

ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ МОЛДОВЫ

На правах рукописи

УДК: 694.078-413.04 6 (043.3)

ЗОЛОТКОВ АНАТОЛИЕ

**РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СТЕН МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ
НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ**

Специальность - 211.02

«Строительные материалы, элементы и сооружения»

Диссертация доктора хабилитата технических наук

Автор:

(Подпись)

КИШИНЕВ, 2015

© ZOLOTCOV Anatolie Simion, 2015

ОГЛАВЛЕНИЕ

стр

АННОТАЦИЯ	5
ВВЕДЕНИЕ	11
1. СОСТОЯНИЕ МОНОЛИТНОГО ДОМОСТРОЕНИЯ	17
1.1. Состояние и перспективы развития монолитного домостроения.....	17
1.1.1. Историческая справка	17
1.1.2. Современное монолитное домостроение в различных странах.....	21
1.1.2.1. Современное монолитное домостроение за рубежом	21
1.1.2.2. Опыт монолитного домостроения в Молдове.....	30
1.1.3. Поведение монолитных зданий при сильных землетрясениях.....	36
1.1.4. Перспективы развития монолитного домостроения и задачи, подлежащие решению.....	45
1.2. Обзор ранее проведенных исследований по изучению монолитных зданий.....	49
1.2.1. Одноэтажные фрагменты стен.....	50
1.2.2. Многоэтажные модели стен.....	70
1.3. Выводы.....	83
2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИЗУЧЕНИЕ МОНОЛИТНЫХ СТЕН ЗДАНИЙ ПРИ СЛОЖНОМ ЗАГРУЖЕНИИ В СВОЕЙ ПЛОСКОСТИ	84
2.1. Методика экспериментальных исследований.....	84
2.2. Результаты опытов.....	93
2.2.1. Стадии напряженно-деформированного состояния стеновых панелей при сложном нагружении.....	93
2.2.2. Несущая способность панелей.....	98
2.2.3. Влияние особенностей армирования на работу панелей под нагрузкой.....	100
2.2.4. Распределение напряжений по длине контурных стержней.....	103
2.2.5. Распределение напряжений в сжатой зоне панелей.....	104
2.2.6. Пластичность деформирования панелей.....	106
2.3. Выводы.....	107
3. ВИБРОДИНАМИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ ФРАГМЕНТОВ НАТУРНЫХ ЗДАНИЙ ДО РАЗРУШЕНИЯ	109
3.1. Характеристика объектов виброиспытаний.....	109
3.2. Методика и результаты испытаний.....	112
3.3. Результаты инструментальных наблюдений.....	120

3.4. Выводы.....	124
4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СТЕН СЕЙСМОСТОЙКИХ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ.....	126
4.1. Анализ основных принципов проектирования сейсмостойких монолитных зданий.....	126
4.2. Состояние теории расчета монолитных зданий.....	135
4.2.1. Общие сведения	135
4.2.2. Расчет узких простенков.....	140
4.2.3. Расчет широких простенков.....	143
4.3. Выводы.....	148
5. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ НА СЕЙСМИ- ЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ.....	150
5.1. Теоретическое изучение напряженно-деформированного состояния монолитных стен при сложном нагружении.....	150
5.1.1. Метод и направленность теоретических исследований.....	150
5.1.2. Основные результаты теоретических исследований.....	153
5.2. Аналитический метод расчета прочности стен монолитных зданий с учетом сейсмического воздействия.....	162
5.2.1. Усилия в сжатом бетоне.....	169
5.2.2. Усилия на горизонтальном участке наклонного расчетного сечения	172
5.2.3. Усилия в контурной арматуре S' и S	173
5.2.4. Усилия в стержнях полевой арматуры.....	177
5.3. Выводы.....	185
ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ.....	186
ЛИТЕРАТУРА.....	189
ПРИЛОЖЕНИЕ № 1 Пример расчета прочности монолитной стены по аналитическому методу автора.....	200
ПРИЛОЖЕНИЕ № 2 Приказ об утверждении нормативного документа «Изменение № 1 нормативного документа NCM F.02.02-2006 «Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat».....	203
ПРИЛОЖЕНИЕ № 3 Приказ об утверждении нормативного документа «Изменение № 1 нормативного документа РСН 13-87, часть I «Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР».....	215
ДЕКЛАРАЦИЯ ОБ ОТВЕТСТВЕННОСТИ АВТОРА.....	227
CURRICULUM VITAE АВТОРА.....	228

ADNOTARE

Zolotcov Anatolie, "Calculul rezistenței pereților construcțiilor monolite la acțiuni seismice".

Teză pentru obținerea titlului științific de doctor habilitat în tehnică.

Teza cuprinde introducere, cinci capitole, concluzii și propuneri, lista din 139 titluri bibliografice, fiind expusă pe 230 de pagini de text tipărit, conținând 81 de figuri, 9 tabele. Principalele rezultate ale cercetărilor științifice au fost publicate în 25 de lucrări științifice și într-o monografie.

Cuvinte cheie: construcția clădirilor cu pereți structurali de beton armat, clădiri din beton monolit, construcții seismic rezistente, mașini de vibrații, acțiuni seismice, încercări vibrodinamice ale clădirilor, metode analitice, sistem de armare a pereților.

Specialitatea: 211.02. Materiale de construcții, elemente și edificii.

Scopul lucrării: Elaborarea unui model analitic de calcul al rezistenței pereților structurali ai clădirilor de beton armat la ruperea în secțiunea înclinată în rezultatul acțiunii seismice.

Sarcini: Perfecționarea metodei de calcul a pereților structurali ai clădirilor de beton armat în secțiunile înclinate la sollicitări dinamice.

Noutatea și originalitatea științifică: Pentru prima dată a fost elaborată metoda analitică de calcul a pereților structurali ai clădirilor de beton armat în secțiuni înclinate, care iau în considerare acțiunea concomitentă în secțiunea înclinată de calcul a momentelor de încovoiere, eforturilor transversale și normale, precum și a influenței particularităților tehnologice de edificare a clădirilor din beton monolit, ca betonarea separată a pereților și amenajarea rosturilor tehnologice.

Problema științifică: Principala sarcină constă în perfecționarea metodei de calcul a pereților structurali ai clădirilor de beton armat în secțiuni înclinate la sollicitări seismice cu caracter oscilant.

Direcția științifică: Rezultatele cercetărilor științifice efectuate au determinat crearea unei noi direcții științifice în domeniul proiectării construcțiilor antiseismice privind calculul rezistenței pereților structurali de beton armat la ruperea după secțiuni înclinate. Metoda analitică de calcul elaborată, precum și modelul dinamic, bazată pe un model de calcul generalizat al peretelui, care reproduce suficient de apropiat originalul fizic al acestuia, ne va permite să obținem o siguranță mai mare a clădirilor și edificiilor la acțiunea cutremurilor de pământ.

Importanța teoretică: S-a demonstrat, că metoda elaborată de calcul a pereților structurali ai clădirilor de beton armat în secțiuni înclinate oferă rezultate mult mai autentice decât metodele existente.

Valoarea aplicativă: S-a obținut un model de calcul al traiectoriei fisurii critice a pereților structurali ai clădirilor de beton armat în secțiuni înclinate, ținându-se cont de acțiunea seismică.

Implementarea rezultatelor științifice: Metoda elaborată s-a introdus sub formă de modificare în NCM F.02.02-2006 "Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat", pct. 5.2.10 și în PCH 13-87 «Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР», Республиканские строительные нормы (PCH 13-87, Часть-I), subpunctul 5.25.1.

АННОТАЦИЯ

Золотков Анатолий, «Расчет прочности стен монолитных зданий на сейсмические воздействия».

Диссертация на соискание ученой степени доктора habilitata технических наук.

Диссертация состоит из введения, пяти глав, выводов и предложений, списка литературы из 139 наименований, изложена на 230 страниц печатного текста, содержит 81 рисунок, 9 таблиц. Основные результаты научных исследований опубликованы в 25 научных работах и в одной монографии.

Ключевые слова, монолитное домостроение, сейсмостойкое строительство, вибромашина, сейсмическое воздействие, вибродинамические испытания зданий, степень повреждения конструкций, динамические характеристики, аналитическая методика, система армирования стен.

Специальность: 211.02. Строительные материалы, элементы и сооружения.

Цель работы. Разработка аналитического метода расчета прочности стен монолитных зданий при разрушении по наклонным сечениям в результате сейсмического воздействия.

Задачи. Совершенствование метода расчета стен монолитных зданий по наклонным сечениям в условиях динамического воздействия.

Новизна и научная оригинальность. Впервые был разработан аналитический метод расчета стен монолитных зданий по наклонным сечениям, учитывающий одновременное действие в расчетном наклонном сечении изгибающих моментов, поперечных и нормальных усилий, а также влияния технологических особенностей возведения монолитных зданий таких как раздельное бетонирование стен и устройства технологических швов.

Научная проблема. Основная задача состоит в усовершенствовании метода расчета стен монолитных зданий по наклонным сечениям в условиях сейсмического циклического воздействия.

Новое научное направление. Результаты выполненных научных исследований послужили основанием для разработки нового научного направления в области сейсмостойкого проектирования строительных конструкций по расчету прочности монолитных стен при разрушении по наклонным сечениям. Разработанный аналитический метод расчета, а также динамическая модель, основанная на классической обобщенной расчетной

моделе стены, которая довольно близко воспроизводит её физический оригинал, позволит получить повышенную безопасность зданий и сооружений на сейсмические воздействия.

Теоретическая значимость. Было доказано, что разработанный метод расчета монолитных зданий дает более достоверные результаты чем существующие методы.

Прикладное значение. Получена расчетная модель траектории критической трещины монолитных зданий с учетом сейсмического воздействия

Внедрение научных результатов. Разработанный метод использован в молдавских строительных нормах «Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР, Республиканские строительные нормы, РСН 13-87, Часть-I», п. 5.2.10 и «NCM F.02.02.-2006. Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat. Chișinău: 2006», п. 5.25.1.

ANNOTATION

Zolotcov Anatoly , "Calculation of monolithic buildings wall strength to seismic actions."

Dissertation for the degree of Habilitated Doctor of Technical Sciences.

The thesis consists of an introduction, five chapters, conclusions and recommendations, bibliography of 139 titles, has 230 pages of the printed text, contains 81 figures, 9 tables. The main results of the scientific investigation are published in 25 scientific papers and one monograph.

Keywords: monolith building construction, earthquake resistant construction, vibrator, seismic impact, vibration-dynamic tests of buildings, structures damage levels, dynamic characteristics, analytical method, system of concrete walls reinforcement.

Specialty: 211.02. Building materials, elements and structures.

Objective. Development of an analytical method for monolithic buildings' walls strength calculation in destruction in oblique sections as a result of the seismic action.

Tasks. Improvement of the calculation method of the monolithic buildings walls in oblique sections, in conditions of a dynamic impact.

Scientific novelty and originality. For the first time was developed an analytical method for calculating monolithic buildings walls in oblique sections, taking into account the simultaneous action in the calculated oblique section of bending moments, transverse and normal forces, as well as the impact of technological peculiarities of monolithic buildings construction, such as separate concreting of walls and the structure of technological seams.

Scientific problem. The main task is to improve the method of calculation of monolithic buildings walls in oblique sections under cyclic seismic exposure.

New scientific direction. The results of the completed scientific research fundamentally contributed to the development of a new scientific direction in the area of seismic resistant design of building construction by calculation of monolithic walls resistance in oblique sections actions. The developed analytical method of calculation, as well as the dynamic model, based on the classic generalized calculated wall model, which reproduces fairly accurately its physical original, will allow increasing the safety of buildings and constructions with regards to seismic influence.

Theoretical value. Was proved that the developed method of calculation of monolithic buildings provides more reliable results than existing methods.

Practical importance. Was obtained the calculated critical crack trajectory model for monolithic buildings, taking into account seismic influence.

Implementation of scientific results. The developed method is used in Moldovan construction norms "Construction of monolithic buildings in seismic areas of the Moldavian SSR", Republican building codes (PCH 13-87, Part -I), p. 5.2.10 and "Calculation, design and creation of reinforced concrete and pre-compressed concrete". NCM F.02.02.- 2006 , p. 5.25.1

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность и значение изучаемой проблемы. Монолитное домостроение, несомненно, является одним из ведущих видов строительства в мире. Уверенно завоевало оно и сейсмические зоны.

Интересна история развития этого вида строительства, не похожая на историю формирования других широко известных видов.

Первые примеры возведения монолитных зданий относятся к начальному периоду XX-го века. Но эти попытки не послужили основой для должного развития монолитного домостроения. И лишь во второй половине XX-го столетия в разных странах, этот вид строительства стал активно развиваться. Наряду с массовым возведением ординарных зданий, создавались проекты уникальных монолитных зданий. Пожалуй, первое место среди них занимает проект 400-этажного административного здания высотой 1600 м, разработанный фирмой "СВМ Engineers" для Хьюстона, США.

Казалось бы, ничто не может остановить победного шествия монолитного домостроения на строительной ниве. Нормы различных стран узаконивали технические преимущества монолитных домов по сравнению с домами других конструктивных решений, в том числе и при строительстве их в сейсмических районах. Так, согласно требованиям таблицы 8 строительных норм и правил «Строительство в сейсмических районах» (СНиП II-7-81*, [84]), даже в 9-балльных сейсмических зонах разрешается возводить монолитные здания такой же высоты, как и в не сейсмических районах.

И все же пришло время критики монолитных зданий. В ряде случаев она базировалась на сопоставительном экономическом анализе, но иногда затрагивала напрямую и технические проблемы. За примерами далеко ходить не нужно. В 1986 г. при Карпатском землетрясении в многообразной застройке Кишинева больше всего пострадали монолитные здания, возведенные в скользящей опалубке. Такой итог был настолько неожиданным, насколько и негативным. В результате последовал официальный запрет на строительство таких зданий.

Можно было бы продолжить перечень неудач в развитии монолитного домостроения и в первую очередь в сейсмических районах. Но в этом нет нужды. Специалистам и так ясно, что причиной этих неудач являются не органические недостатки этого вида строительства, а тот факт, что в основе его развития отсутствует должная научно-исследовательская база.

Вот некоторые подтверждения тому. При проектировании монолитных зданий до сих пор используются расчетные методики, не учитывающие конструктивно-технологическую специфику этих конструктивных систем. Конструирование их стен также ведется по классическим принципам, малоприменимым для данного случая. В итоге расход металла на 1м² общей площади таких зданий в ряде проектов достигает 100 килограмм и более, с чем, конечно, нельзя смириться. Отсутствуют аналитические методы прочностных расчетов стен монолитных зданий при особом сочетании нагрузок.

Совершенно неудовлетворительно состояние разработки технологии возведения монолитных зданий. Многообразие технологических приемов, типов опалубки, видов бетона красноречиво свидетельствует о том, что оптимальные параметры этих технологических аспектов пока не найдены. Показательным примером является факт волюнтаристического широкого внедрения керамзитобетона для стен зданий, возводимых в скользящей опалубке. Для Молдовы, например, это закончилось тем, что сегодня эта республика располагает довольно значительным количеством зданий (причем высотных) с низкой сейсмостойкостью. Ряд из них признаны аварийными и отселены.

Доказательством ненадежности фундамента монолитного домостроения - его научно-исследовательской базы, является факт слабого освещения этого строительства в нормах разных стран. В нормах этих стран рекомендации по проектированию и возведению монолитных зданий чаще всего носят общий характер и основаны на известных классических принципах проектирования и строительства железобетонных конструкций.

Примерно на начало 70-х годов XX века пришелся пик высотного домостроения в Молдове, обусловленный растущим дефицитом селитебной территории и стремлением придать её городам современный вид интенсивно развивающихся мегаполисов.

Это обстоятельство привело к необходимости поиска новых форм сейсмозффективного строительства. И такая форма была определена в виде возведения монолитных зданий высотой от 9-ти до 24 этажей. В 1972г. в Кишиневе был возведен первый монолитный дом, а количество строящихся монолитных зданий в 1984г. превышало 40.

