольно разносторонние, ис-

следования, охватывавшие конструктивные, технологические и экономические аспекты [62].

Для восстановления зданий, пострадавших при землетрясении, полимерраствор впервые был применен в 1964 г. в Анкоридже, а затем на Аляске (1964 г.), в Сан-Франциско (1971 г.), Манагуа (1972 г.), Газли (1976, 1985 гг.) и др. После разрушительного землетрясения в Никарагуа (1977 г.) значительное число зданий было восстановлено с помощью эпоксидных полимеррастворов. В их числе Американский банк, Национальный дворец, гостиница «Интерконтиненталь», международный аэропорт, а также больницы, школы и жилые дома [132].

Полимеррастворы на основе эпоксидных смол, обладая пониженной усадкой и высокими клеящими способностями при самых различных условиях отверждения, позволяют инъектировать трещины шириной раскрытия от 0,05 мм.

По восстановлению железобетонных конструкций с помощью полимеррастворов накоплена обширная информация, подтверждающая высокую эффективность этого метода. У нас в стране его изучением занимался ряд научных коллективов. Большие работы в этом направлении выполнены в ТбилЗНИИЭП и ТашЗНИИЭП, в частности, были проведены испытания на перекося крупнопанельной стены до разрушения, после чего она была восстановлена с помощью полимерраствора и испытана повторно. При этом ее несущая способность и жесткость оказались выше исходных величин соответственно на 15 и 7,7% [2]. Испытания модели каркасного здания в 1/3 натуральной величины, выполненные ТашЗНИИЭП [98], показали, что с помощью полимерраствора можно восстановить первоначальную жесткость конструктивной системы и повысить ее несущую способность, а также деформативные и энергетические запасы.

Важным итогом работ ТбилЗНИИЭП, ТашЗНИИЭП и др. организаций, изучавших возможность восстановления и усиления железобетонных конструкций с помощью полимеррастворов, явились рекомендации по усилению и восстановлению полимеррастворами каркасных и крупнопанельных зданий [91; 92]. К сожалению, приходится констатировать, что восстановление поврежденных землетрясениями железобетонных конструкций с помощью инъектирования полимеррастворов пока не получило у нас в стране широкого применения. Причина заключается в том, что отечественная промышленность не изготавливает необходимых для этого приспособлений и аппаратуры. Нет обыч-

но среди строителей и специалистов, умеющих пользоваться этой аппаратурой.

После землетрясений в Газли восстановление стыков крупнопанельных зданий выполнялось с помощью полимеррастворных армированных шпонок — ПАШ. Оценка эффективности восстановления стыков крупнопанельных зданий с помощью ПАШ включала расчетно-теоретические исследования, лабораторные и натурные испытания фрагментов стыковых соединений, вибрационные испытания натурного здания и его фрагмента [31]. Позитивное содержание результатов этих исследований усиливают данные о поведении во время Газлийского землетрясения 1984 г. зданий, усиленных с помощью ПАШ. Конструкция ПАШ, их расчет, технология устройства, составы полимеррастворов, инструменты и оборудование, применяемые на работах по восстановлению конструкций, отражены в Рекомендациях [92].

Опыт организации восстановительных работ после сильных землетрясений в СССР систематизирован в монографиях А. И. Мартемьянова [66; 67; 68], В. А. Харитоновой и В. А. Шолохова [115].

6.4. УСИЛЕНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ В КИШИНЕВЕ ПОСЛЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ 1986 Г.

Судя по данным табл. 1.2, после землетрясения 1986 г. в восстановлении конструкций нуждалось около 40 монолитных зданий. В подавляющем большинстве случаев требовалось локальное усиление отдельных конструкций: перемычек, простенков, перегородок и т. п. Наряду с этим некоторые из зданий нуждались в общем усилении стен. Все эти здания были возведены в скользящей опалубке и имели многочисленные дефекты в виде раковин, прослоек рыхлого бетона, каверн и пустот значительных размеров.

В соответствии со сложившейся картиной повреждений зданий были разработаны два комплекса мер по усилению пострадавших конструкций. Первый из них, предложенный ГПИ «Кишиневгорпроект», предусматривал локальное усиление отдельных конструктивных элементов с помощью обычных средств в виде стальных обойм, односторонних и двусторонних железобетонных «набетонок» и т. п. (рис. 6.4). К середине 1988 г. такие восстановительные работы были выполнены трестом «Монолитстрой» на 19 объектах. В большинстве случаев их стоимость не выходила за пределы 5—15% первоначальной стоимости здания.

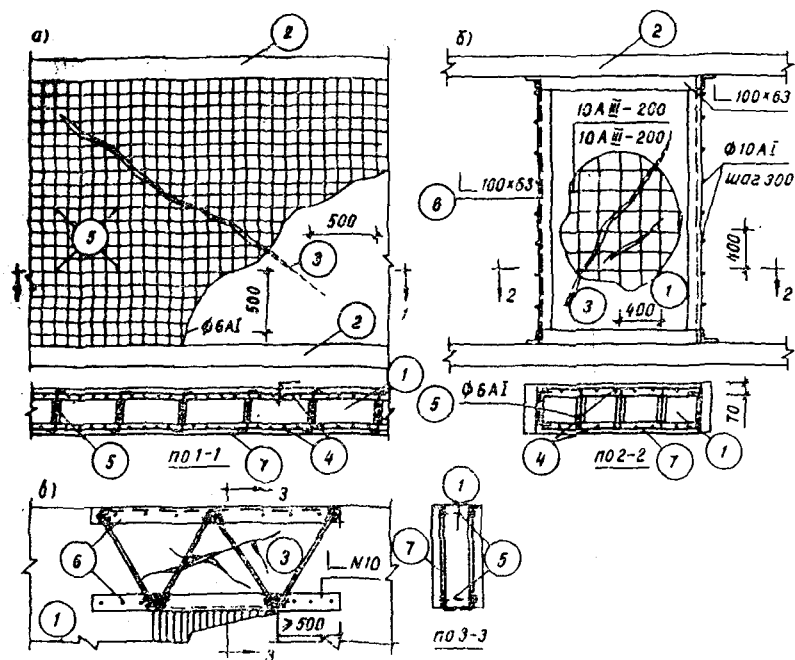


Рис. 6.4. Примеры локальных усиления стен:
1 — стена; 2 — перекрытия; 3 — трещина; 4 — арматурные сетки; 5 — анкера; 6 — стальные уголки; 7 — бетон

Второй комплекс усиления поврежденных монолитных зданий разработан ГПИ «Молдгипрострой». Предназначен он для случаев массового повреждения стен, наблюдавшихся при особенно низком качестве их выполнения.

Этот комплекс предусматривал глобальное усиление стен здания железобетонными монолитными обоймами. Для предотвращения разрушения стены во время ее подготовки к бетонированию, т. е. при удалении рыхлого бетона, расчистке каверн и трещин, сверлении отверстий по обеим плоскостям стены предусматривается установка защитных рам с шагом стоек 1,2—1,5 м (рис. 6.5). Помимо этого перед обетонированием стены с каждой ее стороны закрепляется по две металлические сетки.

Металлоемкость этого варианта усиления составляет около 100 кг/м² общей площади здания, что почти вдвое превышает его исходную металлоемкость. Этот факт указывает на необходимость корректировки рассматриваемого варианта усиления стен. Совершенно безболезненно с каждой стороны стены можно предусмотреть лишь по одной арматурной сетке. За счет этого существенно улучшатся

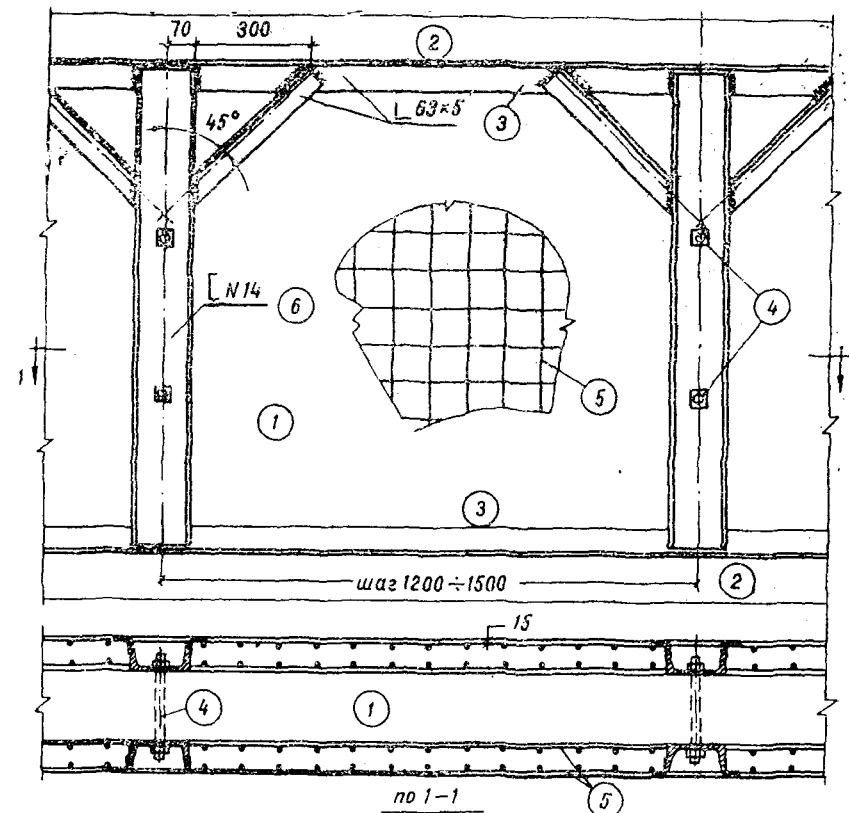


Рис. 6.5. Усиление поврежденных стен по предложению ГПИ «Молдгипрострой»:

1 — стена; 2 — перекрытия; 3 — ригели стальной рамы; 4 — стяжные болты; 5 — арматурные сетки; 6 — стойки стальной рамы

ся условия бетонирования обойм усиления и снизится расход металла.

Помимо этого расчетная проверка указала на излишнюю мощность стальных рам. От многих промежуточных стоек в них можно отказаться, а стационарные ригели заменить на съемные инвентарные. В сумме эти меры позволяют несколько снизить весьма высокую стоимость ремонтно-восстановительных работ по рассматриваемому варианту.

Достаточно сказать, что для проведения только подготовительных работ по сплошному усилению стен здания железобетонными обоймами необходимо демонтировать все оконные и дверные коробки, водопроводную, канализационную, отопительную и газоподводящую системы, осветительную и слаботочные электросистемы, снять со значи-

тельной площади полы, очистить все стены от штукатурки и рыхлого бетона, промыть их поверхности.

После усиления стен необходимо заново выполнить все сантехнические, электротехнические, отделочные и др. работы. Даже без соответствующих расчетов ясно, что стоимость ремонтно-восстановительных работ в этом случае будет близка к первоначальной стоимости дома, а суммарные трудозатраты могут оказаться даже выше, чем при первоначальном его возведении.

В числе монолитных зданий, сильно пострадавших от землетрясения 1986 г., оказался 16-этажный жилой дом, возведенный в скользящей опалубке по проспекту Мира, 36. Это здание было запроектировано, исходя из условия 7-балльной расчетной сейсмичности. Согласно карте микросейсмораионирования, утвержденной после строительства здания, площадка, на которой оно построено, характеризуется 9-балльной сейсмичностью для определенного частотного диапазона, в пределах которого оказалась частота собственных колебаний рассматриваемого здания.

Этот дом был возведен на монолитной плите толщиной 100 см из тяжелого бетона марки 200. Его наружные и внутренние стены толщиной соответственно 37 и 18 см выполнены из керамзитобетона с объемной массой 1600 кг/м³, перегородки — из кирпича, монолитные перекрытия — из тяжелого бетона марки 200 со шпоночным опиранием на стены. Стены цокольного этажа дома возводились в зимнее время и в них был уложен бетон без противоморозных добавок. Еще до землетрясения отмечались значительные деформации этих стен, сопровождавшиеся смятием рыхлого бетона в простенках, откалыванием их граней и защитного слоя бетона, а также выпучиванием вертикальных арматурных стержней.

Частые косметические ремонты цокольного этажа здания лишь на время скрывали серьезные повреждения его стен. Землетрясение проявило их в полной мере. В плане здания они сконцентрировались преимущественно в одной его половине, в связи с чем эта часть здания, лишившись фактически опоры в нижней части, превратилась в своеобразную консоль, защемленную в менее пострадавшей второй половине дома. То, что здание после землетрясения работало именно по такой статической схеме, подтверждалось образованием продольных трещин в перекрытиях выше 8-го этажа. Эти трещины проходили в плоскости сопряжения более и менее пострадавших частей здания.

Неуклонное развитие в нем деформаций требовало принятия срочных мер. В этой ситуации усиление стен, почти

полностью потерявших несущую способность, с помощью обычных железобетонных «рубашек» не могло обеспечить желаемый результат по двум причинам. Во-первых, очистка стен от рыхлого и раздробленного бетона перед их бетонированием была чревата опасностью их обрушения. Во-вторых, включение в работу стен «рубашек» усиления могло произойти лишь по истечении определенного срока, необходимого для набора прочности монолитного бетона. За это время развитие деформаций в здании могло приобрести критический характер.

В силу этих обстоятельств было принято решение о немедленном замоноличивании (полном или частичном) большинства оконных и дверных проемов в наиболее пострадавших стенах цокольного этажа. Предварительно проемы освобождались от дверных либо оконных коробок, после чего в каждой из них устанавливались стальные рамы из прокатной стали (рис. 6.6), сечения их стоек определялись по результатам расчета здания на основное сочетание нагрузок в предположении нулевой несущей способности разрушенных стен цокольного этажа на половине его площади.

Плотное примыкание ригелей рам к бетону перемычек стен обеспечивалось с помощью стальных клиньев. К стойкам рам с обеих сторон проема приваривались арматурные сетки из стержней $\varnothing 8-10$ мм, после чего проем заполнялся высокомарочным бетоном. Благодаря организации прогрева, уже через сутки его кубиковая прочность достигала 15 МПа. Эти меры позволили в течение суток остановить развитие деформаций в здании. Прекратились разрывы гипсовых «маяков»; новые трещины в стенах и перекрытиях не появлялись.

Вторым этапом работ по ликвидации аварийного состояния описываемого здания явилось массовое усиление стен цокольного этажа с помощью монолитных железобетонных «рубашек». Эта работа выполнялась по схеме, согласно которой усилению подвергалось одновременно не более 2—3 простенков, расположенных в различных частях здания.

Подготовка простенков к усилению заключалась в их очистке от рыхлого бетона, промывке поверхностей и двустороннем армировании сетками ($\varnothing 8-10$ мм; $a_x=10-15$ см). Между собой сетки соединялись металлическими штырями, проходившими через сверленные отверстия в стенах. Штыри устанавливались с шагом $50-70$ см и приваривались к сеткам. Бетонирование «рубашек» велось полойно с постепенным наращиванием опалубки. Бетон по-

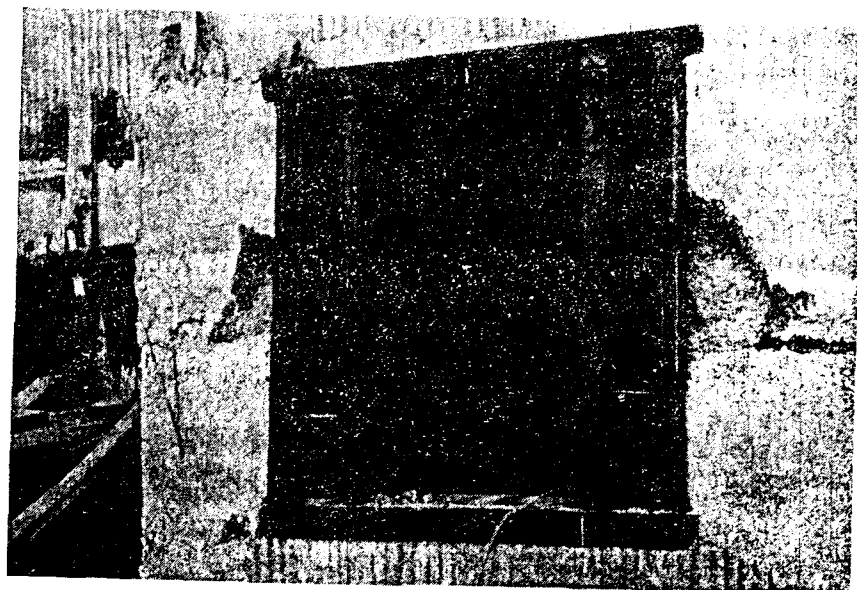
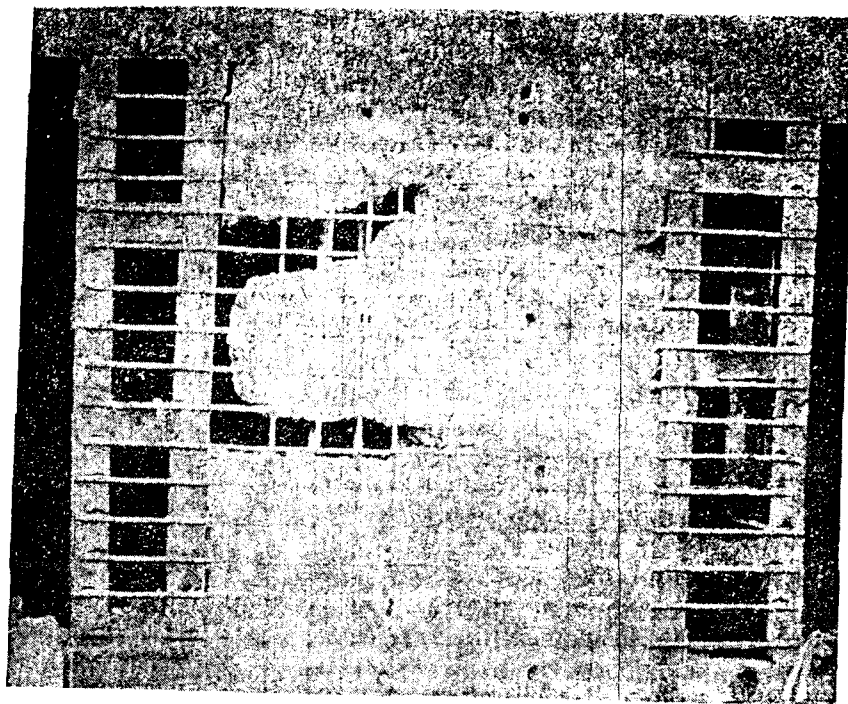