И здесь следует констатировать, что такой «монолитный бум» в Молдове был начат без необходимых научных исследований, без проведения соответствующих конструктивно-технологических и экономических изысканий, практически при

полном отсутствии нормативной базы. Как уже было сказано выше в СНиП II-7-81* [84] раздел по монолитным зданиям вообще отсутствовал, хотя были разделы по каменным, каркасным и крупнопанельным зданиям. Первые нормы Молдовы по монолитному домостроению («Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР», РСН 13-87 [76]) вышли только через 15 лет после начала «монолитного бума».

Из сказанного следует, что для того, чтобы повысить технико-экономические показатели монолитного домостроения и освободить его дальнейшее развитие от неудач, аналогичных имевшим место, необходимо интенсифицировать научные исследования в этой отрасли строительства.

В последние 20 лет ученые различных стран, несомненно, достигли в решении этой проблемы осязаемых успехов. Но наряду с этим остался довольно емкий перечень открытых задач, изучение и разрешение которых является обязанностью современной строительной науки.

Этот диссонанс послужил толчком к проведению большого комплекса исследований в сейсмостойком монолитном строительстве Молдовы.

Изучение информации, полученной различными авторами, показало [33], что, несмотря на интенсивное развитие монолитного строительства в сейсмических районах мира, вопросы расчета и конструирования стен монолитных зданий не получили кардинального решения. Это обусловило необходимость проведения разносторонних исследований поведения монолитных зданий в различных силовых ситуациях-при действии статических и вибродинамических нагрузок.

Экспериментальному изучению поведения стеновых панелей при действии статических нагрузок в условиях сложного нагружения предшествовал детальный анализ обширного объема работ отечественных и зарубежных авторов. Результаты этого анализа подробно освещены в работе [33].

Выполненный обзор экспериментальных исследований монолитных зданий и фрагментов их стен в условиях сложного нагружения позволил автору сформулировать цель и задачи диссертационной работы.

Цель и задачи исследований.

1. Разработка эффективных систем армирования плоскостных железобетонных конструкций, работающих в условиях знакопеременности и циклического силового воздействия.
2. Разработка расчетной модели стеновых конструкций, работающих в условиях сложного знакопеременного циклического нагружения.

3. Разработка аналитического метода расчета прочности стен монолитных зданий с учетом сейсмического воздействия.

Одной из основных задач настоящей работы явилось создание аналитического метода расчета стен монолитных зданий при сейсмическом воздействии. Естественно для этого требовалась исходная информация о напряженно-деформированном состоянии этих конструкций в силовой ситуации, аналогичной расчетной.

Получить такую информацию можно двумя путями: проводя соответствующие опыты со стенами монолитных зданий, либо путем теоретического изучения их напряженно-деформированного состояния. Первый путь сопряжен со значительными материально-трудовыми затратами и поэтому прибегать к нему возможно лишь для постановки контрольного эксперимента. Такой уникальный эксперимент был проведен с двумя 6-этажными фрагментами монолитных зданий. Результаты вибродинамических испытаний, а также статических испытаний в условиях сложного нагружения (одновременное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок) приведены в главе 3.

Несомненно он дал весьма ценную информацию о поведении в стадии разрушения монолитных стен. Однако она охватила не все вопросы, с которыми приходится сталкиваться при разработке инженерного метода расчета таких конструкций, и прежде всего с необходимостью выявления причин образования наклонных трещин и изучения их траекторий. Закономерно возникла необходимость в проведении соответствующих теоретических исследований, способных дополнить результаты описанных выше экспериментов.

В описанных ниже теоретических исследованиях использовался программный комплекс «NELIN», реализующий метод конечных элементов, позволявший следить за трансформацией упругопластических деформаций и напряжений в различных участках конструкции по мере изменения силовой ситуации.

Эти исследования ставили перед собой решение следующих основных задач:

1. Выявить характер трещинообразования в многоэтажной монолитной стене при сложном нагружении. Установить расчетные сечения, по которым происходит разрушение стены.
2. Определить формы эпюр нормальных (σ_y) и касательных (τ_{xy}) напряжений в расчетных сечениях стены в стадии разрушения.

3. Установить характер изменения напряжений по длине сжатой (σ'_s) и растянутой контурной арматуры (σ_s).

Ответы на эти вопросы были необходимы для разработки **аналитического метода расчета стен монолитных многоэтажных зданий на сейсмические воздействия**.

Научная новизна полученных результатов заключается в следующем:

1. Получена расчетная модель траектории критической трещины в монолитных стенах зданий с учетом сейсмического воздействия;
2. Разработан аналитический метод расчета прочности монолитных стен при разрушении по наклонным сечениям. Основой его является расчетная модель, учитывающая одновременное действие в расчетном наклонном сечении изгибающих моментов, поперечных и нормальных усилий, а также влияния технологических особенностей возведения монолитных зданий таких как раздельное бетонирование стен и устройство технологических швов.
3. Разработана принципиальная новая схема армирования плоскостных железобетонных конструкций, работающих в условиях знакопеременности и цикличности силового воздействия.
4. Результаты выполненных научных исследований послужили основанием для разработки нового научного направления в области сейсмостойкого проектирования строительных конструкций по расчету прочности монолитных стен при разрушении по наклонным сечениям. Разработанный аналитический метод расчета, а также динамическая модель, основанная на классической обобщенной расчетной модели стены, которая довольно близко воспроизводит её физический оригинал, позволит получить повышенную безопасность зданий и сооружений на сейсмические воздействия.

Практическое значение и внедрение результатов работы.

Разработан аналитический метод расчета прочности монолитных стен при их разрушении по наклонным сечениям, позволяющий учитывать основные факторы, влияющие на несущую способность зданий при действии сейсмической нагрузки, а именно:

- усилия в сжатом бетоне;
- усилия на горизонтальном участке наклонного расчетного сечения;

- усилия в контурной арматуре (сжатая и растянутая);
- усилия в стержнях полевой арматуры.

Разработаны рекомендации по эффективному армированию плоскостных конструкций монолитных зданий, работающих при сложном нагружении в своей плоскости, позволяющие предотвратить агрессивное воздействие косвенной контурной арматуры на сжатую зону стены.

Разработанный аналитический метод расчета прочности монолитных стен при их разрушении по наклонным сечениям и предложения по их конструированию использованы в молдавских строительных нормах «Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР», Республиканские строительные нормы, (РСН 13-87, Часть-I) [76], и «Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat», NCM F.02.02.-2006. [4] .

Апробация работы. Основные положения диссертации докладывались на следующих съездах и научно-технических конференциях:

1. A XVI-a Conferință pentru beton. Comportarea și calculul structurilor din beton la acțiuni seismice și alte acțiuni speciale. (Brașov - 1994).
2. Научно-техническая конференция «30 лет образования КПИ им. С. Лазо». (Кишинев- 1994).
3. The Eleventh World Conference on Earthquake Engineering (Acapulco. Mexico-1996).
4. The Eleventh European Conference on Earthquake Engineering. Paris. France. September 6-11. 1998
5. Conferința Tehnică Internațională. Siguranța construcțiilor on condiții de teren și seismicitate specifice României și Republicii Moldova. Chișinău - 1999.
6. The Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering. (Vancouver. Canada - 2004).
7. Современные строительные конструкции из металла и древесины. (Одесская Государственная Академия Строительства и Архитектуры, Одесса, 2011);
8. X-ая Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию, 9-13 сентября, 2013, г. Сочи, Российская Федерация.

Диссертация состоит из введения, пяти глав, выводов и предложений, списка литературы из 139 наименований, изложена на 222 страницах печатного текста, содержит 77 рисунков, 9 таблиц. Основные результаты научных исследований опубликованы в 25 научных работах и в одной монографии.

1. СОСТОЯНИЕ МОНОЛИТНОГО ДОМОСТРОЕНИЯ

1.1. Состояние и перспективы развития монолитного домостроения

По сравнению с камнем, деревом и сталью железобетон является относительно "молодым" материалом. Его возраст насчитывает немногим более 100 лет. В середине XIX века предложения об изготовлении различных железобетонных конструкций были внесены Ламбо, Монье, Куанье, Гиаттом, Уилкинсоном. Официально железобетон был запатентован во Франции в 1867 г. Монье. Но еще раньше (в 1802 г.) армированный бетон был использован при устройстве покрытия царскосельского дворца в России.

Развитие железобетона во второй половине XIX века и в XX веке связано с интенсивным ростом промышленности, транспорта, средств связи, торговли. Этому способствовал тот факт, что к этому времени цементная промышленность и черная металлургия получили уже достаточное развитие.

На начальном этапе распространение железобетона шло преимущественно по пути изготовления монолитных конструкций, а с 50-х годов текущего столетия интенсивно стал развиваться сборный железобетон. За период с 1952 г. по 1982 г. объем его производства в бывшем СССР увеличился в 58 раз [11]. Однако, как показала практика мирового строительства, во многих его отраслях монолитный железобетон стабильно удерживал ведущее место и спектр таких отраслей в последние годы существенно расширился.

1.1.1. Историческая справка

Заметное появление железобетона в строительстве датируется 60-70 годами XIX века, причем, как правило, это был монолитный железобетон, выполнявшийся в однократно используемой опалубке.

Начиная с 80-х годов прошлого столетия стала создаваться мировая научно-техническая база железобетона. В 1885 г. Баушингер и Вайс (Германия) провели опыты по определению прочности и огнестойкости железобетонных конструкций, сохранности арматуры в бетоне, сил сцепления между этими материалами и пр. Примерно в это же время, базируясь на результатах прочностных испытаний бетона, Кенен (Германия) сформулировал основополагающий принцип конструирования железобетона, а именно: располагать арматуру следует преимущественно в зонах

возникновения растягивающих напряжений. Он же в 1886 г. предложил первый метод расчета железобетонных плит. В 1891 г. проф. Ю.А.Белелюбский (Россия) провел целую серию испытаний железобетонных плит, балок, сводов, арок, труб, силосов, резервуаров и моста пролетом 17 м [79].

Большинство исследователей называют исходной вехой первого этапа развития железобетона-начало 90-х годов XIX в., когда Ф.Геннебик (Франция) разработал конструкцию монолитного ребристого перекрытия, которая с небольшими изменениями применяется и поныне. В это время над совершенствованием железобетонных конструкций успешно работали Консидер (Франция), Мерш (Германия), Залигер (Австрия), Кудашев (Украина) и др.

К концу XIX в. сформулировалась теория расчета железобетонных конструкций, основанная на методах оценки сопротивления упругих материалов, и, получившая поэтому название "классической".

В 80-х годах XIX в. в С.-Петербурге построен ряд зданий (в том числе здание Госбанка), стены и перекрытия которых были выполнены из монолитного железобетона. В это же время из этого материала были возведены своды ткацкой фабрики на Реутовских мануфактурах, перекрытия в городской прачечной Москвы, а несколько позже - переходные мостики, бассейн и сводчатые конструкции здания ГУМа, пешеходный арочный мост пролетом 45 м на Нижегородской ярмарке.

В конце XIX в. железобетон стали широко применять в дорожном строительстве и для возведения различных инженерных (в том числе гидротехнических) сооружений. Только на железнодорожной линии Витебск-Жлобин в 1901-1902 гг. было построено 27 железобетонных путепроводов и мостов общей протяженностью 412 м [79].

В 1904 г. по проекту Н. Пятницкого и А. Барышникова в Николаеве из монолитного железобетона построили первый в мире морской маяк высотой 36 м. Толщина его стенок в основании составляла 20 см, а вверху - 10 см.

В 1906 г. в США появилась новая конструкция монолитных перекрытий-безбалочная, получившая широкое распространение в Западной Европе и России. В 1908 г. по проекту А.Ф. Лолейта в Москве построен 4-этажный склад с такими перекрытиями.

Важное значение для развития монолитного железобетона имели исследования по технологии его приготовления и укладки в конструкции. Примером таких работ может служить труд И.Г. Малюги "Состав и способы приготовления цементного раствора (бетона) для получения наибольшей крепкости", опубликованный в 1895 г.

В XX веке железобетон охватил практически все отрасли строительства. Были даже попытки применять его в самолетостроении и производстве сельскохозяйственной техники. Определенный успех был достигнут при использовании монолитного железобетона в судостроении.

Особенно в больших объемах монолитный железобетон применялся в гидротехническом строительстве. Только за период с 1918 по 1928 гг. объем его использования при возведении Волховской, Днепровской и Нижнесибирской ГЭС составил 18 млн. м³ [14].

В 20-х годах во многих странах мира фиксируется активное проникновение монолитного железобетона в общественное и промышленное домостроение. Так, в Москве были построены центральный телеграф, дом "Известий", здания министерств легкой промышленности и земледелия, в Харькове - почтамт и дом промышленности, в Санкт-Петербурге - Дом Советов.

Успешному применению монолитного железобетона в домостроении существенно способствовало создание специализированных строительных трестов ("Теплобетон" и др.) и разработка конструктивно-технологических решений укрупненной щитовой (пока деревянной) опалубки. С ее помощью возведен целый ряд жилых домов в Москве, Санкт-Петербурге, Туле, Воронеже, Брянске и др. городах. Стены этих домов выполняли из пемзошлакобетона [66].

В 30-е годы крупнощитовую опалубку для возведения стен зданий стали изготавливать из металла. К числу первенцев ее применения относится 6-этажный дом в Санкт -Петербурге с внутренними однослойными стенами толщиной 10 см и трехслойными наружными, состоявшими из 10-миллиметрового слоя тяжелого бетона, 26 см пемзошлакобетона и 4 см облицовочных плиток [88].

Скользкую опалубку впервые применили в 1903 г. при строительстве силосных башен в США. С тех пор ее использовали в Бельгии, Германии, Франции, России и др. странах для возведения из монолитного железобетона зерновых элеваторов, силосов, заводских труб, водонапорных башен и бункеров различного назначения. Первоначально подъем опалубки осуществлялся механическим путем с использованием кривошипов и ручного привода. Позже их заменили синхронизированные гидравлические системы. Скользящая опалубка, как атрибут индустриального строительства, стала широко применяться в США, Китае, Австралии, Румынии, Франции, Германии, Венгрии, Польше и во многих других странах не только для строительства инженерных сооружений, но и для возведения

зданий (преимущественно повышенной этажности). В качестве примера можно указать на группу жилых домов архитектора Э. Айо в Париже, 25-этажную панорамную башню в Лионе [49], 38-этажное здание отеля "Берлин", здание университета высотой 140 м в Лейпциге и пр.

В 1926 г. скользящую опалубку применили в России при строительстве зернового элеватора в Эльхотово и мельницы в Рубцовске. Этот опыт послужил толчком к использованию ее для возведения сооружений сахарной, угольной, химической и нефтяной промышленности.

Примечательно, что уже в 1930 г. московский трест "Заводстрой" применил ее для возведения 7-этажного дома с однослойными стенами из пемзошлакобетона [22]. Заметим, что в других странах скользящую опалубку преимущественно использовали под тяжелый бетон. Как мы убедимся в дальнейшем, этот аспект не был случайным.

В 1931 г. в Санкт-Петербурге провели конкурс на лучшую технологию возведения монолитных зданий. Это свидетельствует о двух обстоятельствах. Во-первых, совершенно очевидно, что монолитное домостроение сформировалось как строительная область. Во-вторых, этот вид строительства остро нуждался в научно обоснованной и экспериментально проверенной технологии производства работ. Конкурсной комиссией лучшей была признана разработка В.А. Латынина и Б.В. Дмитровского, предусматривавшая индустриальное возведение тонкостенных зданий из литого ксилошлакобетона.

Начиная с конца 20-х годов текущего века в строительную практику внедряются различные тонкостенные монолитные конструкции - оболочки, купола, шатры, складки, чему в существенной мере способствовало создание В.З. Власовым теории тонкостенных покрытий. Первый тонкостенный купол пролетом 28 м выполнен в 1929г. в Москве при строительстве планетария. Спустя 5 лет купол пролетом 55,5 м перекрыл Новосибирский театр. По тем временам это была уникальная конструкция.

В 1936 г. в СССР было проведено совещание по крупноблочному и монолитному строительству, которое на основании анализа результатов применения монолитного железобетона в жилищно-гражданском строительстве классифицировало эту форму домостроения как индустриальную. Однако объективность требует сказать, что в те времена это был по существу лишь зародыш монолитного индустриального домостроения, поскольку принципы унификации в нем не были реализованы, а основные трудоемкие процессы механизировались в минимальной степени.

Несомненно, на развитии монолитного домостроения сказалось увлечение (иногда не совсем оправданное) сборным железобетоном, которое, начиная с 50-х годов, захватило Западную Европу, США и СССР. Возможность типизировать и унифицировать конструктивные решения наряду с высоким качеством элементов заводского изготовления поставило сборный железобетон в число приоритетных материалов, снизив его недостатки. В известной мере широкому развитию сборного железобетона способствовала разработка идеи преднапряжения. Впервые ее высказал в 1886 г. Джексон (США), затем в 1888 г. Деринг (Германия), в 1896 г. - Мандль (Австрия), в 1903 г. - Э.Фрейссинэ (Франция). В 1905 г. идея преднапряженных железобетонных конструкций была четко изложена в публикации Лунда (Норвегия). Первоначально эта идея не получила широкой практической реализации, т.к. к этому не была готова промышленность стройматериалов, однако, начиная с конца 20-х годов, ситуация поменялась кардинально, благодаря усилиям Э. Фрейссинэ, Ф. Дошингера, Е. Хойера, У. Финстервальдера и др.

Возвращаясь к истории развития монолитного домостроения следует отметить, что процесс этот в целом не носил плавный характер. Периоды признания достоинств монолитного бетона сменялись увлечением сборными конструкциями, попытки широкого внедрения его в домостроение наталкивались на неутешительные показатели по тепло- и звукопроводности зданий из тяжелого бетона и серьезные трудности при выполнении их из легкого бетона, о чем будет сказано ниже. Поэтому диаграмма развития монолитного домостроения носит скачкообразный характер. Меняется интенсивность его объемов (в меньшей степени в мире, и в большей - в отдельно взятой стране) и спектр форм применения. С необходимой подробностью эта динамика отражена в следующих разделах монографии.

1.1.2. Современное монолитное домостроение в различных странах.

1.1.2.1. Состояние монолитного домостроения за рубежом

Сегодня монолитному домостроению в различных странах присущи два аспекта: применение в большинстве случаев инвентарной (часто унифицированной) опалубки и широкая механизация трудоемких процессов.

Во многих странах монолитное домостроение заняло в строительстве ведущее место. По данным ЦНИИОМТП России в ряде европейских стран и в США доля монолитного бетона и железобетона в общем объеме реализуемых стройматериалов составляет 60-70%. Во Франции, Румынии, Германии, Италии, Испании и Греции

удельный вес монолитного строительства колеблется в пределах 25- 65%. В Дубае построено самое высокое здание в мире, высотой 828 м., также из монолитного бетона (рис.1.1). Широко распространено строительство монолитных зданий в странах Востока. В Пекине (Китай) около 85% зданий (преимущественно высотой 16-25 этажей) возводится из монолитного железобетона (рис. 1.2). Этот материал широко применяется для строительства отелей, санаториев, административных зданий и т.п. (рис.1.3., рис. 1.4.)



Рис.1.1.Монолитное здание в Дубае (Саудовская Арабия) высотой 828 м.



Рис. 1.2. Жилищный многоэтажный комплекс из монолитного бетона в Китае.



Рис. 1.3. Гостиница “БеллаСкай” (BellaSkyhotel, Copenhagen), Копенгаген.



Рис. 1.4. Гостиница Рюгён в Пхеньяне (КНДР), 105 этажей, высотой 330 метров.

Для зарубежного монолитного домостроения характерны два обстоятельства. Во-первых, широкое применение монолитного железобетона не только для бескаркасных, но и для каркасных зданий; во-вторых, не только для высотного, но и для малоэтажного строительства. Примером может служить Кипр, где имеет место массовое строительство одно - двухэтажных зданий из монолитного железобетона.

Несмотря на довольно короткую историю развития монолитного домостроения в разных странах разработано большое количество опалубок и технологий их применения. Однако все разновидности опалубок можно классифицировать на два типа: скользящая и переставная. Последняя подразделяется на крупнощитовую, мелкощитовую и объемноблочную.

Коротко осветим опыт применения различных форм монолитного домостроения в различных странах мира.

Скользящая опалубка однозначно успешно применялась при возведении различных инженерных сооружений из тяжелого бетона. Позже она стала использоваться и в домостроении. Причем в этой области наметилось три направления:

- возведение стен зданий из тяжелого бетона с последующим их утеплением легкими материалами;
- возведение многослойных стен, в которых несущим являлся слой из тяжелого бетона;
- возведение зданий с однослойными стенами из легкого бетона.

Анализируя опыт развития этих направлений можно заключить, что, если первые два из них в большинстве случаев не сталкивались с непредвиденными трудностями, то при строительстве зданий с однослойными стенами из легкого бетона часто не удавалось обеспечить достаточно высокое качество стен.

В целом скользящая опалубка уверенно вошла в монолитное домостроение, причем преимущественно в высотное домостроение, где ее применение было особенно эффективным.

С помощью скользящей опалубки построены гостиница высотой 90 м в г.Карл-Маркс-Штадт, высотный корпус НИИ в Йене, целый ряд 8-23 -этажных зданий в Венгрии, Болгарии, Китае и других странах. Широко используется скользящая опалубка в зданиях комбинированного конструктивно-технологического решения для выполнения лифтово-лестничных шахт, отдельных диафрагм, пилонов, ядер жесткости и т.п. Примером могут служить здание "Мен Монпарнас" высотой 200 м в Париже, 47-этажный жилой дом в Кельне, целый ряд гостиничных корпусов в Пекине

В различных странах разработаны разнообразные конструктивно-технологические модификации скользящей опалубки. Одна из них - самоподъемная опалубка- предназначена для возведения зданий ступенчатой конфигурации по высоте [20]. В Польше создана своеобразная технология применения скользящей опалубки "Слигг-Ров" [14]. Как бы ни отличались друг от друга эти технологии, всех их объединяет гарантия получения стен с ровной и гладкой поверхностью, не нуждающейся в какой-либо дополнительной обработке за исключением необходимого дизайна. Как правило, такие стены не оштукатуриваются, а подвергаются декоративной окраске кремнеорганическими или полимерцементными красителями снаружи и оклейке обоями изнутри.

От сказанного выше существенно отличается опыт применения скользящей опалубки на территории бывшего СССР, начало которого относится к 60-70-м годам. В это время в Сочи, Донецке, Туле, Ростове-на-Дону, Фрязино и других городах был построен ряд зданий в скользящей опалубке.

Сразу отметим, что практическое освоение этого метода началось при отсутствии необходимой экспериментальной базы. Эксперименты по существу ставились в производственных условиях и результаты их были далеко не всегда удовлетворительными.

Так, опыт возведения 16-этажного дома с трехслойными стенами в Донецке выявил высокие трудозатраты, существенное снижение прочности стен за счет наличия в них плитного утеплителя, который очень трудно фиксировался в проектном положении. Еще большие трудности пришлось преодолевать строителям при устройстве сборных перекрытий со шпоночным сопряжением со стенами.

В общем объеме опыта применения скользящей опалубки на территории СССР можно, конечно, найти положительные примеры (16-этажные дома в г. Фрязино, Туле и др.), однако для этого опыта в целом характерно низкое качество стен, особенно, как отмечалось выше, при выполнении их из легкого бетона, наличие наилучших решений в устройстве перекрытий и др.

В 1973 г. опыт монолитного домостроения в СССР анализировался на Всесоюзном семинаре в Сочи, а в 1976 г. Госгражданстрой совместно с президиумом Центрального правления НТО стройиндустрии рассмотрел вопрос о развитии монолитного домостроения в стране. В соответствующем решении указывалось на необходимость повышения качества и эффективности этого вида строительства. К этому времени в стране было возведено свыше 80 монолитных зданий обычной и повышенной этажности.

Дальнейшее применение скользящей опалубки, несмотря на различные декларативные решения, все четче обнажило негативные результаты ее практического применения. Это прежде всего - низкое качество монолитных стен. Под давлением этих фактов Минстрой СССР в 1980 г. издал приказ, в котором развитие монолитного домостроения в стране ориентировалось преимущественно на применение переставной опалубки, а использование скользящей опалубки допускалось лишь в отдельных случаях при наличии соответствующего технико-экономического обоснования. По существу это было официальное признание поражения в освоении одного из распространенных в мире видов домостроения. Причины, обусловившие такой итог, будут рассмотрены на примере соответствующего молдавского опыта в следующем разделе.

Как отмечалось выше, переставная опалубка имеет три модификации. Из них объемно-переставная чаще всего используется для возведения спальных корпусов санаториев, гостиниц и т.п. зданий в районах с теплым климатом. Наибольшее распространение среди различных видов объемно-переставной опалубки получила тоннельная фирмы "Утинор". Ее вариацией является опалубка "Батиметалл", на основе которой в Венгрии разработали опалубку "ПЭВА" [49].

При использовании тоннельной опалубки представляется возможность бетонирования стен и перекрытий здания в едином технологическом цикле, что весьма важно для обеспечения пространственной жесткости и монолитности зданий. Недостатком тоннельной опалубки является то, что наружные стены приходится выполнять самонесущими (чаще всего из сборных элементов). Именно по этой причине применение опалубки этого типа наиболее эффективно в южных районах, где наружное ограждение зданий выполняется из стекла. Однако имеют место случаи применения тоннельной опалубки и в более суровых климатических условиях. Так в Лондоне за 75 рабочих недель возведены 3 корпуса отеля на 300 номеров со стенами и перекрытиями толщиной соответственно 14 и 15 см [91].

Достоинством тоннельной опалубки является самая низкая трудоемкость работ, а недостатком - ограниченные формообразующие возможности. В Санкт-Петербурге два 22-этажных жилых дома возведены с использованием тоннельной опалубки двух типов: квартирной и коридорной.

Из щитовых опалубок во всех странах мира, ведущих монолитное строительство, большее распространение получила крупнощитовая, отличающаяся от мелкощитовой существенно меньшей трудоемкостью работ. Щиты такой опалубки изготавливают стальными и из высококачественной фанеры с

пластмассовым покрытием. Их жесткость обеспечивается ребрами из специальных профилей. Оборачиваемость такой опалубки достигает 200 раз.

Как правило, в различных странах применяются унифицированные системы крупнощитовой опалубки: в Дании -"СКЭН-форм", в Болгарии -"Универсал", в Германии-"Хуннебек", в Польше -"WU", в Австрии-ДОКА, в бывшем СССР-"Гражданстрой". Эту последнюю можно считать наиболее универсальной с максимальными формообразующими и технологическими возможностями, т.к. в ее состав помимо крупных щитов для внутренних, наружных стен и перекрытий входят блочная опалубка стен и лифтовых шахт, объемно-переставная, а также мелкощитовая опалубка, автономная система термообработки, приобъектный полигон, комплект оборудования и механизмов.

Каркасы опалубочных щитов системы "Гражданстрой" выполнены из швеллеров и уголков, а формообразующие поверхности-из металлического листа толщиной 4 мм.

Система опалубки "Гражданстрой" предназначена для возведения зданий с размерами, кратными 3м, высотой этажа 2,8; 3,0; 3,3; 3,6 и 4,2 м и шагом поперечных стен 2,4-7,2 м. Толщина стен в таких зданиях может составлять от 12 до 50 см, а перекрытий от 12 до 22 см.

Загороднев В. А. разработана конструкция опалубки, при использовании которой бетонируют сначала перекрытия, а затем стены [64].

При применении крупнощитовой опалубки все стены, как правило, выполняют монолитными, а перекрытия - монолитными, сборными или сборно-монолитными.

В современных монолитных зданиях часто используют сборные элементы в виде крупных блоков или панелей для наружных стен, плит-"скорлуп" для стен и перекрытий, играющих роль оставляемой опалубки, панелей, перегородок, лестничных маршей, сантехкабин и пр. В сейсмических районах следует помнить, что это обстоятельство может привести к более или менее существенному снижению степени монолитности зданий.

В современном монолитном домостроении прослеживается два направления развития. Одно из них охватывает массовое возведение ординарных зданий (преимущественно жилых), другое нацелено на возведение уникальных зданий. Ординарные здания обычно возводят если не по типовым проектам, то по проектам многократного применения. Среди зарубежных стран такая ситуация четко прослеживается в Китае [48]. Конструктивно-планировочные и технологические решения таких зданий подчинены принципу достижения оптимальных

экономических показателей, а их архитектурная выразительность достигается "игрой объемов", использованием многотонной цветовой отделки фасадов и другими приемами.

Уникальные здания, обычно предназначенные для офисов крупных фирм, отелей и т.п., возводят чаще всего большой высоты. Отличаются они сложными объемно-планировочными решениями, широко использующими высокую пластичность формообразующих возможностей монолитного бетона в сочетании с металлическими конструкциями и стеклом. В качестве примеров можно привести 195-метровой высоты здание "Лейк-Пойнт-тафф", жилой дом в Хьюстоне высотой 217,5 м, здание "Мен-Монпарнас" высотой 200 м (Париж), 66-этажное здание "Метрополитен-Тауэр" высотой 218 м в Нью-Йорке, административное здание в Окленде (Новая Зеландия), ряд фешенебельных отелей в Пекине [48].

За рубежом бетон для монолитных зданий изготавливается как на специализированных заводах, так и на приобъектных установках, снабженных весовыми дозаторами для составляющих. Существуют установки с программной системой приготовления бетона, учитывающей как его заданные параметры, так и фактические характеристики используемых материалов (влажность заполнителя, активность цемента и пр.).

Для подачи бетона к месту укладки широко применяют бетононасосы. Рекордная высота подачи бетонной смеси бетононасосом (314 м) достигнута при строительстве в Хьюстоне 75-этажного здания "Texas Commerce Tower". Повышенная подвижность бетонной смеси, транспортируемой бетононасосами, в значительной мере гарантирует высокое качество ее укладки в конструкции.

В разных странах разработаны различные технологические системы возведения монолитных зданий (в Италии и Бельгии "Дамус-80"; "Ота кэнсецу" в Японии и др.). Все эти системы ориентированы на гарантированное высокое качество монолитных конструкций и высокую скорость строительства: этаж здания за 3-5 рабочих дней [48]. Вблизи г. Валенсия (Испания) учебный комплекс на 5 тысяч студентов, в состав которого входили 45 зданий и актовый зал на 5100 человек, был построен из монолитного преднапряженного железобетона всего за 12 месяцев.

Суммируя информацию, приведенную в настоящем разделе, можно заключить, что к настоящему моменту монолитное домостроение вошло в число основных форм строительства, которая уже имеет свою историю. Характер этой истории, несомненно, определяет успехи данного вида домостроения, но есть в ней и неудачи,

явившиеся следствием недостаточной изученности отдельных аспектов этого молодого вида строительства.

1.1.2.2. Опыт монолитного домостроения в Молдове

Анализ опыта монолитного домостроения в Молдове автор считал необходимым выделить в отдельный раздел по двум причинам. Во-первых, настоящая работа преследует целью реализовать ее результаты прежде всего в строительстве Молдовы, ведущимся в очень сложных условиях, одним из аспектов которых является высокая сейсмичность территории республики. Во-вторых, начиная с 70-х годов, Молдова была тем регионом, в котором сфокусировались самые разнообразные методы возведения монолитных зданий. В силу этого в республике накоплен многогранный опыт этого вида домостроения. Ценность его заключается в том, что он был получен за относительно короткий срок при постоянных исходных данных, продиктованных местными условиями.

Начнем с того, что в Молдове развитие монолитного домостроения, как и в бывшем СССР в целом, вначале было четко ориентировано на преимущественное применение скользящей опалубки. Это оправдывалось минимальными капитальными затратами на организацию данной формы строительства и довольно высокими формообразующими возможностями скользящей опалубки. Способствовал этому и факт широкого ее применения в практике строительства многих стран. К сожалению, опыт этот не был изучен с необходимой доскональностью.