Рис. 6.6. Усиление цокольного этажа аварийного 16-этажного здания по пр. Мира в Кишиневе

давался бетононасосом. Реализация описанных мер позволила полностью восстановить несущую способность здания и обеспечить его дальнейшую нормальную эксплуатацию.

На некоторых объектах для усиления стен применялась разработанная специалистами треста «Монолитстрой» торкретустановка.

6.5. ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО УСИЛЕНИЮ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ

Обобщая и анализируя материалы о поведении монолитных зданий при Карпатском землетрясении 1986 г. и опыт проведения после него ремонтно-восстановительных работ, можно сделать ряд существенных выводов.

Прежде всего следует обратить внимание на то, что современные монолитные здания рассчитываются на эксплуатацию в течение 100—150 лет. Каждое из них при эксплуатации в сейсмическом районе в течение этого срока неизбежно подвергнется воздействию одного или нескольких сильных землетрясений. В последнем случае будет иметь место эффект накопления и развития повреждений конструкций.

Исходя из этого, следует решить принципиальный вопрос: какие повреждения можно допустить в монолитных зданиях при землетрясениях расчетной силы? Ответ на этот вопрос должен учитывать два обстоятельства. Во-первых, интенсивное разворачивание монолитного домостроения в сейсмических районах, во-вторых, повышенную трудоемкость, а в ряде случаев и стоимость работ по усилению железобетонных конструкций.

Согласно действующим нормам [112] при землетрясении расчетной силы в конструкциях жилых, общественных, производственных и сельскохозяйственных зданий и сооружений допускаются повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования. Такую формулировку можно трактовать по-разному. В принципе она допускает повреждения 3-й и даже локально 4-й степени и, как следствие,— узаконивает такую ситуацию, когда в результате сильного землетрясения в районе массовой застройки монолитными зданиями многие из них получают повреждения, не угрожающие жизни людей в условиях нормальной эксплуатации, но требующие усиления конструкции, причем в ограниченные сроки¹. Ведь известно, что в ряде случаев

¹ Такие районы уже есть в нашей стране и количество их увеличивается.

интервалы между землетрясениями большой силы в одном каком-либо регионе весьма коротки (Ташкент, 1966 г.; Газли, 1976 г.).

Если взвесить все сказанное, то экономическая целесообразность допущения в большом количестве зданий повреждений, возникающих одновременно и требующих ликвидации в короткие сроки, представляется довольно сомнительной. Неразумна, конечно, и альтернатива в виде полного запрета на какие-либо повреждения конструкций.

Практика строительства, эксплуатации и усиления монолитных зданий в Кишиневе показала, что оптимальное решение поставленного вопроса соответствует равенству расходов на усиление поврежденных конструкций расходам, необходимым для того, чтобы эти повреждения не допустить. Исходя из этого условия, в зданиях массовой застройки при землетрясениях расчетной силы можно допустить повреждения, не требующие устранения², и локальные повреждения, которые могут быть устранены оперативно, без нарушения эксплуатационного режима работы здания. Заметим, что перечень последних по мере совершенствования способов массового усиления железобетонных конструкций будет расширяться.

Выше часто употребляли термин «землетрясение расчетной силы». В этой связи следует обратить внимание на то, что в результате различных причин, одна из которых — деятельность человека, — в последние годы наблюдается повышение расчетной сейсмичности многих районов нашей страны. За последние 20 лет площадь высокосейсмических районов (7 баллов и выше) увеличилась более чем в 1,5 раза [67]. Закономерным стало внесение существенных коррективов в карты сейсморайонирования после сильных землетрясений, т. е. сложилась ситуация, когда интервалы между изменениями в расчетной сейсмологической ситуации короче продолжительности службы зданий и сооружений. Это обстоятельство обязывает еще более осторожно относиться к выбору разрешаемых видов повреждений конструкций при землетрясениях.

Наряду с этим в практике сейсмостойкого монолитного домостроения следует учитывать возможность появления необходимости в усилении большого количества зданий в сжатые сроки, иными словами — нужно готовиться к сильному землетрясению.

² К таковым можно отнести повреждения I степени (см. рис. 6.1—6.3).

До недавнего времени так вопрос не ставился. Однако целый ряд сильных землетрясений за сравнительно короткий срок в районах с интенсивным строительством убедительно показал, что в стране необходима организация службы по ликвидации последствий землетрясений. Для ее организации прежде всего необходимо интенсифицировать разработку научно обоснованных методов массового восстановления и усиления различных строительных конструкций, и в первую очередь железобетонных, как наиболее распространенных и трудно поддающихся усилению.

На базе этих исследований нужно составить соответствующие нормативные документы и инструкции. Отечественная промышленность должна наладить выпуск инструмента, приспособлений и оборудования, необходимых для усиления конструкций апробированными методами. В сейсмических районах страны следует создать сеть специализированных РСУ, которые в обычное время будут выполнять работы по реконструкции зданий и сооружений, а после землетрясений — заниматься восстановлением пострадавших конструкций.

Опыт проведения восстановительных работ в Молдавии после землетрясения 1986 г. наглядно продемонстрировал, что следствием отсутствия должной готовности региона к землетрясению являются:

большой психологический ущерб, получаемый населением;

неоправданные материальные, трудовые и финансовые затраты на восстановление поврежденных конструкций;

ущерб, являющийся следствием выхода из строя на длительные сроки различных предприятий;

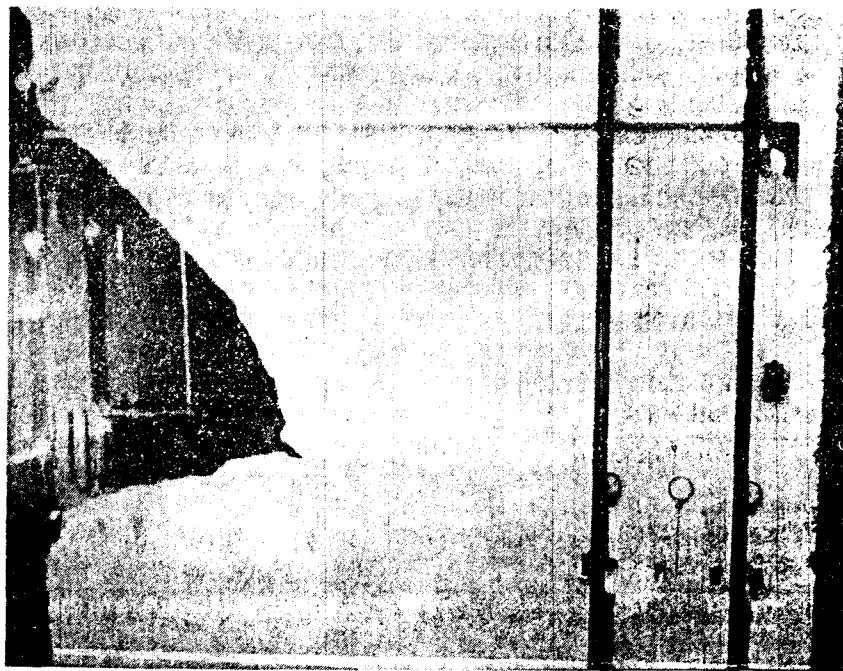
отвлечение на продолжительное время большого количества строительных рабочих и ИТР от возведения плановых объектов и т. п.