Первый дом в скользящей опалубке (9-этажный) был возведен в Кишиневе с трехслойными стенами, которые в практическом исполнении не выдерживали критики с позиций сейсмостойкости. Плитный утеплитель в них расчленял несущие слои стен из тяжелого бетона, причем толщина этих слоев менялась в широких пределах. В дальнейшем от строительства зданий такой конструкции отказались.

В 1972 г. в Кишиневе возведен 11-этажный жилой дом с однослойными наружными стенами толщиной 35 см из керамзитобетона с объемной массой 1650 кг/м³. Монолитные перекрытия толщиной 12 см возводились вслед за стенами.

Переход от трехслойных стен из тяжелого бетона с утеплителем к однослойным из легкого бетона позволил решить проблему, выдвинутую теплотехникой, но породил еще большую проблему-обеспечение необходимого качества стен. Возникла эта проблема в силу следующих обстоятельств.

Фактически в Молдове по различным причинам при использовании скользящей опалубки не обеспечивалось ее непрерывное скольжение, как предусмотрено технологией данного метода возведения зданий. На практике стены бетонировались ярусами при "стоячей" опалубке. После бетонирования каждого яруса по прошествии некоторого времени опалубка перемещалась на очередную отметку и цикл повторялся. За это время бетон успевал "прихватиться" к стенкам опалубки, вследствие чего равнодействующая сил трения, возникавших между бетоном и опалубкой, оказывалась при использовании легкого бетона выше веса этого бетона в пределах яруса. В итоге при попытке перемещения опалубки она поднималась вместе с уложенным бетоном. Приходилось "осаживать" его подручными средствами. В результате в стенках образовывались многочисленные каверны, пустоты значительных размеров и так называемые "рабочие швы бетонирования", которых при непрерывном скольжении опалубки не должно быть. Их образованию способствовало и то, что технология приготовления и укладки керамзитобетона фактически не была разработана, благодаря чему при его виброуплотнении крупные зерна заполнителя всплывали, образуя рыхлые слои.

Как влияют такие многочисленные "рабочие швы" на прочность (в том числе и сейсмостойкость) монолитных зданий вряд-ли необходимо комментировать. Практика эксплуатации этих домов и их поведение при Карпатских землетрясениях однозначно показали на недопустимость возведения зданий с "многочисленными" стенами.

В 1984 г. в Кишиневе возводились 33 монолитных здания. Комиссия Госстроя Молдовы, обследовавшая 21 из них, установила, что ни в одном не обеспечивалось непрерывное скольжение опалубки, однородность и заданная подвижность бетонной смеси, а также проектное расположение арматуры. Стены этих зданий изобиловали пустотами, кавернами значительных размеров, многочисленными "технологическими" швами (рис.1.5). Их геометрия не соответствовала проектной, простенки и проемы имели неправильную форму, бетон в перемычках зачастую почти полностью отсутствовал. Только в 1983 г. затраты по Кишиневу на устранение дефектов монолитных конструкций составили свыше 190 тыс. долларов США и 5000 чел. дней. Естественно, что стены описанного качества нуждались в двустороннем оштукатуривании, на что в этом же году было затрачено 75 тыс. долларов США.

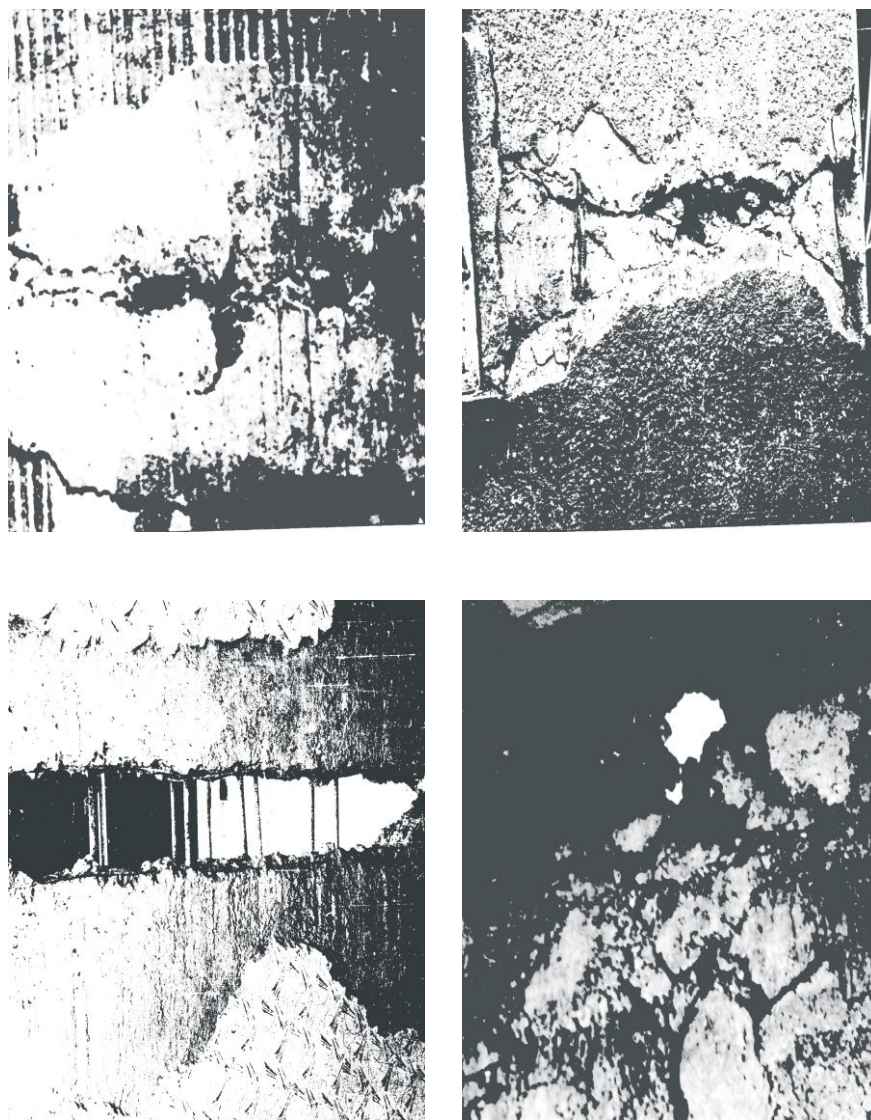


Рис. 1.5. Характерные дефекты стен, возведенных в скользящей опалубке

Большой объем отделочных работ приводил закономерно к увеличению сроков строительства. Относительно быстро возведенные "коробки" зданий годами простаивали до ввода в эксплуатацию. Нормативные сроки строительства 16-20-этажных жилых домов, как правило, превышались в 1,7 - 2,5 раза.

В 1985 г. Комиссия Госстроя республики провела обследование около 40 монолитных зданий, построенных с использованием скользящей опалубки. В 50 % из них стены имели горизонтальные и наклонные трещины, отслоение защитного слоя

бетона, выпучивание вертикальных арматурных стержней. Особенно массовым и тяжелым было повреждение перемычек и узких простенков.

Действовавшие в то время на территории Молдовы нормы по монолитному домостроению (РСН 13-87) ограничивали предельную ширину раскрытия трещин в стенах величиной 0,3 мм при длительно действующих нагрузках и 0,4 мм- при кратковременных. На практике же во многих зданиях фиксировались трещины с шириной раскрытия до 5 мм.

В ряде случаев сложившаяся ситуация была близка к аварийной и требовала кардинального усиления дефектных конструкций. К сожалению, к тому времени способы глобального усиления монолитных зданий еще не были разработаны и зачастую все заканчивалось обычным ремонтом.

Обследование монолитных зданий, возведенных в скользящей опалубке, выявило недопустимо высокую неоднородность по плотности керамзитобетона, уложенного в стены (рис. 1.6).

Как видно из графиков на рис. 1.6, показатели плотности бетона (а следовательно и его прочности) даже в пределах одного участка стены отклонялись от среднего значения на 35-40%.

Общая негативность более чем 10-летнего опыта возведения зданий в скользящей опалубке на территории Молдовы была настолько очевидной, что в 1984 г. Совет Министров МССР принял постановление N 48 "О дальнейшем совершенствовании монолитного домостроения и дополнительных мерах по развитию его производственной базы", которое очень жестко ограничивало применение скользящей опалубки в массовом монолитном домостроении. Фактически объемы строительства этим методом уже в 1985 г. были доведены до нуля; на этой отметке они остаются по сей день.

Из сказанного можно было бы сделать вывод о том, что скользящая опалубка не применима для возведения многоэтажных зданий. Однако этому противоречит мировой опыт широкого использования скользящей опалубки и возведения с ее помощью железобетонных конструкций высокого качества.

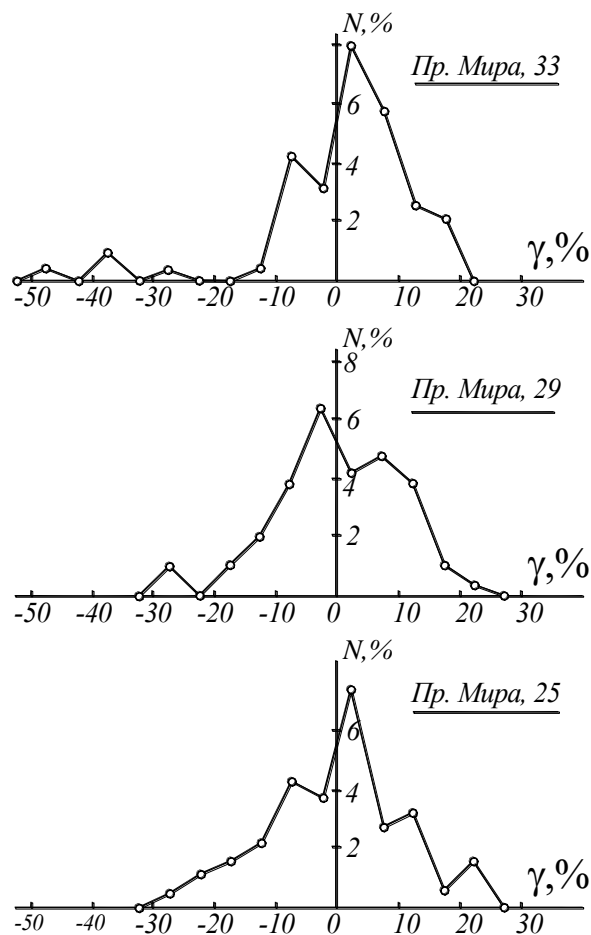


Рис. 1.6. Графики рассева плотности бетона в стенах монолитных зданий

Этот диссонанс послужил толчком к проведению соответствующих исследований, которые осуществила лаборатория сейсмостойкости Кишиневского Политехнического Университета. В ходе их проведения был выполнен анализ проектов монолитных зданий; детально изучена технология их возведения (проектная и фактическая), включая фазу приготовления и доставки бетона, установлен диапазон колебаний уровня квалификации инженерно-технического персонала, занятого в монолитном домостроении, и др. факторы, могущие в той или иной мере повлиять на качество монолитных зданий.

Эти исследования вскрыли целый ряд взаимосвязанных причин низкого качества монолитных конструкций, выполненных в скользящей опалубке. Среди них чрезмерная сложность объемно-планировочных решений зданий, при разработке которых совершенно игнорировалось мнение технологов и конструкторов, полная неизученность технологических возможностей данного метода возведения зданий, отсюда, как следствие, кабинетное, не соответствующее реальной практике, назначение технологических параметров его использования. Ведь не случайно при

его освоении в Молдове так и не было достигнуто непрерывное скольжение опалубки, при котором силы трения между бетоном и стенками опалубки существенно меньше, чем тогда, когда опалубка определенное время находится в одной позиции.

Приходится констатировать, что проекты зданий не учитывали реальных возможностей метода их возведения. Как правило, стены зданий изобиловали узкими простенками и многочисленными перемычками, т.е. элементами, которые труднее всего выполнять в скользящей опалубке. Часто строительные чертежи не учитывали коммуникационной ситуации, благодаря чему возведенные стены приходилось ослаблять дополнительными бороздами, отверстиями и нишами.

Одним из крупных недостатков проектов монолитных зданий являлось многочисленность марок арматурных изделий. Например, в здании Совета колхозов эта цифра достигла 407. Это обстоятельство являлось одной из причин непроектного армирования конструкций.

Очень серьезный ущерб авторитету метода возведения зданий в скользящей опалубке нанесла форсированная замена тяжелого бетона на керамзитобетон без проведения необходимых технологических исследований.

К сказанному следует добавить общий невысокий уровень квалификации ИТР, несоблюдение рабочих параметров бетонной смеси и ритмичности ее доставки, применение несовершенных способов укладки и уплотнения бетона и пр. Не были достаточно продуманы варианты устройства в таких зданиях перекрытий, крупнопанельных перегородок и пр.

Каждый из отмеченных аспектов внес свою лепту в дискредитацию рассматриваемого метода домостроения, а итогом явился полный отказ от его применения. Между тем при разработке научно-обоснованной базы этого метода он может успешно применяться при возведении различных зданий.

Переставная опалубка начала использоваться в Молдове примерно в то же время, что и скользящая. Первый дом в переставной опалубке возведен в Кишиневе в 1972 г. Его самонесущие наружные стены выполнялись из стеновых блоков комплексной конструкции с наружным слоем из местного пильного известняка.

Для возведения монолитных зданий в Молдове разработана система блочной опалубки, которая позволяет бетонировать стены и перекрытия в едином технологическом цикле. Комплект опалубки "на комнату" состоит из трех секций, соединяющихся между собой с помощью болтов. После бетонирования стен и перекрытий над крайними секциями и приобретения бетоном необходимой

прочности, средняя секция опалубки извлекается через оставляемый проем в перекрытии. Через него же поочередно извлекают и крайние секции, после чего проем закрывается сборной плитой. Нужно отметить, что практика применения опалубки этой системы выявила существенную трудоемкость работ по ее сборке и разборке, увеличивающуюся по мере роста числа циклов использования опалубки.

Довольно широкое применение в строительстве Молдовы получила крупнощитовая опалубка системы "Гражданстрой". При ее использовании поверхности стен получаются гладкими без технологических швов, рыхлостей и т.п. В щитовой опалубке только в Кишиневе возведено свыше 100 жилых и общественных зданий.

Характеризуя опыт монолитного домостроения в Молдове, нельзя не остановиться на том факте, что в последние годы монолитные здания все больше стали трансформироваться в сборно-монолитные. Прежде всего этому способствует устройство перекрытий из сборных плит, причем зачастую балочного типа. Помимо этого в практику строительства монолитных зданий стали активно внедрять метод раздельного бетонирования стен, позволяющий осязаемо сократить общие трудозатраты и уменьшить объем используемой опалубки.

Согласно этому методу стены разной ориентации бетонируются раздельно, а между собой в сопряжениях соединяются с помощью арматурных выпусков и шпонок. Понятно, что по степени монолитности и пространственной жесткости сборно-монолитные дома уступают домам, стены и перекрытия которых возводятся в едином технологическом цикле. Об этом обстоятельстве не следует забывать, особенно при строительстве зданий в сейсмически активных зонах и в неблагоприятных гидрогеологических условиях.

Завершая краткий обзор опыта монолитного домостроения в Молдове, подчеркнем целесообразность развития этого вида строительства силами крупных специализированных строительных организаций, располагающих необходимой материальной базой и кадрами специалистов.

1.1.3. Поведение монолитных зданий при сильных землетрясениях

Анализ последствий землетрясений, выполненный по определенной методике, дает наиболее объективный материал для суждений о сейсмостойкости зданий различных конструктивно-технологических решений. Эти сведения в сумме с результатами натуральных, лабораторных и теоретических исследований используются

для совершенствования конструкций и методов расчета зданий с учетом сейсмического воздействия. В этом отношении показательны Ашхабадское (1948 г.), Ташкентское (1966 г.) и Спитакское (1986 г.) землетрясения, давшие толчки к пересмотру и уточнению ряда расчетных положений и принципов проектирования сейсмостойких зданий. Однако ни одно из указанных землетрясений не дало необходимой информации о сейсмостойкости монолитных зданий. Вообще до недавнего времени в зоны сильных землетрясений попадали единичные монолитные дома и лишь в 70-80 годах они подверглись настоящему экзамену серией Карпатских землетрясений, охвативших Молдову.