Т а б л и ц а 6. 2. Результаты двукратных испытаний стеновых панелей

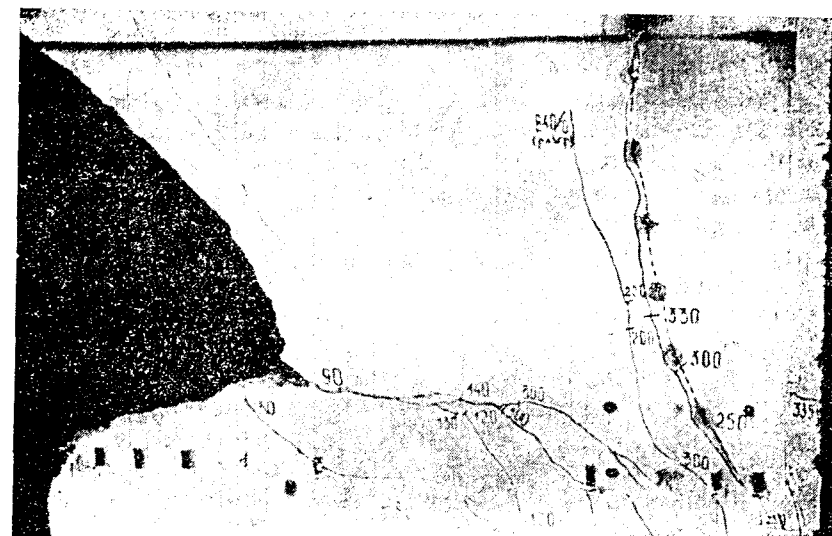
Шифр панели	Параметры вертикальной нагрузки		R_b , МПа	Армирование		Разрушающая нагрузка в кН при испытании	
	N , кН	e_0 , см		контурное	✓ полевое	первичном	повторном
БВ-1	840	80	18,3	2Ø14А-III	—	340	335
БВ-2	840	80	12,2	4Ø14А-III	Диагональные каркасы 4Ø5 В1	490	480



a



б



в

Рис. 6.7. Панель БВ-1 после первичного испытания (а), после усиления перед повторным испытанием (б) и после его проведения (в)

Часто при решении судьбы поврежденной конструкции стремятся именно «восстановить» ее первоначальное состояние. А в этом не всегда есть необходимость. Достаточно вспомнить методы усиления балок с помощью преднапряженных горизонтальных и шпренгельных затяжек. Распространяется этот вывод и на стены монолитных зданий. Не все трещины и выколы бетона, возникающие в них, являются опасными и нуждающимися в ликвидации (например, путем трудоемкого инъецирования полимеррастворами). В подтверждение приведем результаты испытаний двух стеновых железобетонных панелей³. Их размеры и схема нагружения показаны на рис. 3.34, а основные прочностные характеристики и результаты испытаний приведены в табл. 6.2.

Каждая панель испытывалась дважды. В результате первичного испытания до полного исчерпания несущей способности в ней появлялись и раскрывались многочисленные трещины, разрушалась сжатая зона в опорном сечении и развивалась деформация текучести в растянутой арматуре (рис. 6.7).

По окончании первичного испытания панели БВ-1 и снятии горизонтальной нагрузки произошло выпучивание растянутых стержней контурной арматуры и выкол примы-

³ Ответственный исполнитель испытаний — В. А. Буровенко.

кавшего к ним большого массива бетона. При подготовке этой панели к повторным испытаниям деформированные арматурные стержни были вырезаны и заменены такими же новыми. Восстановлению с помощью полимерраствора была подвергнута раздробленная сжатая зона опорного сечения по длине панели около 10 см и заинъектирована трещина, начинавшаяся в этой зоне и пересекавшая все поле панели по слегка наклонной траектории⁴. Все остальные трещины не инъектировались, а выколовшийся большой массив бетона в растянутой зоне панели был удален без какого-либо замоноличивания образовавшейся полости (см. рис. 6.7).

В таком состоянии панель была подвергнута повторному испытанию, которое пришлось прекратить из-за отрыва одного из растянутых контурных стержней от анкерной арматуры нагрузочной зоны панели. Однако при этом нагрузка на панель практически достигла максимального значения, установленного при первичном испытании.

В панели БВ-2 контурная арматура не заменялась; восстановлению подвергалась только сжатая зона опорного сечения. Повторные испытания конструкции были прекращены в связи с разрывом одного из контурных растянутых стержней в зоне сварки с анкерной арматурой.

Представленные на рисунке 6.8 графики дают представление об изменении жесткости панелей при принятых мерах по их усилению после доведения до разрушения.

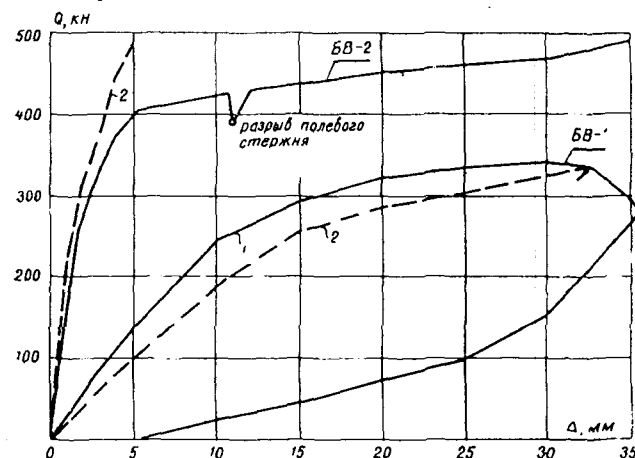


Рис. 6.8. Графики горизонтальных перемещений верха панелей БВ-1 и БВ-2 относительно низа при первичных (1) и повторных (2) испытаниях

⁴ На рис. 6.7 эта трещина показана пунктиром.

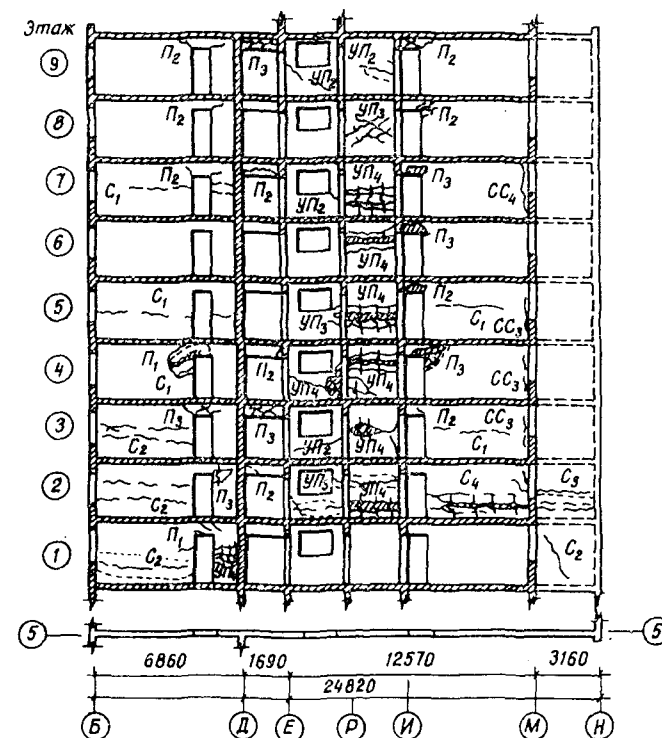


Рис. 6.9. Карта повреждений одной из стен 9-этажного здания, получившего повреждения 4-й степени

Описанный эксперимент не претендует на право законченного исследования, определяющего методику усиления поврежденных стен монолитных зданий, однако об одном свидетельствует достаточно четко: для восстановления несущей способности стен не все полученные ими повреждения должны быть ликвидированы.

Направленность работ по усилению стен, их составов и методика выполнения должны базироваться на четком понимании напряженно-деформированного состояния стен до получения ими повреждений, изменений, которые эти повреждения внесли в это состояние, и того, каким оно может и должно быть в период дальнейшей эксплуатации усиленной конструкции в обычных и экстремальных условиях.

Приведенные выше экспериментальные данные довольно наглядно демонстрируют, что при выборе мер по усилению стен монолитных зданий прежде всего следует уделять внимание их контурной арматуре, усиливая ее в необходимых случаях, и сжатым зонам приопорных сечений

(с учетом знакопеременности сейсмической нагрузки). Далеко не всегда возникает необходимость в глобальном усилении стен железобетонными «рубашками», широко применявшемся в восстановительных работах в Кишиневе.

В большинстве случаев, как свидетельствует характер повреждений монолитных зданий в Кишиневе, их усиление должно носить комплексно-индивидуальный характер, т. е., с одной стороны, учитывать специфику повреждений, их объем и расположение по зданию, а с другой — базироваться на применении должным образом разработанных, по возможности эффективных приемов. Во многих из этих приемов целесообразно применение полимеррастворов для инъектирования отдельных трещин и замоноличивания рыхлых и выкрошившихся участков стен.

Исследования, выполненные в лаборатории сейсмостойкого строительства КПИ им. С. Лазо, показали, что полимеррастворы могут быть эффективно применены для усиления поврежденных стен монолитных зданий с помощью мелкоячеистых проволочных сеток или арматурных скоб (по типу ПАШ), перекрывающих пучки трещин.

Выбор методов усиления здания, пострадавшего в результате землетрясения, должен осуществляться на основе тщательного изучения карт повреждений, составляемых при его детальном обследовании (рис. 40). Анализ этих карт следует завершать составлением сводной таблицы повреждений с классификацией по типам, установленным соответствующими нормами. Для каждого типа повреждений принимается наиболее эффективный метод восстановления. Такая процедура позволяет отказаться от разработки проекта усиления зданий и тем самым сделать процесс его восстановления более оперативным.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аграновский В. Д., Векслер В. Л., Лишак В. И. Экспериментальные исследования многпустотных перекрытий и их стыков со стенами: Сб. «Конструкции крупнопанельных зданий». — М.: ЦНИИЭПжилища, 1980.
2. Александрян Э. П., Цикаридзе Д. А. Результаты испытания несущей способности стеновой панели, восстановленной методом инъектирования полимеррастворов: Сб. тр. / ТбилЗНИИЭП. Тбилиси, 1980.
3. Альтшуллер Е. М., Глина Ю. В. Монолитный бетон в сельском домостроении // Жилищное строительство. — 1985. — № 10.
4. Ашкинадзе Г. Н. Нелинейное деформирование и предельные состояния бескаркасных жилых зданий при сейсмических воздействиях: Сб. «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов». — М.: ЦНИИЭПжилища, 1981.
5. Ашкинадзе Г. Н. Влияние наклонных трещин на сейсмостойкость железобетонных стен жилых зданий: Сб. «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов». — М.: ЦНИИЭПжилища, 1986. — С. 27—33.
6. Ашкинадзе Г. Н., Барков Ю. В., Глина Ю. В., Мартынова Н. Г. Исследование работы бескаркасных жилых зданий при горизонтальных нагрузках: Сб. «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов». — М.: ЦНИИЭПжилища, 1986. — С. 5—16.
7. Ашкинадзе Г. Н., Мартынова Л. Д., Соколов М. Е., Мартынова Н. Г. Результаты экспериментальных исследований вертикальных стыковых соединений монолитных стен при сдвиге: Сб. «Монолитное домостроение». — М., 1986. — С. 53—70.
8. Ашкинадзе Г. Н., Мартынова Л. Д. Исследование работы бескаркасных сборно-монолитных сейсмостойких зданий на натурном фрагменте: Сб. «Монолитное домостроение». — М.: ЦНИИЭПжилища, 1982. — С. 3—23.
9. Ашкинадзе Г. Н., Скрипник Т. В. Экспериментальные исследования влияния технологических швов на напряженно-деформированное состояние монолитных стен: Сб. «Монолитное домостроение». — М.: ЦНИИЭПжилища, 1982. — С. 24—36.
10. Барков Ю. В., Глина Ю. В. Экспериментальные исследования работы монолитных зданий при испытании крупномасштабной модели: Сб. «Конструкции крупнопанельных зданий». — М.: ЦНИИЭПжилища, 1980.
11. Барков Ю. В. Запас прочности конструкций сейсмостойких бескаркасных зданий: Сб. «Конструкции крупнопанельных зданий». — М.: ЦНИИЭПжилища, 1980.
12. Белов В. П. Монолитный железобетон. — М.: Знание, 1977.
13. Белокопъ А. Н. Вопросы проектирования и строительства зданий из монолитного бетона в двенадцатой пятилетке // Жилищное строительство. — 1987. — № 8.

14. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. СНиП II-21—75— М.: Стройиздат, 1976.
15. Бетонные и железобетонные конструкции. СНиП 2.03.01—84.— М.: Стройиздат, 1985.
16. Бидный Г. Р., Клованич С. Ф., Осадченко К. А. Расчет железобетонных конструкций при сложном нагружении методом конечных элементов // Строительная механика.— 1986.— № 5.— С. 22—26.
17. Бидный Г. Р. Расчет железобетонных конструкций методом конечных элементов. Кишинев, 1979.
18. Бидный Г. Р., Клованич С. Ф., Имас В. Г., Осадченко П. А. Исследование нелинейного деформирования стен бескаркасных жилых зданий методом конечных элементов: Сб. «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов».— М.: ЦНИИЭП-жилища, 1986.— С. 68—75.
19. Болбочан Э. Д. Зарубежный опыт монолитного домостроения / Экспресс-инф. МолдНИИТИ.— Кишинев, 1986.
20. Бондарь Я., Шевцов П. Опытное строительство монолитных жилых домов // На стройках России.— 1986.— № 8.
21. Бориев В. С.-Г. Влияние поперечных сил на работу железобетонных стен жилых зданий: Сб. «Конструкции полносборных жилых зданий».— М.: ЦНИИЭП-жилища, 1983.— С. 19—24.
22. Бориев В. С.-Г. Предельные состояния бетонных стен бескаркасных гражданских зданий при сложном нагружении: Сб. «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов».— М.: ЦНИИЭП-жилища, 1986.— С. 17—26.
23. Бориев В. С.-Г. Прочность плоскостных стеновых конструкций бескаркасных жилых зданий при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил: Автореферат диссертации.— М.: ЦНИИЭП-жилища, 1987.
24. Булгаков Л. Д. Опыт архитектурной реконструкции жилого дома // Архитектура СССР.— 1934.— № 12.
25. Бурчу В. И., Корейба С. А., Люненко Ю. К., Негура Н. Г. Работа узлов сопряжения сборных многупустотных плит перекрытий с монолитными стенами: Сб. «Расчет, проектирование и возведение зданий и сооружений».— Кишинев: Штинца, 1986.
26. Бычкова Н. С. Современные системы скользящей и самоподъемной опалубки // Экспресс-инф. ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, серия «Специальные строительные работы». Вып. 6.— М., 1986.
27. Валь Е. Г. Испытание 16-этажного монолитного бескаркасного жилого дома горизонтальной нагрузкой // Бетон и железобетон.— 1974.— № 1.
28. Веригин К. П. Сопротивление бетона при совместном воздействии осевых и поперечных сил // Бетон и железобетон.— 1960.— № 10.
29. Вибрационные испытания зданий.— М.: Стройиздат, 1972.
30. Временные указания по проектированию и строительству монолитных и сборно-монолитных зданий повышенной этажности в Молдавской ССР. РСН-13—77.— Кишинев, 1977.
31. Газлийский землетрясения 1984 г.— М.: Наука, 1988.
32. Гениев Г. А., Киссюк В. Н., Тюпин Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона.— М.: Стройиздат, 1974.— 316 с.
33. Глина Ю. В. Об учете нелинейных деформаций перемычек при расчете бескаркасных зданий из монолитного бетона на горизонтальные нагрузки: Сб. «Монолитное домостроение».— М.: ЦНИИЭП-жилища, 1986.— С. 33—49.
34. Голышев А. Б., Бачинский В. Я., Полищук В. П. и др. Проектирование железобетонных конструкций.— Киев: Будивельник, 1985.
35. Горшков Ю. К. Эффективность различных способов устранения дефектов бетонирования стен в подвижной опалубке: Сб. «Анализ причин аварий и повреждений строительных конструкций».— М.: Стройиздат, 1973.
36. Дроздов П. Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов.— М.: Стройиздат, 1977.
37. Дроздов П. Ф., Додонов М. И., Панышин Л. Л., Саруханян Р. Л. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов.— М.: Стройиздат, 1986.
38. Дроздов П. Ф. Многоэтажный дом из монолитного бетона с минимальным армированием: Сб. «Индустриальные методы монолитного домостроения».— М.: Госгражданстрой, 1987.
39. Жунусов Т. Ж., Исков И. Е., Ротгауз Б. А. Анализ повреждений жилых крупнопанельных и кирпичных зданий в Бухаре во время Газлийских землетрясений // Реф.-информация «Сейсмостойкое строительство». Серия XIV. Вып. 3.— М., 1977.
40. Залесов А. С., Ильин О. Ф., Титов И. А. Сопротивление железобетонных балок действию поперечных сил. Напряженное состояние перед разрушением. Опыт построения новой теории прочности балок в зоне действия поперечных сил.— В кн.: Новое о прочности железобетона.— М.: Стройиздат, 1978.
41. Залесов А. С. Новый метод расчета прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям.— В кн.: Расчет и конструирование железобетонных конструкций. Вып. 39.— М.: Изд. НИИЖБ, 1977.
42. Залесов А. С. Расчет по прочности наклонных сечений. Расчет по образованию наклонных трещин. Расчет по раскрытию наклонных трещин.— В кн.: Новое в проектировании железобетонных конструкций.— М.: Стройиздат, 1978.
43. Залесов А. С. Сопротивление железобетонных элементов при действии поперечных сил. Теория и новые методы расчета прочности: Автореферат докторской диссертации.— М.: 1980.
44. Залигер Р. Железобетон, его расчет и проектирование.— М.—Л.: Госиздат, 1928.
45. Измайлов Ю. В. Сейсмостойкость каркасно-каменных зданий.— Кишинев: Картя Молдовеняскэ, 1975.
46. Измайлов Ю. В. Теоретические и экспериментальные исследования железобетонных стен бескаркасных зданий при динамических нагрузках: Сб. «Развитие методов расчета на сейсмостойкость».— М.: ЦНИИСК, 1987.
47. Измайлов Ю. В., Кирпий А. Ф. и др. Сейсмостойкость монолитных зданий в Кишиневе при землетрясении 1986 г. // Жилищное строительство.— 1987.— № 8.
48. Индустриальные методы монолитного домостроения: Сб. тезисов сообщений Всесоюзного совещания в Вильнюсе.— М.: 1987.
49. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий / ВСН 32-77.— М.: Стройиздат, 1978.
50. Казина Г. А., Килимник Л. Ш. Современные методы сейсмозащиты зданий и сооружений. Строительство и архитектура. Серия: Строительные конструкции.— М.: ВНИИС Госстроя СССР, 1987.
51. Калининченко Н. Н. Пространственные структуры монолитных жилых домов // Промышленное строительство и инженерные сооружения.— Киев.— 1986.— № 4.
52. Карпенко Н. И. Методика конечных приращений для расчета деформаций железобетонных элементов при знакопеременной нагрузке.— Кн.: Совершенствование конструктивных форм, методов рас-