Поскольку монолитное домостроение в Молдове концентрировалось по существу в Кишиневе, то, образно говоря, столица республики сыграла при этих землетрясениях роль испытательного полигона для монолитных зданий. Полученная при этом информация бесценна в силу трех обстоятельств.

Во-первых, в Кишиневе были представлены в достаточном количестве различные формы монолитного домостроения, а именно: дома, возведенные в скользящей и переставной опалубках различных систем.

Во-вторых, эти здания были возведены в различных гидро-геологических условиях в зонах с сейсмичностью от 7 до 9 баллов.

В-третьих, все эти здания подверглись многократному сейсмическому воздействию (1977, 1986 и 1990 гг.).

Коротко рассмотрим последствия этих землетрясений.

Землетрясение 1977 г. в Кишиневе ощущалось силою в 6-7 баллов, поэтому его разрушительный эффект был относительно небольшим. Остались целыми даже многие каменные здания старой постройки. В этой ситуации логично предположить, что монолитные здания, рассматривавшиеся специалистами как наиболее современная форма сейсмостойкого строительства, должны были перенести это землетрясение без заметных повреждений. Однако действительность опровергла это предположение.

К моменту этого землетрясения в Кишиневе было возведено 18 монолитных зданий высотой 9-20 этажей и 10 находилось в стадии строительства. Их обследование после землетрясения показало, что в 6 из них возникли трещины в перемычках, по технологическим швам, а в некоторых - косые трещины в простенках. Все эти здания возводились в скользящей опалубке! Такое их поведение не соответствовало относительно небольшой силе землетрясения. К сожалению, из сказанного факта не были сделаны соответствующие выводы. Строительство явно

несейсмостойких зданий продолжалось, а поврежденные дома не были усилены должным образом. Результат этого сказался через 9 лет при землетрясении 1986 г.

Существенно большей силой (8-8,5 баллов) землетрясение 1977 г. проявилось в Румынии, вызвав тяжелые повреждения и даже обрушения зданий, массовую гибель и ранение людей. Общее число пострадавших достигло 12816 чел.

К тому времени в Румынии было построено значительное количество монолитных зданий высотой 11-17 этажей. Их поведение при землетрясении было неоднозначным. Некоторые (особенно здания с первым гибким этажом) получили серьезные повреждения. Другие же перенесли его вполне удовлетворительно, несмотря на то, что фактическая сила землетрясения превысила расчетное значение. В качестве примера можно указать на 24-этажное монолитное здание гостиницы в Бухаресте. Поляков С.В. в работе [69], рассматривая поведение монолитных зданий при этом землетрясении, отмечает, что "В тех случаях когда стены в плане этих зданий располагались достаточно часто и доводились до фундамента здания, здания показывали себя сейсмостойкими. Повреждения в этом случае ограничивались небольшими трещинами в перемычках и по рабочим швам стен". В этой связи заметим, что в Кишиневе довольно значительное распространение получили высотные дома "на ножке" с наружными стенами, не доходящими до фундаментов (рис.1.7). Все они, без исключения, имели повреждения в местах "подрезки" стен.

Землетрясение 1986 г. на территории Молдовы характеризовалось большей силой, чем землетрясение 1977 г. Кроме того к этому времени многие монолитные здания уже имели явные и скрытые повреждения от предыдущего землетрясения и неудовлетворительной эксплуатации. Эти повреждения незамедлили проявиться при землетрясении 1986 г. Особенно сильно пострадали здания, чье поведение было неудовлетворительным в 1977 году. Все они оказались в аварийном состоянии. Пришлось из них отселять жильцов и организовывать их глобальное усиление. Всего к 1986 г. в Кишиневе было возведено и находилось в стадии строительства свыше 100 монолитных жилых домов высотой 8-24 этажа. Почти все они были обследованы вскоре после землетрясения. Статистика результатов этой работы (табл.1.1) четко указывает на то, что главным фактором, определившим поведение монолитных зданий при этом землетрясении, явился способ их строительства. Если дома, возведенные в переставных опалубках, получили преимущественно допустимые при землетрясении расчетной силы повреждения 1-2 степени, то 80% зданий, возведенных в скользящей опалубке, имели повреждения 3-4 степени, что явно свидетельствовало о их несейсмостойкости. Такая картина явилось

закономерным следствием крайне низкого качества основных конструкций зданий, возведенных из керамзитобетона.



Рис. 1.7. Монолитное здание с подрезкой стен нижних этажей.

Недопустимые при землетрясениях расчетной силы повреждения 3 степени выразились в виде сквозных горизонтальных и косых трещин с шириной раскрытия до 5-7 мм в широких простенках, массового разрушения перемычек с выкрашиванием раздробленного рыхлого бетона, косых трещин и смятия бетона в узких простенках, отколов по большим площадям защитного слоя бетона, выпучивания вертикальных арматурных и домкратных стержней и т.п.

Таблица 1.1. Статистические данные о повреждении монолитных зданий в г. Кишиневе при землетрясении 1986г.

Способ возведения зданий	Этажность зданий	Количество обследованных домов	Количество зданий (шт./%) с повреждениями степени			
				2-3	3-4	локально - 4
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	18	4	10	3	1
	20-22	8	1	-	7	-
Итого:		41	8/19	15/37	15/37	3/7
ВСЕГО:		96	55/57	23/24	15/16	3/3

Примечание: Знаменатель-процент от общего числа зданий.

Обследование зданий и классификация их повреждений проводились в соответствии с "Методическим руководством по инженерному анализу последствий землетрясений" [65].

Повреждения 4-й степени представляли собой преимущественно разрушение узких простенков, нарушение пространственной жесткости зданий в результате отрыва стен друг от друга в местах сопряжений, появление в стенах пустот значительных размеров с выпучиванием арматуры, срез стен по технологическим швам. Чаще всего такие повреждения получали здания, пострадавшие при землетрясении 1977г. и не усиленные после него. Классическим примером является жилой 11-этажный дом по ул. Каля Ешилор. В 1977 г. в нем появились тонкие трещины в узких простенках, отмечалось отслоение защитного слоя бетона и его смятие по технологическим швам. В 1986 г. дом оказался в аварийном состоянии вследствие раздавливания узких простенков в местах скопления рыхлого бетона, выпучивания арматурных стержней, многочисленных раскрывшихся трещин разной

ориентации, массового разрушения перемычек и перегородок. Имели место перекосы дверных и оконных блоков с заклиниванием соответствующих полотен. По значительной площади стен произошло обрушение штукатурки и керамической облицовки. В целом здание оказалось непригодным для дальнейшей эксплуатации без проведения комплекса ремонтно-восстановительных работ.

Тяжелые повреждения, исключившие их дальнейшую безремонтную эксплуатацию, получили несколько 16-этажных зданий по ул. Миорица и 13-20-этажные дома по пр. Дачия. Характер повреждений был аналогичен описанным выше, а причины их крылись в недопустимо низком качестве бетонирования керамзитобетонных стен.

Многие из этих зданий имели "висячие" наружные стены в результате их "подрезки" в уровне 1-2 этажей. В таких случаях происходила концентрация напряжений в местах сопряжения висячих стен со стволом здания, в результате чего на этих участках произошло смятие и раздробление бетона, а в самих висячих стенах образовались наклонные трещины. Заметим, что локальная ликвидация таких повреждений сопряжена с очевидными трудностями, поэтому во всех этих случаях ремонтно-восстановительные работы свелись к тривиальной строительной косметике, никак не влияющей на несущую способность зданий.

Следует обратить внимание на то, что в высотных зданиях основные повреждения наблюдались не на первых этажах, как можно было бы ожидать, а на 5-9 этажах. Объяснить этот факт логичнее всего влиянием высших форм колебаний зданий.

Особо следует рассмотреть поведение при землетрясении 1986 г. 16-этажного жилого дома, возведенного в скользящей опалубке по пр. Дачия, 36. Его наружные и внутренние стены соответственно толщиной 37 см и 18 см были выполнены из керамзитобетона с $\gamma = 1600 \text{ кг/м}^3$, а перекрытия - из тяжелого бетона класса В 15.

После землетрясения этот дом оказался в состоянии близком к обрушению. Причин было несколько.

Во-первых, он был запроектирован на 7-балльную расчетную сейсмичность, а как показали сейсмологические изыскания, с учетом динамических характеристик дома и площадки, на которой его построили, здание следовало проектировать с 9-балльной расчетной сейсмичностью.

Во-вторых, при строительстве дома зимой в стены цокольного этажа уложили бетон без антиморозных добавок, что в сочетании с общим низким уровнем качества

бетонных работ обусловило довольно тяжелые повреждения этих стен еще задолго до землетрясения. В течение всего срока после его ввода в эксплуатацию в стенах цокольного этажа происходило раздавливание рыхлого низкопрочного бетона и выпучивание вертикальных арматурных стержней. Дом, что называется, "садился", причем с креном в одну сторону. Усилиями эксплуатационников описанные весьма тревожные повреждения дома несколько раз ликвидировались с помощью обычного раствора и побелки. Между тем повреждения эти накапливались и при землетрясении 1986 г. проявились в полной мере. В итоге здание оказалось в ситуации, реально грозившей обрушением.

Развитие повреждений его конструкций происходило буквально на глазах обследовавших его специалистов, среди которых был и автор. Пришлось принять срочные неординарные меры по оперативному усилению здания, описанные в разделе 5.1 и 5.2 монографии [33].

Очень тяжелым было повреждение 9-этажного общежития по ул. Волунтарилор. Как и в большинстве таких зданий, его наружные и внутренние стены соответственно толщиной 35 см и 16 см были выполнены из керамзитобетона класса В 15, а перекрытия толщиной 12 см - из тяжелого бетона со шпоночным соединением со стенами.

Здание еще до выполнения отделочных работ перенесло землетрясение 1977 г., получив при этом повреждения в виде волосных горизонтальных трещин по периметру наружных и внутренних стен на 4-6-м этажах. Поврежденными оказались и многие перемычки.

При землетрясении 1986 г. в здании возникли тяжелые повреждения 3 и 4 степени в виде разрушения узких простенков наружных стен и перемычек, раздавливания бетона и среза стен по технологическим швам, т.е. наметившиеся повреждения в 1977 г. со всей полнотой проявились в 1986 г. Общая протяженность трещин в этом доме составила 1017 п.м.

Качественно иным было повреждение при землетрясении 1986 г. монолитных зданий, возведенных в переставной опалубке. Всего таких зданий было обследовано 55. В подавляющем большинстве из них (см.табл. 1.1) повреждения выразились в виде волосных трещин в перемычках, в плоскостях сопряжений монолитных и сборных элементов, по монтажным швам последних. В некоторых зданиях фиксировались тонкие горизонтальные трещины по плоскостям сопряжения стен с перекрытиями и косые трещины в простенках внутренних стен.

Необходимо отметить, что появление косых трещин в простенках, испытывающих одновременное воздействие вертикальных и горизонтальных сил, явилось по-существу первым объективным подтверждением аналогичного характера разрушения монолитных стен в ходе их стендовых испытаний. Причем было отмечено, что в стенах, не пересекавшихся перекрытиями, траектории косых трещин захватывали несколько этажей, а в стенах, разделенных междуэтажными перекрытиями, они часто локализовывались в пределах одноэтажных стеновых панелей.

Определенный интерес среди зданий, возведенных в переставной опалубке, представляют дома с наружными самонесущими стенами из сборных блоков или панелей. В результате неполноценного вовлечения этих элементов в работу здания при сейсмическом воздействии, внутренние стены оказываются перегруженными и получают относительно больший объем повреждений. В качестве примера можно привести 16-этажное здание по Московскому проспекту, во внутренних простенках которого возникло довольно много косых трещин, особенно в нижней половине здания.

Анализ статистических данных показал, что наиболее характерными повреждениями для монолитных зданий, возведенных в скользящей опалубке, являлись одиночные, разветвляющиеся и косые пересекающиеся трещины (примерно 85% от общего числа повреждений), смятие и локальное разрушение бетона (около 8%), оголение и выпучивание вертикальных арматурных стержней (5%), повреждение бетона сетчатыми трещинами (2%). Для зданий, возведенных в переставной опалубке, эти же виды повреждений характеризуются соответственно такими цифрами: 96; 0; 1 и 3%.

Землетрясение 1990 г. по своей силе существенно уступало землетрясению 1986 г., тем не менее оно относится к категории довольно сильных.

Это землетрясение не внесло ничего качественно нового в картину повреждений монолитных зданий, сформировавшуюся после землетрясения 1986 г. Главным его результатом, пожалуй, явилось ухудшение состояния ранее пострадавших зданий. Некоторые из них из разряда нуждающихся в усилении перешли в разряд аварийных.

Если после землетрясения 1986 г. общая протяженность трещин в монолитных зданиях измерялась десятками километров, то после землетрясения 1990 г., этот показатель увеличился еще больше. Появились трещины также и в зданиях, где ранее визуально они не фиксировались. Этот факт убедительно подтверждает, что при повторных землетрясениях имеет место развитие и накопление повреждений. Между

тем некоторые специалисты сейсмостойкого строительства еще недавно являлись приверженцами мнения об адаптации зданий к повторным сейсмическим воздействиям. Не отрицая полностью этой идеи можно заключить, что повторные землетрясения увеличивают степень повреждения здания, а наступающее за счет этого снижение его жесткости уменьшает эту степень в той мере, в какой здание за счет этого уходит от резонансных колебаний. Окончательный итог определяется совместным действием этих двух факторов.

Завершая рассмотрение реакции монолитных зданий на серию Карпатских землетрясений приходится констатировать, что их поведение в целом было хуже, чем следовало ожидать. Тон в формировании такой ситуации задали здания, возведенные в скользящей опалубке. И хотя известно, что в конечном счете реакция здания на землетрясение зависит от целого ряда факторов (его архитектурно-планировочного решения, этажности и ориентации в пространстве, характеристик использованных строительных материалов, состояния основных конструкций до землетрясения, гидрогеологических условий площадки строительства и др.), в данном случае среди них определяющую роль сыграло качество возведения здания, или более конкретно - его стен.

При применении скользящей опалубки это качество по причинам, упомянутым в разделе 1.1.2, было, как правило, очень низким, что и обусловило адекватную реакцию этих зданий на сильное сейсмическое воздействие. Понятно, что здания с таким уровнем качества строить нельзя, поэтому разрабатывать их расчетную модель, исходя из зафиксированного характера разрушения, не целесообразно.

Материалы о поведении монолитных зданий при сильных Карпатских землетрясениях можно дополнить разрозненными сведениями о поведении таких зданий при других сильных землетрясениях. Так, в Греции практически без повреждений перенесли сильные сейсмические воздействия здания с регулярно расположенными стенами - диафрагмами, зато сильно пострадали здания с эксцентрично расположенными ядрами жесткости [8].

Как правило, неудовлетворительным было поведение при различных землетрясениях зданий с "гибким" - первым этажом и зданий с "висячими" стенами.

В целом грамотно запроектированные и должным образом построенные монолитные здания успешно перенесли целый ряд сильных землетрясений, имевших место в различных частях планеты [8, 48, 70]. Зато здания, запроектированные с игнорированием основополагающих принципов обеспечения сейсмостойкости

конструктивных систем, и дома с низким качеством основных конструкций пополнили мировой перечень зданий, получивших при землетрясениях тяжелые повреждения, обусловившие невозможность их дальнейшей эксплуатации.

1.1.4. Перспективы развития монолитного домостроения

К концу 80-х годов сформировались довольно четкие перспективы развития монолитного домостроения на территории бывшего СССР, в том числе и в Молдове.