- чета и проектирования железобетонных конструкций.— М.: 1983.
53. Карпенко Н. И. Теория деформирования железобетона с трещинами.— М.: Стройиздат, 1976.
54. Кацнельсон М. С. Железобетон.— М.: Стройиздат, 1936.
55. Киреева Э. И., Лишак В. И., Саарян В. В. К расчету неразрезных плит перекрытий сборно-монолитных зданий: Сб. «Монолитное домостроение».— М.: ЦНИИЭПжилища, 1982.
56. Кирпий А. Ф. Особенности работы железобетонных стеновых панелей при знакопеременном перекосе в своей плоскости: Сб. «Развитие методов расчета на сейсмостойкость».— М.: ЦНИИИСК, 1987.
57. Косенков Е. Д. Строительство инженерных высотных сооружений из монолитного железобетона.— Киев: Будивельник, 1977.
58. Коханенко М. П. Задачи индустриального монолитного домостроения в решении жилищной проблемы // Жилищное строительство.— 1987.— № 8.
59. Коханенко М. П. Основные направления дальнейшего развития жилищного строительства // Жилищное строительство.— 1987.— № 2.
60. Курдюкова Т. В. Особенности нелинейного деформирования и предельного состояния конструкций монолитных диафрагм жилых зданий: Сб. «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов».— М.: ЦНИИЭПжилища, 1981.
61. Лапин В. А. Алгоритм с адаптацией сетки для расчета плоских конструкций с трещинами: Сб. «Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций».— Алма-Ата: Казахстан, 1986.
62. Лисенко В. А., Мосяк В. И., Буровенко В. А., Буренин А. И. Повышение долговечности конструкций гражданских зданий при помощи новых типов защитно-конструкционных полимеррастворов / Обзорная информация.— М.: ЦНТИ по гражданскому строительству и архитектуре, 1985.
63. Лишак В. И. Расчет многоэтажных бескаркасных зданий методом разделения деформаций: Сб. «Монолитное домостроение».— М.: ЦНИИЭПжилища, 1986.— С. 102—106.
64. Люненко Ю. К., Соколов М. Е. Исследование работы сопряжений с петлевыми связями между монолитной стеной и сборными плитами перекрытий: Сб. «Монолитное домостроение».— М.: ЦНИИЭПжилища, 1982.— С. 64—79.
65. Мануилов Н. Н. Строительство 16-этажного жилого дома из монолитного бетона // Жилищное строительство.— 1987.— № 10.
66. Мартемьянов А. И., Ширин В. В. Способы восстановления зданий и сооружений, поврежденных землетрясением.— М.: Стройиздат, 1978.
67. Мартемьянов А. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений, возводимых в сельской местности.— М.: Стройиздат, 1982.
68. Мартемьянов А. И. Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах.— М.: Стройиздат, 1985.
69. Мартынова Л. Д., Мартынова Н. Г., Абдулаева Н. П. Испытания вертикальных сопряжений монолитных стен на воздействие сил сдвига: Сб. «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов».— М.: ЦНИИЭПжилища, 1986.— С. 34—41.
70. Мартынова Н. Г. Вертикальные соединения монолитных стен бескаркасных зданий: Сб. «Конструкции полносборных жилых зданий».— М.: ЦНИИЭПжилища, 1983.— С. 112—118.
71. Мартынова Л. Д., Селиванова А. Г. Пути снижения металлоемкости сейсмостойких зданий из монолитного бетона: Сб. «Монолитное домостроение».— М.: ЦНИИЭПжилища, 1986.
72. Мартынова Н. Г. Прочность и деформативность вертикальных стыковых соединений стен бескаркасных монолитных зданий: Автореферат диссертации.— М.: ЦНИИЭПжилища, 1986.— С. 23.
73. Мельников В. М. Расчет монолитных перекрытий по первой и второй группам предельных состояний: Сб. «Монолитное домостроение зданий и сооружений».— Кишинев: Штиинца, 1986.
74. Мельников В. М. Оптимизация армирования железобетонных прямоугольных плит, защемленных по контуру или его части: Сб. «Монолитное домостроение».— М.: ЦНИИЭПжилища, 1976. С. 97—113.
75. Меркембаева О. М. Блочно-переставная опалубка В. А. Загороднева / Инф. листок № 87—13.— Алма-Ата: КазЦНТИС, 1987.
76. Месентисера М. Б. Техничко-экономические показатели 16-этажных жилых домов различных строительных систем для Закавказья: Сб. «Конструкции полносборных жилых зданий».— М.: ЦНИИЭПжилища, 1983.— С. 119—124.
77. Методическое руководство по инженерному анализу последствий землетрясений.— М.: ЦНИИСК, 1984.
78. Мёрш Э. Железобетонные сооружения.— М.: Государственное научно-техническое издательство, 1931.
79. Михайлов Р. М. Теплый бетон.— М., 1928.
80. Михалко В. Р. Ремонт конструкций крупнопанельных зданий.— М.: Стройиздат, 1986.
81. Монолит: новый шаг // Строительная газета.— 1987.— 28 июля.
82. Мыльников С. А. Экспериментальные исследования прочности горизонтальных стыков между монолитными стенами и сборными многослойными плитами перекрытий: Сб. «Монолитное домостроение».— М.: ЦНИИЭПжилища, 1986.— С. 74—92.
83. Онуфриев Н. М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений.— М.; Л.: Стройиздат, 1965.
84. Павлович В. Эффективность применения прогрессивных систем опалубок в монолитном строительстве / Экспресс-инф. БелНИИНТИ.— Минск, 1986.
85. Петров А. Н. Экспериментальное исследование бетона при нагружении сжатием и срезом // Бетон и железобетон.— 1965.— № 11.
86. Пивень Н. С. Монолитные железобетонные конструкции 66-этажного здания смешанного функционального назначения (США) / Экспресс-инф. Серия «Строительные конструкции и материалы». Вып. 8.— М.: ВНИИС Госстроя СССР, 1987.
87. Поляков Н. Д. Проектирование и строительство жилых домов с применением скользящей и объемно-переставной опалубок в г. Кишиневе: Сб. трудов Всесоюзного семинара «Научно-технический прогресс в области применения монолитного железобетона в жилищно-гражданском строительстве».— М., 1973.
88. Поляков С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий.— М.: Высшая школа, 1983.
89. Поляков Н. Д., Шибко П. Г. и др. Возведение жилых зданий из монолитного железобетона.— Кишинев: МолдНИИНТИ, 1973.
90. Попкова О. М. Проектное решение административного здания высотой 1600 м с монолитными железобетонными конструкциями (США) / Экспресс-инф. Серия «Строительные конструкции и материалы». Вып. 17.— М.: ВНИИС Госстроя СССР, 1987.
91. Рекомендации по восстановлению и усилению каркасных зданий полимеррастворами.— Тбилиси: ТбилЗНИИЭП, 1985.
92. Рекомендации по восстановлению и усилению крупнопанельных зданий полимеррастворами.— Тбилиси: ТбилЗНИИЭП, 1984.
93. Рекомендации и типовые решения по восстановлению конструкций