Направленность этих перспектив определялась преимущественно строительством зданий повышенной этажности и высотных, увеличением в 10-20 раз объемов монолитного домостроения, созданием специализированных строительных предприятий, совершенствованием технологии возведения монолитных зданий, исходя из условия максимальной механизации опалубочных, арматурных, отделочных работ и работ по укладке бетона. При этом предполагалось достичь существенно более высокого уровня качества этого вида строительства.

Эта перспектива получила отражение в программе "Монолит - 90", разработанной Госстроем СССР. Для ее реализации было специально создано союзное научно-проектно-строительное объединение монолитного домостроения НПСО "Монолит". В республиках создавались аналогичные республиканские структуры.

Базовой школой монолитного домостроения, учитывающей как отечественный, так и зарубежный опыт, стало созданное в Вильнюсе специализированное управление монолитного строительства (УМС).

В 1987 г. в Вильнюсе было проведено всесоюзное совещание "Индустриальные методы монолитного домостроения", на котором довольно глубоко анализировался накопившийся в бывшем СССР опыт этого вида строительства [91].

С распадом СССР и приходом экономики независимых республик к рыночным отношениям изменилась структура и направленность строительства, в том числе и такой его ветви, как монолитное домостроение. Довольно наглядно это можно продемонстрировать на примере Молдовы. К концу 80-х годов в республике господствовала тенденция по экономии селитебной территории и, как следствие, - по повышению этажности городской, а в ряде случаев и сельской застройки.

В Кишиневе интенсивно возводились 16-24-этажные монолитные жилые здания. Был разработан проект 30-этажного здания. Этому способствовало отсутствие в СНиП II-7-81 "Строительство в сейсмических районах" [84] высотных ограничений

для монолитных зданий. Увлечение высотным жилищным строительством развивалось, несмотря на то, что проживание людей в высотных зданиях связано с реальными неудобствами и психологическим дискомфортом [62]. Последний аспект особенно обостряется при эксплуатации зданий в сейсмически активных зонах. После Карпатского землетрясения 1986 г. автору в составе специальной комиссии пришлось опрашивать жильцов 16-24-этажных зданий с целью выявления их реакции на землетрясение. Этот опрос показал, что реакция эта была тем негативнее, чем выше находилась квартира, в которой жильцам пришлось пережить землетрясение. Усиливался треск поврежденных и трещающих конструкций, дребезжание и падение посуды в шкафах, происходило опрокидывание мебели и увеличивалась амплитуда колебаний. В итоге люди, оставаясь живыми и физически невредимыми, получали столь сильные психологические травмы, что отказывались от дальнейшего проживания в таких квартирах. Seriously осложняется вопрос эвакуации людей во время землетрясения с верхних этажей высотных зданий. Между тем исследования показывают, что наиболее экономичными при прочих равных условиях являются здания высотой 9 этажей [57]. Этой цифрой, по-видимому, и следует ограничить максимальную этажность жилых зданий в сейсмических районах. Более высокие здания в качестве архитектурных акцентов можно возводить при использовании их под офисы, гостиницы и т.п.

Практика строительства в Молдове 90-х годов показывает, что возведение зданий высотой 7 - 9 этажей, в том числе монолитных, носило эпизодический характер. Преимущественно строились малоэтажные здания. Причем есть все основания полагать, что эта закономерность просуществует еще довольно долго, пока не появятся мощные фирмы, нуждающиеся в многоэтажных офисах и пр.

Значит ли это, что монолитное домостроение обречено на увядание. По нашему мнению - вовсе нет.

С переходом к рыночным отношениям в городах заметно активизировалось строительство частных зданий высотой до 4-х этажей [56]. К этому следует добавить непрекращающееся возведение зданий в сельской местности в основном из саманаматериала, не способного обеспечить требуемую сейсмостойкость и долговечность зданий.

При массовом строительстве малоэтажных зданий использование щитовой опалубки может оказаться весьма эффективным [86]. Причем здесь следует учесть то обстоятельство, что относительно небольшая высота таких зданий позволяет даже в

условиях сейсмике применять для их стен бетон невысокой прочности. Это открывает возможность использования бетона на заполнителях из отходов камнедробления и камнепиления, которых в республике за десятилетия работы камнедобывающей промышленности скопилось в отвалах огромное количество.

Таким образом, в перспективе открывается новое направление в развитии монолитного домостроения, а именно - строительство малоэтажных зданий из бетона, приготовленного с использованием отходов промышленности ("мулузы", золы ТЭЦ и т.п.). Естественно, для того, чтобы это направление получило соответствующее развитие, необходимо выполнить определенный комплекс исследований.

Здесь уместно указать, что до настоящего времени монолитное домостроение лишено необходимой базы научно-исследовательских данных.

Так уж сложилась история развития железобетона, что она базировалась на результатах исследования преимущественно балочных элементов. Именно эти исследования явились основой для современных методов расчета железобетонных конструкций и формулирования принципов их конструирования. Что касается плоскостных конструкций, то они изучены в значительно меньшей степени. Между тем при проектировании монолитных или сборно-монолитных домов приходится сталкиваться с такими специфическими задачами, как определение пластичности их деформирования, учет пространственного характера работы в условиях сложного нагружения, влияние на напряженно-деформированное состояние основных конструкций (стен, перекрытий) технологических швов в стенах и стыков между монолитными и сборными элементами и др.

Большинство этих задач предстоит решать в будущем. Пока же мы не располагаем удовлетворительным аппаратом расчета монолитных зданий и обоснованно сформулированными принципами их конструирования (особенно при учете сейсмического воздействия). Поэтому неудивительно, что по металлоемкости монолитные здания превосходят сборные, что следует рассматривать как строительный нонсенс. Пробел в теории железобетона, связанный с недостаточной изученностью плоскостных конструкций, особенно проявился с развитием высотного строительства бескаркасных зданий в условиях повышенной сейсмической активности.

Закономерно, что этот пробел отразился и на содержании нормативных документов.

В нормах разных стран специальные разделы, посвященные монолитному домостроению, часто отсутствуют, либо ограничены общестроительными требованиями. В качестве примера можно указать на Новозеландские нормы [120] и Код США [123], которые содержат ряд устаревших рекомендаций, что и послужило причиной их критики [99, 128]. Не лучшим образом отражает специфику монолитного домостроения и Еврокод 8 [101].

В Молдове первыми нормами по монолитному домостроению были РСН 13-77, которыми пользовались до 1987 г. В том году их заменили на РСН 13-87 [76], при разработке которых был учтен 20 - летний опыт проектирования, строительства и эксплуатации монолитных зданий, а также результаты экспериментальных и теоретических исследований в области монолитного домостроения, которые активно велись в конце 70-х и в 80-х годах. В этот период сформировались творческие коллективы, которые изучали работу монолитных стен и их сопряжений с перекрытиями, а также различного рода объектов в условиях сложного нагружения, проводили динамические испытания натуральных зданий и их фрагментов, осуществляли различные технологические исследования и участвовали в соответствующих проектных изысканиях. Результаты некоторых из этих исследований освещены в последующих разделах работы.

В разработке РСН 13-87 приняли участие ЦНИИЭПжилища, ЦНИИСК, НПСО "Монолит", Технический Университет Молдовы и ряд проектных и строительных организаций Молдовы. По - существу эти нормы представляли собой первую редакцию союзных норм. К сожалению, вторая редакция в связи с распадом СССР так и не появилась, а сами РСН 13-87 к сегодняшнему дню, несомненно, устарели (особенно их расчетная часть) и настоятельно требуют пересмотра.

Следует отметить значительный вклад в создание нормативной базы ЦНИИЭПжилища, специалисты которого разработали ряд "Рекомендаций" по проектированию монолитных зданий [72, 73, 74, 75]. Но и эти, несомненно, полезные документы на сегодня устарели. Они не отражают изменений в перспективе развития монолитного домостроения, происшедших за последние годы, и результатов последних научно-исследовательских работ, выполненных в различных странах, что наглядно продемонстрировали 14 Всемирная (Китай, Пекин, 2008г.) и 14 Европейская (Охрид, Македония, 2010г.) конференции по сейсмостойкому строительству.

1.2. Обзор ранее проведенных исследований по изучению монолитных зданий

Для создания приемлемых методов расчета и конструирования монолитных зданий необходима детальная информация о их деформировании в различных силовых ситуациях. Такую информацию дают соответствующие теоретические и экспериментальные исследования.

Изучением работы монолитных зданий и их стен занимались Ашкинадзе Г.Н., Бориев В.С., Брусков Б.П., Бубук И.В., Измайлов Ю.В., Кирпий А.Ф., Кукебаев М.М., Савин С.Н., Varda F., Mau S. T., Hsu T. T. C, Paulay, T., Park, R., Tassios T., Mochizuki S. и др.

Несмотря на довольно большой список специалистов, изучавших работу железобетонных диафрагм, объем полученной ими информации нельзя сравнить с аналогичной информацией, накопленной для балочных элементов и стержневых конструкций. Кроме того, прежде чем приступить к анализу интересующей нас информации, следует заметить, что получена она была каждым из авторов, как правило, при испытании ограниченного количества экспериментальных образцов, причем эти исследования проводились различными авторами по несогласованным методикам. Итогом этого зачастую являлись противоречивые выводы различных исследователей по одним и тем же вопросам. Тем не менее, накопленные данные уже сейчас позволяют по целому ряду вопросов сформулировать достаточно обоснованные суждения.

При одновременном действии вертикальной и горизонтальной нагрузки стены зданий претерпевают изгибно-сдвиговые деформации. В зависимости от геометрических параметров, соотношения действующих сил и некоторых других факторов в механизме разрушения стен могут преобладать сдвиговая либо изгибная форма, но каждая из них в чистом виде на практике не встречается.

Признаком превалирования изгибных деформаций является разрушение стен по горизонтальным сечениям. Если же они разрушаются по наклонным сечениям, то это свидетельствует о главенствующей роли сдвиговых деформаций.

подавляющее большинство зарубежных исследователей отстаивают необходимость "подавления" с помощью различных средств сдвигового характера деформирования невысоких стен, считая, что только при преобладающем изгибном деформировании можно обеспечить необходимую пластичность поведения

конструкций в условиях сложного нагружения. Несомненно, умение управлять механизмом разрушения стен нужно рассматривать как ключ к оптимальному их проектированию.

Помимо прочности стеновых конструкций эксплуатационная надежность зданий в условиях сейсмического воздействия в значительной мере зависит от пластичности их деформирования, диссипативных свойств и характера разрушения. Последний бывает хрупким, что нежелательно, и пластичным ("мягким").

Ниже дан краткий обзор экспериментальных исследований, выполненных на натуральных объектах, их моделях и на моделях стен монолитных зданий. Весь объем последних исследований можно разделить на две части, первая из которых выполнена на одноэтажных фрагментах стен (панелях), а вторая посвящена высоким (многоэтажным) стенам.

1.2.1. Одноэтажные фрагменты стен

Исследования различных авторов в сумме ставили перед собой задачу по изучению специфики формирования прочности и деформативности фрагментов бетонных и железобетонных стен при действии горизонтальной нагрузки и в условиях сложного нагружения в зависимости от таких факторов как геометрические характеристики стеновых панелей, прочность бетона, параметры армирования, наличие в панелях проемов, характер горизонтальной нагрузки (монотонно-возрастающая, циклическая, знакопеременная). Рассмотрим последовательно действие этих факторов.

Вертикальная нагрузка. В работах многих зарубежных исследователей отмечался хрупкий характер разрушения стеновых панелей. Как правило, это происходило тогда, когда их испытывали только горизонтальной нагрузкой при отсутствии вертикальной. Основываясь на полученных экспериментальных данных, Paulay T., Priestley M. и Syngе A. [126] утверждают, что отсутствие вертикальной нагрузки приводит к снижению прочности и диссипативных свойств стеновых конструкций.

В опытах, которые провели Cardenas A.E., Russell H.G. и Corley W.G. [99], стеновые панели нагружались только горизонтальной нагрузкой. Несмотря на то, что образцы были армированы, разрушение их было хрупким.

На положительную роль вертикальной нагрузки в формировании сопротивления стен сдвигу указывают Ашкинадзе Г.Н., [8] Alexander С.М., Heidebrecht A.C., Tso W.K. [94], Paulay T., Priestley M., Syngе A. [126], Oesterle R.G., Fiorato A.E., Aristizabal-Ochoa I.D., Corley W.G. [121], и др. Увеличивается за счет вертикального нагружения панелей и поглощение энергии, однако при этом наблюдается снижение пластичности конструкций.

Авторы работы [121] отмечают, что вертикальное нагружение стен при знакопеременной горизонтальной нагрузке снижает потерю жесткости панелей при наклонном трещинообразовании, вследствие чего улучшается пластичность их деформирования.

Наглядным подтверждением положительной роли вертикальной нагрузки при работе панелей на сдвиг являются результаты испытаний бетонной неармированной панели (рис. 1.8.), описанные в [48]. Предварительно эта панель была нагружена вертикальной нагрузкой $N = 0,16N_u$ (где N_u - разрушающая нагрузка при $Q = 0$) с эксцентриситетом $0,16L$ (где L - длина панели). При горизонтальной нагрузке $Q = 180$ кН в опорном сечении панели появилась трещина, вслед за ней практически при той же нагрузке образовалась наклонная трещина, ориентированная на вершину растянутой зоны панели. Несмотря на полное отсутствие армирования конструкция продолжала сопротивляться возрастающей горизонтальной нагрузке. Разрушение ее произошло по наклонному сечению при $Q = 225$ кН, т.е. с момента начала разрушения нагрузку удалось повысить в 1,25 раза

В опытах ЦНИИЭПжилица [8] испытания 6-ти стеновых панелей из бетона одного замеса ($R_b = 200$ МПа, $R_{bt} = 17$ МПа) в установке, представленной на рис. 1.9, показали, что с ростом вертикальной нагрузки N примерно до $0,17N_u$ сопротивление панелей перерезывающей силе Q возрастало, а при дальнейшем увеличении N снижалось (рис. 1.10.). Как и в опытах лаборатории сейсмостойкости КПИ им. С. Лазо [48, 21], разрушение бетонных панелей в описываемых исследованиях начиналось с появления горизонтальной трещины в опорном сечении, а заканчивалось образованием наклонных трещин и срезом сжатой зоны бетона.

Зависимость $Q = f(N)$, аналогичную показанной на рис. 2.3, получили Vecchio F.I. и Collins M.P. в результате испытаний квадратных армированных образцов, загружавшихся распределенной нагрузкой по граням [135].

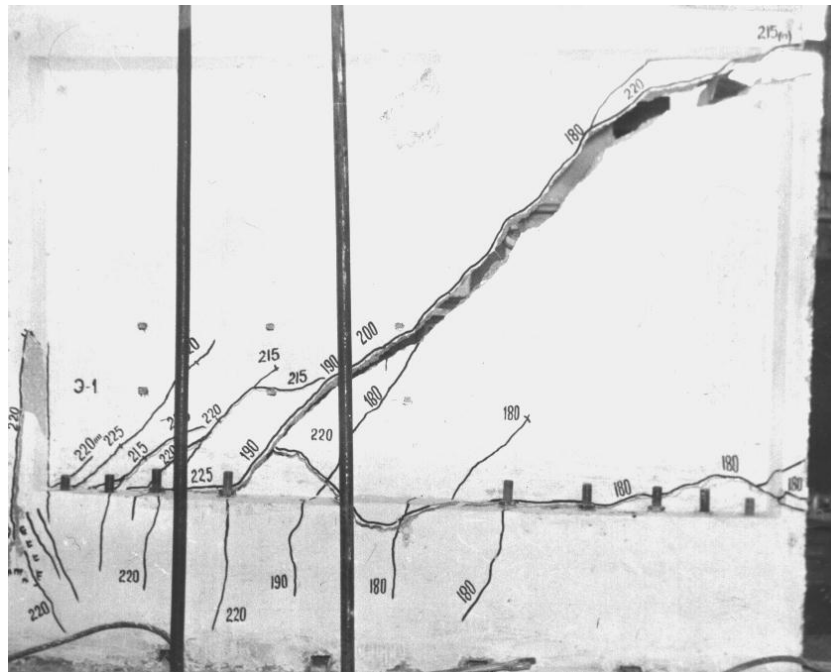


Рис. 1.8. Характер разрушения неармированной панели [48].

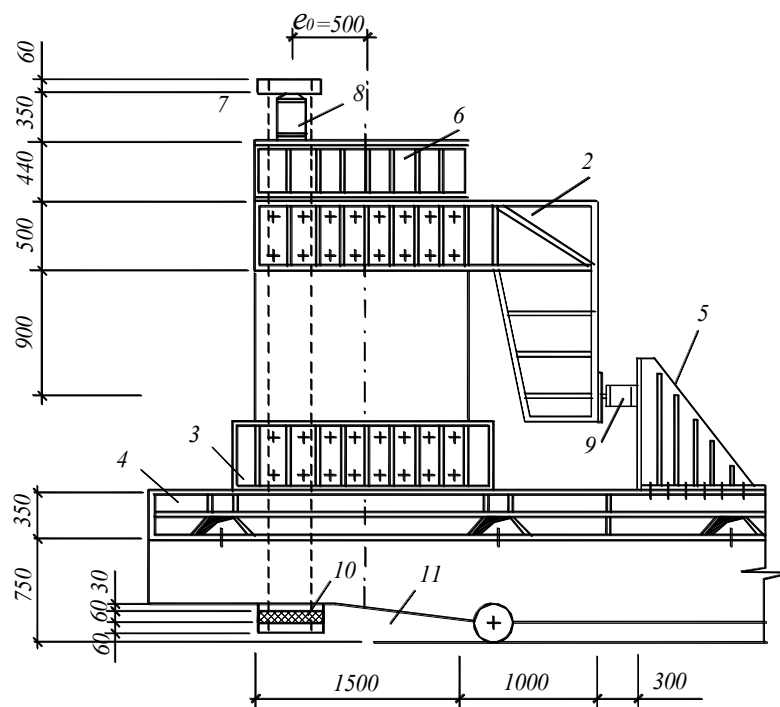


Рис. 1.9. Испытания образца стены в установке ЦНИИЭПжилища:

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.

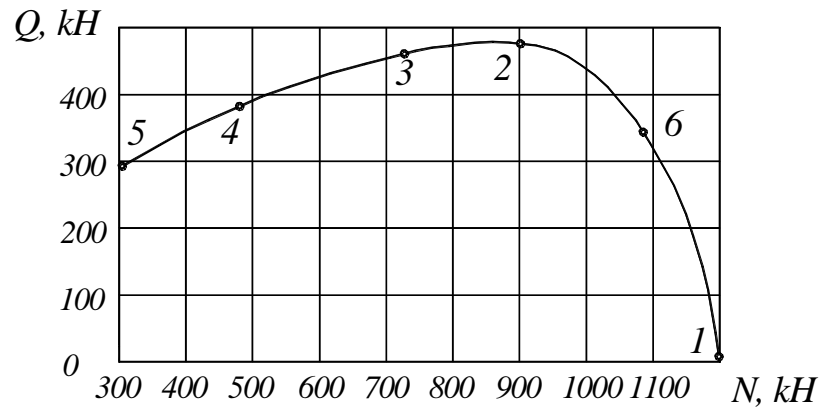


Рис. 1.10. Зависимость несущей способности стеновых панелей при сдвиге Q от нормальной силы N в опытах ЦНИИЭПжилища [8]

Теоретический анализ, выполненный Ю.В. Измайловым [48] для армированных панелей, также продемонстрировал увеличение сопротивления образцов срезу (Q_u) с ростом вертикальной нагрузки до $0,4N_u$. Дальнейшее увеличение N сопровождается снижением Q_u (рис. 1.11). С ростом эксцентриситета приложения вертикальной нагрузки величина Q_u снижается.

Alexander С.М., Neidebrecht А.С. и Tso W.К., испытывая в условиях сложного нагружения железобетонные панели высотой 137,2 см., длиной 274,3 см. и толщиной 10,2 см., зафиксировали, что вертикальное обжатие панели распределенной нагрузкой интенсивностью 1,3 МПа привело к увеличению ее сопротивления сдвигу на 26% и поглощению энергии на 70%. Однако при этом наблюдалось снижение пластичности конструкции (рис. 1.12).

Суммируя все сказанное выше, можно с уверенностью заключить, что вертикальное обжатие стеновых панелей нагрузкой эксплуатационных уровней положительно сказывается на их прочности и диссипативных свойствах.

Геометрические характеристики стеновых панелей. Анализ данных, представленных на рис. 1.12, показывает, что с ростом геометрической характеристики стеновых панелей β , представляющей отношение длины панели к ее высоте, сопротивление панелей срезу и их жесткость возрастают. Это подтверждают и данные, представленные на рис. 1.13.

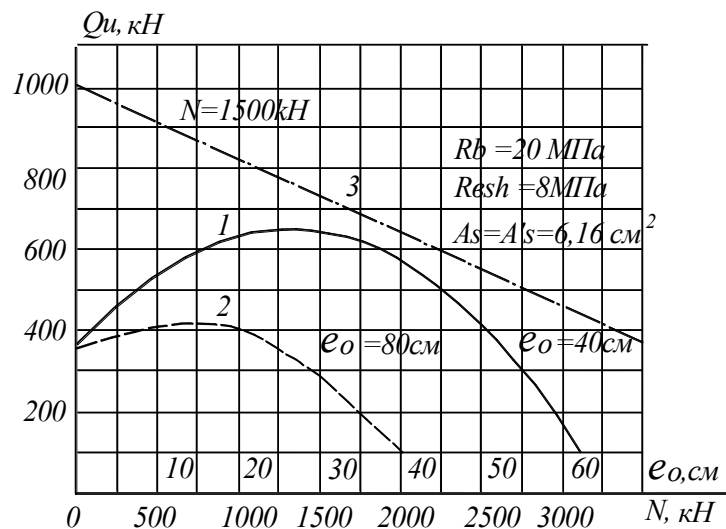


Рис. 1.11. Зависимость сопротивления стеновых панелей сдвигу (Q_u) от величины вертикальной нагрузки (1, 2) и эксцентриситета ее приложения (3) [48]

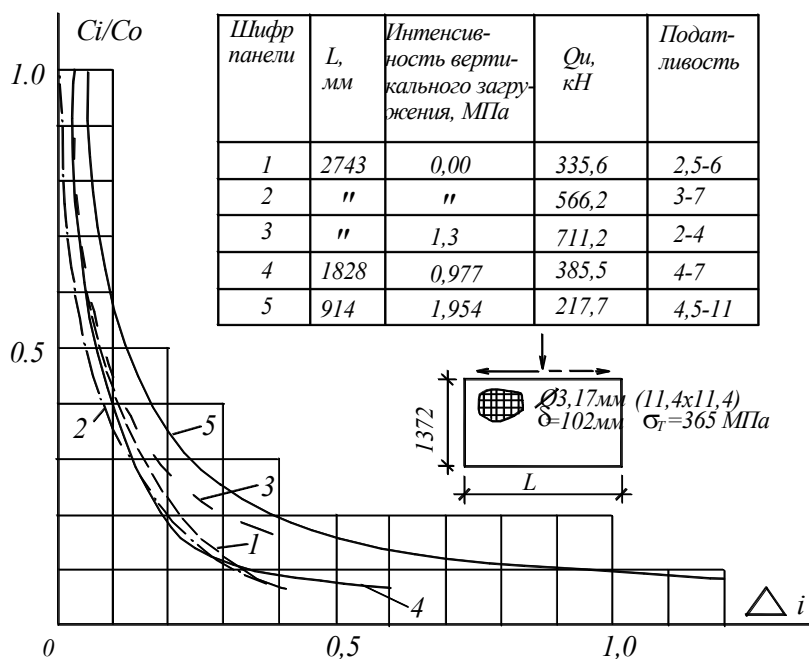


Рис. 1.12. Изменение жесткости панелей (C_i) при циклическом знако-переменном нагружении [173]: C_0 - начальная жесткость Δ_i - максимальное смещение при i -ом цикле

В связи с отмеченной закономерностью некоторые зарубежные исследователи [126] обращают внимание на то, что с ростом геометрической характеристики увеличивается сдвиговая составляющая деформирования стен, что нежелательно, поскольку, как отмечалось выше, по имеющему месту мнению только при

превалирующем изгибном деформировании можно обеспечить необходимую пластичность деформирования стен при действии горизонтальных сил. Насколько справедливо такое суждение, станет ясно из анализа довольно емкого экспериментального материала, изложенного в последующих разделах настоящей работы.

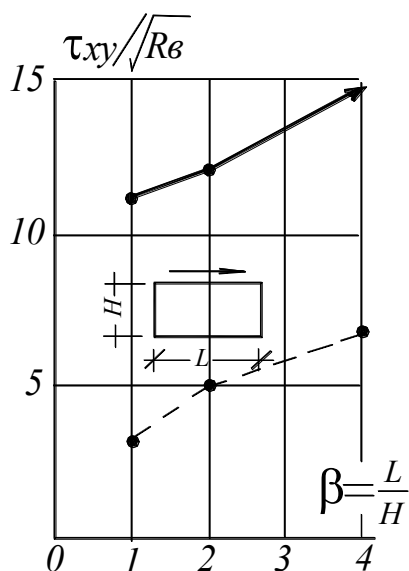


Рис. 1.13. Сопротивление сдвигу стеновых панелей с различной геометрической характеристикой β [96].

В формировании сопротивления стен сдвигу существенную роль играют полки их сечений, образующиеся в сопряжениях стен взаимно перпендикулярного направления. Сразу оговоримся, что по этому вопросу среди специалистов пока не сформировалось единого мнения.

Так, Varda F., Coull A., Corley W.G., Hanson I.M., Mau S.T. и др. [96, 100, 126] считают, что уширение концевых участков стен, т.е. придание им двутаврового (или таврового) профиля, благоприятно сказывается на "живучести" стен, получивших повреждение. Заметим, что мнение это основано на результатах испытаний фактически рамодиафрагм, т.е. относительно тонких стен с мощным обрамлением.

Paulay T., Priestley M., и Syngе A. [126] на основании опытов со стенами прямоугольного и двутаврового сечения, загружавшимися многоцикловою знакопеременной горизонтальной нагрузкой (рис. 1.14), придерживаются прямо противоположного мнения. Они считают, что наличие полок приводит к уменьшению длины сжатой зоны, в пределах которой формируется основное сопротивление стены сдвигу. Что же касается полок, то, по мнению упомянутых

авторов, они не в состоянии сопротивляться сдвигу столь же эффективно, как стенка. В итоге стенка "продавливает" полку, выключая ее тем самым из работы. Оценивая эти два диаметрально противоположных суждения, можно заключить, что с одной стороны, оба они имеют полярную ориентацию, с другой базируются на правдоподобном представлении о работе тавровых сечений. Судя по всему, вопрос этот нуждается в дополнительном изучении. Пока же можно констатировать следующее.

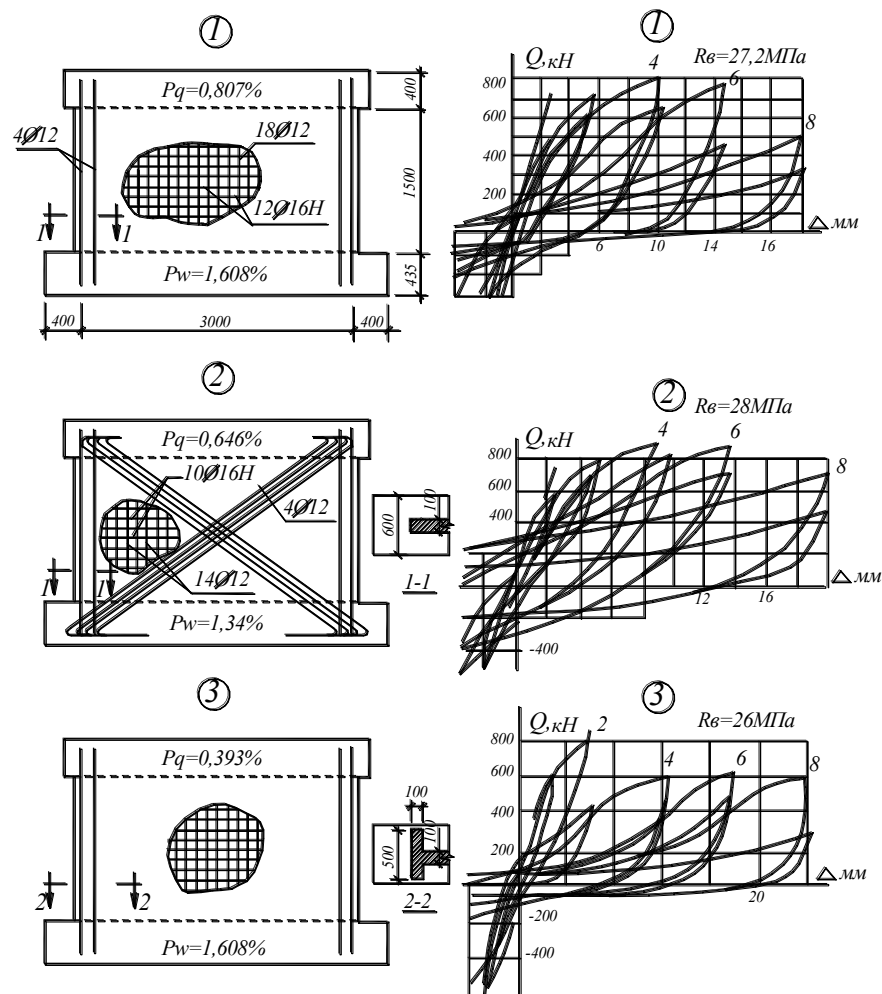


Рис. 1.14. Диаграммы деформирования образцов стен при циклическом знакопеременном нагружении [126].

Во-первых, сопряжения взаимно-перпендикулярных стен обеспечивают пространственный эффект их работы при сейсмическом воздействии. Во-вторых, эти сопряжения в известной мере препятствуют изгибу довольно тонких стен из плоскости. Помимо этих двух основных есть и другие менее очевидные

обстоятельства, свидетельствующие в пользу стен двутаврового профиля. В сопряжениях стен удобно размещать вертикальную арматуру с минимальным риском ее выпучивания при работе в фазе "сжатие". Конечно, эти положительные аспекты имеют место при толщине полок большей или в крайнем случае равной толщине основной стены. Заметим также, что в суммарном объеме экспериментальных данных случаи продавливания полок стенкой крайне редки и, как правило, имели место при специфических конструктивных решениях стен.

Прочность бетона. Одним из параметров, определяющих сопротивление стен сдвигу, является прочность бетона. Объективная оценка этого параметра представляет несомненный интерес, поскольку он напрямую связан с экономикой строительства и подвержен наибольшим колебаниям на практике (особенно при применении бетонов повышенной прочности).

К сожалению, приходится констатировать, что ограниченное количество экспериментальных образцов в опытах различных авторов и обычно широкий спектр решаемых при их проведении задач, послужили причиной весьма скупой информации по данному вопросу. Наиболее полно он освещен в работе Ю.В. Измайлова [48]. Проведенными им опытами с панелями установлено, что влияние прочности бетона на сопротивление стен сдвигу ощутимо при относительно невысокой прочности бетона. Рост этой характеристики за пределом $R_b = 150$ МПа мало сказывается на несущей способности стеновых панелей сдвигу. Так, в этих опытах две панели с призматической прочностью бетона 13,5 МПа и 22,6 МПа и прочими одинаковыми параметрами отличались по несущей способности всего на 8% (490 и 530 кН). Вывод о сравнительно небольшом влиянии прочности бетона в области относительно высоких значений R_b на сопротивление стен сдвигу Ю.В. Измайлов подтверждает соответствующим расчетным анализом, выполненным по разработанной им методике (рис. 1.15).