- жилых и гражданских зданий, получивших повреждения в результате землетрясения в г. Ташкенте.— Ташкент, 1966.
94. **Рекомендации по расчету и конструированию зданий, строящихся в сейсмических районах, с учетом циклического деформирования их элементов.**— М.: ЦНИИЭПЖилища, 1980.
 95. **Рекомендации по расчету и конструированию монолитных и панельных стен жилых зданий для сейсмических районов.**— М.: ЦНИИЭПЖилища, 1985.
 96. **Рекомендации по проектированию конструкций бескаркасных монолитных зданий.**— М.: ЦНИИЭПЖилища, 1976.
 97. **Рекомендации по конструированию и расчету несущих систем бескаркасных зданий.**— М.: ЦНИИЭПЖилища, 1982.
 98. **Ржевский В. А., Ширин В. В., Аванесов Г. А.** Несущая способность железобетонных рамных каркасов, восстановленных с помощью полимеррастворов // *Строительство и архитектура Узбекистана.*— 1982.— № 2.
 99. **Розенберг М. Я.** Автоматизация расчета прочности крупнопанельных стен: Сб. «Конструкции полносборных жилых зданий».— М.: ЦНИИЭПЖилища, 1983.— С. 47—53.
 100. **Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций.**— М.: Стройиздат, 1975.
 101. **Сахновский К. В.** Железобетонные конструкции.— М.: Стройиздат, 1946.
 102. **Сендеров Б. В., Люненко Ю. К.** Натурные статические испытания 16-этажного сборно-монолитного жилого дома в процессе возведения и эксплуатации: Сб. «Монолитное домостроение».— М.: ЦНИИЭПЖилища, 1976.— С. 65—70.
 103. **Сендеров Б. В., Дронов Ю. П.** Работа стыковых соединений в 16-этажных крупнопанельных и сборно-монолитных зданиях: Сб. «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов».— М.: ЦНИИЭПЖилища, 1981.
 104. **Сергеев Д. Д.** Проектирование крупнопанельных зданий в сложных геологических условиях.— М.: Стройиздат, 1986.
 105. **Синельников И. Ю.** О влиянии рабочих швов бетонирования на жесткость сейсмостойких зданий: Сб. Всесоюзного совещания «Совершенствование методов расчета и конструирования зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах».— Ташкент.: Изд. «Фам», 1976.
 106. **Скрипник Т. В.** Напряженное состояние монолитных стен бескаркасных зданий в зонах высокой сейсмичности: Сб. «Конструкции полносборных жилых зданий».— М.: ЦНИИЭПЖилища, 1983.
 107. **Соколов М. Е., Глина Ю. В.** Работа перемычек в системе бескаркасного здания: Сб. «Монолитное домостроение».— М.: ЦНИИЭПЖилища, 1982.— С. 38—50.
 108. **Соколов М. Е.** Прочность и деформативность прямоугольных и тавровых перемычек зданий из монолитного бетона: Сб. «Монолитное домостроение».— М.: ЦНИИЭПЖилища, 1986.— С. 9—32.
 109. **Соколов М. Е.** Типы монолитных и сборно-монолитных зданий // *Жилищное строительство.*— 1982.— № 7.
 110. **Соколов М. Е.** Развитие монолитного домостроения // *Жилищное строительство.*— 1983.— № 8.
 111. **Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР.** Республиканские строительные нормы (РСН-13—87).— Кишинев: Лумина, 1988.
 112. **Строительство в сейсмических районах.** Нормы проектирования. СНиП П-7—81.— М.: Стройиздат, 1982.
 113. **Сундилов Б. И.** Монолитные дома — на потоке // *Жилищное строительство.*— 1985.— № 10.
 114. **Уваров Б. С.** Дома из литого бетона // *Строительная промышленность.*— 1936.— № 9.
 115. **Харитонов В. А., Шолохов В. А.** Организация восстановительных работ после землетрясения.— М.: Стройиздат, 1986.
 116. **Хило Е. Р., Попович Б. С.** Усиление строительных конструкций.— Львов: Изд. Госуниверситета, 1985.
 117. **Ходак Л. Е.** Оптимальные конструктивные параметры монолитных зданий для сейсмических районов Узбекистана // *Строительство и архитектура Узбекистана.*— 1979.— № 6.
 118. **Храковский Л. Г., Залманов В. Л.** Возведение зданий из монолитного железобетона в мелкощитовой переставной опалубке / Инф. листок.— Кишинев: МолдНИИТИ, 1981.
 119. **Храковский Л. Г., Залманов В. Л.** Возведение зданий из монолитного железобетона с применением блочно-щитовой опалубки / Инф. листок № 148.— Кишинев: МолдНИИТИ, 1981.
 120. **Чупак И. М., Залесов А. С., Корейба С. А.** Сопротивление железобетонных элементов действию поперечных сил.— Кишинев: Штиинца, 1981.— 132 с.
 121. **Шаниро Г. А., Барков Ю. В.** Оценка сейсмостойкости конструкций гражданских зданий: Сб. «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов».— М.: ЦНИИЭПЖилища, 1981.
 122. **Шаповалова О. Я.** Возведение здания отеля с использованием тонкешельной опалубки / *Экспресс-инф.* Серия «Технология строительного-монтажных работ». Вып. 9.— М.: ВНИИС Гострострой СССР, 1987.
 123. **Шарков И. И.** На совещании по крупноблочному монолитному строительству // *Строительная промышленность.*— 1936.— № 7.
 124. **Махнович Ю. Г., Уразбаев Т. В.** Экспериментальные исследования фрагментов наружной стены крупнопанельного здания: Сб. трудов Всесоюзного совещания: «Проектирование и строительство сейсмостойких зданий».— Алма-Ата: КазпромстройНИИпроект, 1971.
 125. **Щерба Г. М.** Развитие жилищного строительства с применением монолитного бетона в нашей стране: Сб. «Монолитное домостроение».— М.: ЦНИИЭПЖилища, 1976.
 126. **Эстров Ю. З.** Опыт строительства сборно-монолитных усадебных домов // *Жилищное строительство.*— 1986.— № 5.
 127. **Яшин А. В., Буслер Л. Э.** Влияние сложного (непропорционального) нагружения на деформации и прочность бетона при двухосном сжатии—растяжении.— Кн.: «Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности».— М., 1980.— С. 17—37.
 128. **ACI Committee 318.** Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318—83). American Concrete Institute. Detroit. 1983.
 129. **Aktan H. M., Hanson R. D.** Nonlinear Cyclic Analysis Reinforced Concrete Plane Stress Members. Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces, SP—63, American Concrete Institute, Detroit, 1980.
 130. **Al—Mahaidi R. H.** Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members. Ph. D. Thesis, Cornell University, Ithaca, May, 1978.
 131. **Alexander C. M., Heidebrecht A. C., Tso W. K.** Cyclic Load Tests on Shear Wall Panels. Proc. V—WCEE, Rome, 1973.
 132. **Analysis of earthquake damage, repair and strengthening of structures.**

- res, v. 7. Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India, 1977.
133. **Augusti G., Focardi F., Giordano S., Manzini E.** Rehabilitation of Damaged Reinforced Concrete Elements: an Experimental Investigation. Proc. of the seventh World Conference on Earthquake engineering. Istanbul, Turkey, 1980.
134. **Barda F., Hanson J. M., Corley W. G.** Shear Strength of Low—Rise Walls with Boundary Elements. Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones. Publication SP—53 American Concrete Institute. Detroit, 1977.
135. **Beekhuis W. J.** An Experimental Study of Squat Shear Walls. Master of Engineering Report Department of Civil Engineering. University of Conterburg, Christchurch.—New Zealand, 1971.
136. **Cardenas A. E., Hanson J. M., Corley W. G., Hognestad E.** Design Provisions for Shear Walls. Journal of the American Concrete Institute. Proc. v. 70, No. 3, March 1973.
137. **Cardenas A. E., Russell H. G., Corley W. G.** Strength of Low—Rise Structural Walls. Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces, SP—63, American Concrete Institute, Detroit, 1980.
138. **Code of Practice for the Design of Concrete Structures.** (NZS 101:1982). Standards Association of New Zealand. Wellington, 1982.
139. **Coull A., Abu El Magd S. A.** Analysis of Wide—Flanged Shear Wall Structures. Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces, SP—63, American Concrete Institute, Detroit, 1980.
140. **Dulacska H.** Dowel Action of Reinforcement Crossing Cracks in Concrete. ACI Journal. Proc. V. 48, No. 2, Oct. 1951.
41. **Fiorato A. E., Oesterle R. G., Jr. and J. E. Carpenter.** Reversing Load Tests of Five Isolated Structural Walls. Proc. Intern. on ESE, St. Louis, Missouri, 1975.
142. **Hanson I.** Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Aggregate Concrete. Journal of the ACI. 1961, July, No. 1.
43. **Jimenez—Perez R., Gergeley P., White R. N.** Shear Transfer Across Cracks in Reinforced Concrete. Report No. 78—4 Department of Structural Engineering, Cornell University. Ithaca, Aug., 1978.
44. **Jimenez R., White R. N., Gergeley P.** Bond and Dowel Capacities of Reinforced Concrete. ACI Journal, Proc. v. 76, No. 1, Jan., 1979.
45. **Kupfer H.** Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Deutscher ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 1973.
46. **Lacombe G., Pommeret M.** Les joints structuraux dans les constructions en grands panneaux prefabriques. Annales de panneau JTBP., No. 134, fev., 1974.
47. **Laible J. P., White R. N., Gergeley P.** Experimental Investigation of Seismic Shear Transfer Across Cracks in Concrete Nuclear Containment Vessels. Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones. American Concrete Institute. Detroit, 1978.
48. **Mattock A. H.** Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane. Proc. American Concrete Institute. Detroit, 1974.
49. **Mattock A. H.** Shear Transfer Under Monotonic Loading Across an Interface Between Concretes Cast at Different Times. Structures and Mechanics Report. No. SN 76—3. University of Washington, Seattle. Sept. 1976.
150. **Mau S. T., Hsu T. T. C.** Shear Design and Analysis of Low—Rise Structural Walls. ACI Journal. March—April, 1986.
151. **Mirza M. S.** Study of the Behavior of Coupled Shearwall Systems. Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces, SP—63, American Concrete Institute, Detroit, 1980.
152. **Nguyen D. T.** An Investigation of the Behavior of Coupled Shear Wall Structures. Proc. McGill University. Montreal, March, 1976.
153. **Oesterle R. G., Fiorato A. E., Aristizabal—Ochoa J. D., Corley W. G.** Hysteretic Response of Reinforced Concrete Structural Walls. Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces, SP—63, American Concrete Institute, Detroit, 1980.
154. **Park R., Paulay T.** Reinforced Concrete Structures.—Wiley, 1975.
155. **Paulay T., Priestley M., Syngé A.** Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls. ACI Journal, July—August, 1982.
156. **Paulay T., Santhakumar A. R.** Ductile Behavior of Shear Walls subjected to Reversed Cycle Loading. Proc. VI—WCEE, 1977.
157. **Paulay T.** Ductility of Reinforced Concrete Shearwalls for Seismic Areas. Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones. Publication SP—53 American Concrete Institute. Detroit, 1977—1978.
158. **Paulay T.** A Critique of the Special Provisions for Seismic Design of the Building Code Requirements for Reinforced Concrete. ACI Journal. March—April, 1986.
159. **Paulay T., Loeber P. J.** Shear Transfer by Aggregate Interlock. Shear in Reinforced Concrete, SP—42, American Concrete Institute, Detroit, 1974.
160. **Paulay T., Park R., Phillips M. H.** Horizontal Construction Joints in Cast-in-Place Reinforced Concrete. Proc. American Concrete Institute. Detroit, 1974.
161. **Seismic Design of Concrete Structures.** Preliminary Draft of an Appendix to the CEB—FIP MODEL CODE, Bull. CEB, No. 133, Paris, 1980.
162. **Soroushian P., Obaseki K., Rojas M. C., Sim J.** ACI Journal, July—August, 1986.
163. **Takahashi J., Shibata A., Shiga T.** The Hysteretic Behavior of Shear Walls in the Building of Tohoku University During the MIYAGI—KRN—OKI Earthquake. Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, 1984, San Francisco.
164. **Tassios T. P.** Masonry Infill and R. C. Walls under Cyclic Actions invited State of Art Report. CIB Symposium on Wall Structures. Warsaw, June, 1984.
165. **Taylor R., Brewe R.** The effect of the Type of Aggregate on the Diagonal Cracking of Reinforced Concrete Beams. Magazine of Concrete Research, V. 15, No. 44, July, 1963.
166. **Tebbe J., Aktan H. M.** Shear Transfer Behavior of R/C Wall Structural Systems under Cyclic Loads. Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, 1984, San Francisco.
167. **Utescher G., Herrmann M.** Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit in Beton eingespannter Rundstahldollon aus nichtrostendem austenitischem Stahl. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft. Berlin, 1983.
168. **Vecchio F. J., Collins M. P.** The Modified Compression — Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. ACI Journal, March—April, 1986.
169. **Walraven J. C.** Fundamental Analysis of Aggregate Interlock. Proc. ASCE, v. 107, ST11, Nov., 1981.

СОДЕРЖАНИЕ

1. Развитие монолитного домостроения в СССР и за рубежом	7		
1.1. Историческая справка	7		
1.2. Индустриальное монолитное домостроение в СССР	10		
1.3. Монолитное строительство за рубежом	29		
1.4. Достоинства, недостатки и рациональная область применения монолитного домостроения	39		
1.5. Поведение монолитных зданий при землетрясениях	42		
2. Проектирование монолитных зданий для сейсмических районов	59		
2.1. Состояние нормативной документации	59		
2.2. Основные принципы проектирования сейсмостойких зданий	61		
2.3. Определение сейсмической нагрузки на здание и усилий в его элементах	72		
2.4. Расчеты прочности элементов стен	76		
2.4.1. Расчет простенков по горизонтальным сечениям	78		
2.4.2. Расчет простенков по наклонным сечениям	82		
2.4.3. Расчет вертикальных стыков стен	97		
2.4.4. Расчет перемычек	99		
2.5. Особенности расчета перекрытий монолитных зданий	104		
3. Изучение прочности и деформаций монолитных стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил	108		
3.1. Обзор исследований, выполненных в СССР и за рубежом	108		
3.1.1. Поведение под нагрузкой высоких стен-диафрагм	109		
3.1.2. Испытания одноэтажных фрагментов стен	123		
3.2. Исследования, выполненные в КПИ им. С. Лазо	141		
3.2.1. Метод теоретического изучения плосконапряженного состояния стеновых панелей. Объем исследований	141		
3.2.2. Результаты теоретических исследований	144		
3.2.3. Методика экспериментальных исследований. Характеристики опытных стеновых панелей	154		
3.2.4. Испытания панелей однократной статической нагрузкой	163		
3.2.5. Испытания панелей многократно приложенной нагрузкой	185		
4. Совершенствование инженерного метода расчета стен по наклонным сечениям	195		
4.1. Основные предпосылки	196		
4.1.1. Критерий прочности бетона при плосконапряженном состоянии	196		
4.1.2. Работа свесов полок в сечениях сложной формы	200		
4.1.3. Расчетное наклонное сечение	202		
4.1.4. Силы зацепления и нагельный эффект в сечениях с наклонными трещинами	204		
4.1.5. Напряжения в контурной и полевой арматуре	211		
4.1.6. Технологические швы	214		
4.1.7. Характер нагрузки	219		
		4.2. Усовершенствованный метод расчета стен	219
		4.3. Анализ основных расчетных параметров стен	228
		4.4. Направление дальнейшего совершенствования методов расчета стен по наклонным сечениям	231
5. Конструирование стен монолитных зданий	234		
5.1. Металлоемкость зданий	235		
5.2. Нормативные требования и сложившиеся принципы конструирования стен	239		
5.3. Предложения по конструированию стен	244		
6. Усиление монолитных зданий, поврежденных землетрясениями	255		
6.1. Специфика производства работ	255		
6.2. Классификация повреждений	256		
6.3. Отечественный и зарубежный опыт усиления железобетонных конструкций	259		
6.4. Усиление монолитных зданий в Кишиневе после землетрясения 1986 г.	263		
6.5. Предложения по усилению монолитных зданий	269		
Литература	277		