В заключение рассматриваемого вопроса отметим, что в опытах большинства авторов зафиксировано, что даже в стадии, близкой к разрушению, эпюра напряжений σ_y в сжатой зоне стен приближается к треугольнику, а напряжений τ_{xy} - к квадратной параболе, распространяющейся по длине сечения панели большей x . В качестве подтверждения можно привести экспериментальные данные ЦНИИЭПжилища (рис.1.16). Еще более убедительно выглядят эпюры, полученные Ю.В. Измайловым в результате обработки экспериментальных данных для 12-ти стеновых панелей (рис.1.17).

Армирование стеновых панелей. Все без исключения исследователи отмечают положительную роль армирования стеновых панелей. Тем не менее, вопрос этот не такой простой, как может показаться. Прежде, чем перейти к его анализу, условимся вертикальную арматуру, размещаемую в концевых участках стены, называть контурной, а всю остальную арматуру (вертикальную, горизонтальную и наклонную), распределяемую по всему полю стены, - полевой.

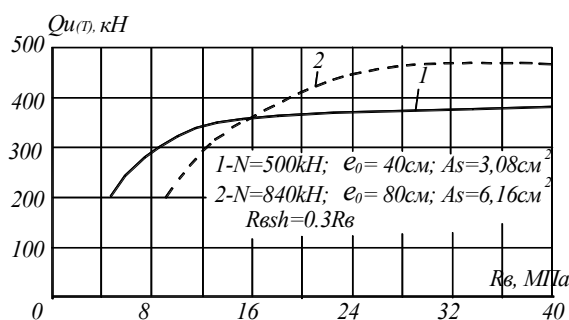


Рис. 1.15. Влияние прочности бетона R_b на несущую способность панели при сдвиге

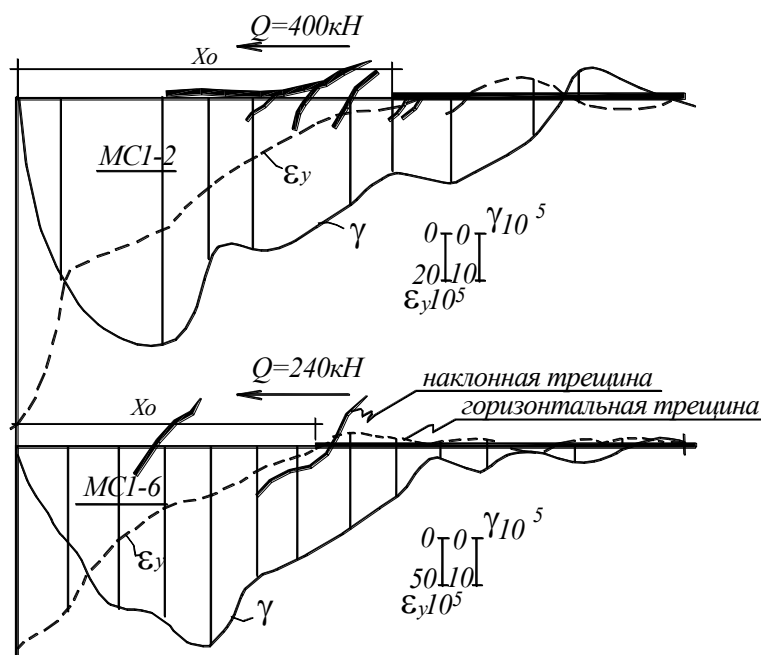


Рис. 1.16. Эпюры нормальных (ϵ_y) и сдвиговых (γ) деформаций в опорных сечениях панелей в опытах ЦНИИЭПжилища

В зависимости от мощности вертикального армирования стены можно классифицировать на малоармированные, сбалансированные и переармированные.

Mau S.T. и Hsu T.T.C. [112] границы этих случаев устанавливают в зависимости от критериев η и ω (рис. 1.18), определяемых по формулам:

$$\eta = \frac{\mu_s E_s \varepsilon_0}{R_b} \quad (1.1)$$

$$\omega = \frac{\mu_s \sigma_T}{R_b} \quad (1.2)$$

где: μ_s - коэффициент вертикального армирования;

E_s - модуль упругости стали;

$\varepsilon_0 = 0,002$ - максимальные относительные упругие деформации бетона;

R_b - предел прочности бетона при сжатии (по результатам испытаний цилиндрических образцов).

По данным [112] разрушение недоармированных стен начинается с появления текучести в растянутой арматуре, после чего увеличивающиеся касательные напряжения достигают сопротивления бетона сдвигу и конструкция разрушается.

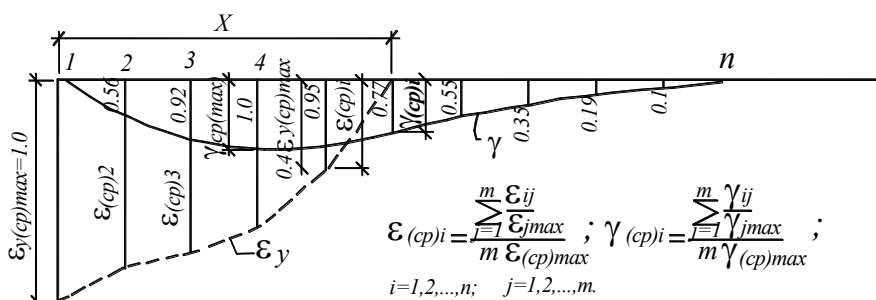


Рис. 1.17. Эпюры средних относительных нормальных (ε_y) и сдвиговых (γ) деформаций в опорных сечениях панелей [48].

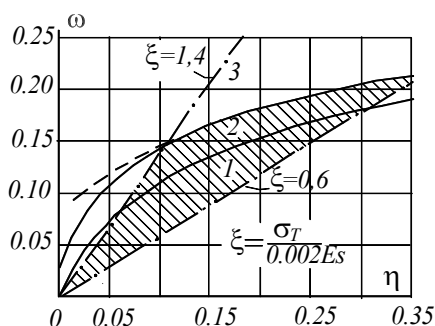


Рис. 1.18. Границы слабого (1), сбалансированного (2) и чрезмерного (3) армирования стен [48].

При сбалансированных показателях прочности сжатой и растянутой зон разрушение конструкции начинается со сжатого бетона, вслед за чем напряжения в арматуре достигают σ_T . В перearмированных стенах разрушение также начинается со сжатой зоны, однако напряжения в вертикальной арматуре при этом не достигают σ_T .

Чрезмерное армирование стен не увеличивает их несущей способности и отрицательно сказывается на характере деформирования (рис. 1.19).

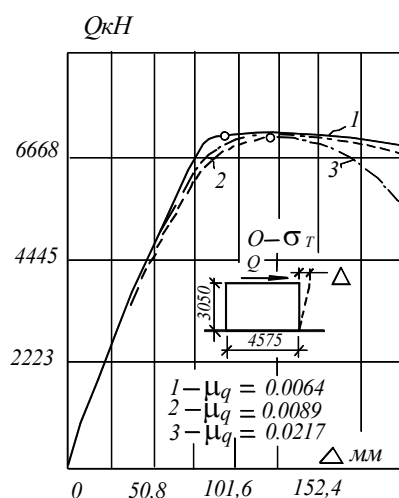


Рис. 1.19. Зависимость “нагрузка-перемещение” для слабоармированных (1), сбалансированных (2) и перearмированных (3) стеновых панелей [112].

Для оптимально - и слабоармированных образцов характерен "мягкий" характер разрушения, чего нельзя сказать о перearмированных панелях. После достижения максимума (Q_u) их несущая способность резко падает.

Cardenas A.E., Russell H.G., Corley W.G. [99] провели испытания 7 образцов с различным горизонтальным и вертикальным армированием (рис.1.20). Их разрушение начиналось с классического появления горизонтальной трещины в опорном сечении. С повышением нагрузки трещины поднимались выше по растянутой грани панели, а траектории их искривлялись в сторону опорного сечения. Напряжения в горизонтальных стержнях достигали σ_T . Разрушение образцов было хрупким, что вполне закономерно, т.к. они испытывались только горизонтальной нагрузкой. Анализируя результаты этих опытов (табл 1.1), обратим внимание на результаты испытаний образцов SW-8 и SW-11. Прочность бетона у них была примерно одинаковой. У образца SW-8 объемный процент армирования был в 1,43

раза выше, чем у образца SW-11. Тем не менее последний продемонстрировал на 7% более высокую несущую способность, чем образец SW-8. Объяснение здесь может быть только одно, а именно: образец SW-11 был заармирован более эффективно. Как видно из рис. 1.20, вся его вертикальная арматура концентрировалась в контурных зонах.

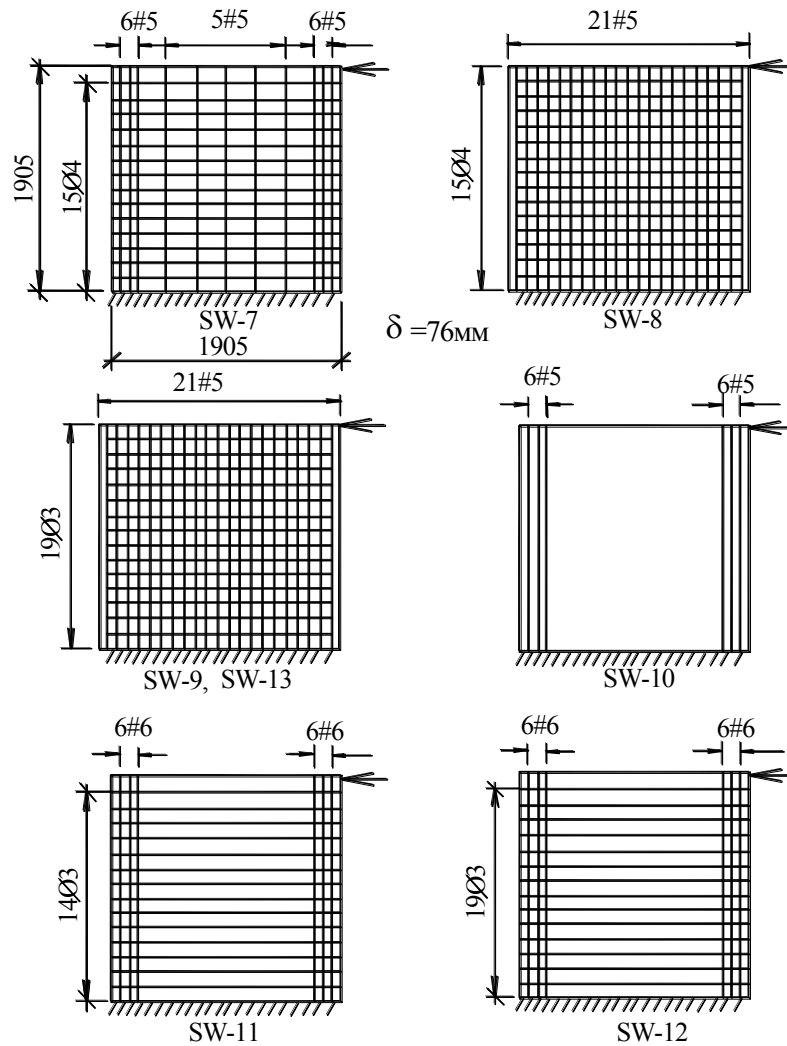


Рис. 1.20. Схемы армирования образцов в опытах [99].

Продемонстрированная в этих опытах доминирующая роль контурной арматуры над полевой, по всей видимости, будет тем контрастнее, чем сильнее будет проявляться изгибный характер деформирования стен.

Таблица 1.1. Экспериментальные данные [99]

Шифр Образца По рис. 2.13	Прочность бетона, МПа		Процент армирования			Отно- шение h_0 / h в преде- льном состо- янии	Проч- ность при сдвиге Q_u , кН.
	При сжатии R_b	При рас- тяжении R_{bt}	Верти- каль- ного $\rho_q, \%$	Гори- зон- таль- ного $\rho_w, \%$	объем- ный $\rho_v, \%$		
SW-7	43,0	4,3	0,230	0,13	0,36	0,74	518,7
SW-8	42,5	3,9	0,3	0,13	0,43	0,65	569,4
SW-9	43,0	4,3	0,3	0,09	0,39	0,65	678,6
SW-10	40,3	3,9	0,165	0,00	0,165	0,94	306,4
SW-11	38,2	3,7	0,23	0,07	0,30	0,94	609,0
SW-12	38,4	3,7	0,23	0,09	0,32	0,94	567,0
SW-13	43,4	4,3	0,3	0,09	0,39	0,65	631,6

Примечания: 1. h_0 - расстояние от максимально сжатого волокна бетона до центра тяжести растянутой арматуры.

2. Для вертикальных и горизонтальных стержней σ_T соответственно равно 4480 и 4140 - 4650 кгс/см².

В опытах канадских исследователей [94] установка даже небольшого количества контурной арматуры повысила несущую способность панелей в 1,7 раза и улучшила пластичность их деформирования при циклическом нагружении.

Результаты испытаний большого количества различно армированных панелей, выполненных Ю. В. Измайловым, однозначно демонстрирует то, что контурная арматура относится к числу факторов, наиболее существенно влияющих на несущую способность стен, работающих в условиях сложного нагружения. На рис. 1.21, а представлены результаты испытаний четырех пар образцов, каждая из которых имела одинаковое полевое армирование и различное контурное (2 \varnothing 14AIII и 4 \varnothing AIII). Поскольку прочность бетона в образцах этой группы колебалась в диапазоне 19,9÷28,6 МПа экспериментальные значения Q_u с помощью расчетной методики, разработанной Ю.В.Измайловым [48], были приведены к единому значению $R_b=20,3$ МПа. Полученные в результате такой корректировки значения $Q_{u(ck)}$ представлены на рис. 1.21, б, который четко демонстрирует высокую эффективность контурной

арматуры в формировании сопротивления стеновых панелей сдвигу. Однако, говоря об этом, нельзя не обратить внимание на одно весьма важное обстоятельство.

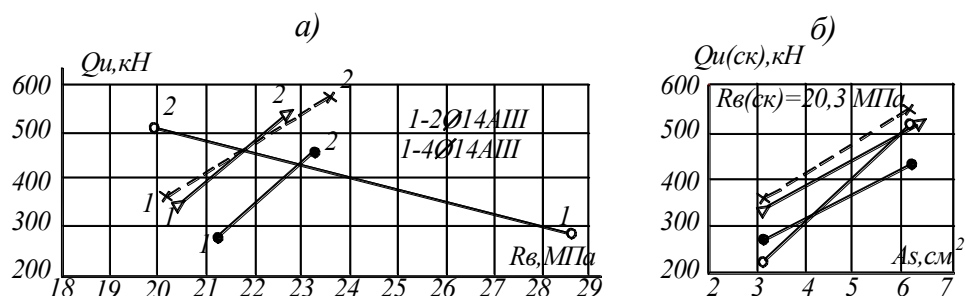


Рис. 1.21. Сопротивление сдвигу панелей с различным контурным армированием

При знакопеременном нагружении горизонтальной нагрузкой контурная арматура работает попеременно в фазе "сжатие" и в фазе "растяжение". В стадии, близкой к разрушению, развитие пластических деформаций в арматуре в фазе "растяжение" приводит к ее продольному изгибу в фазе "сжатие". В итоге наблюдается выпучивание стержней контурной арматуры, влекущее за собой два следствия.

Во-первых, изогнутая арматура, не работает на сжатие. Во-вторых, изгибаясь, она разрушает окружающую ее бетона, т.е. разрушает сжатую зону стеновой панели. Оба эти следствия в комментариях не нуждаются.

Сказанным объясняется то, что обеспечение устойчивости сжатых продольных стержней в железобетонных конструкциях является одной из важнейших проблем современного строительства, особенно - сейсмостойкого.

Можно утверждать, что в монолитном домостроении эта проблема пока не получила должного решения.

Выпучивание вертикальных стержней отмечалось при обследовании стен монолитных зданий после Карпатских землетрясений. Это же явление имело место в опытах ЦНИИЭПжилища с железобетонными стеновыми панелями и в опытах [7]. На основании этого исследователи ЦНИИЭПжилища пришли к выводу [8]: "Учитывая, что концентрация арматуры у граней приводит к нежелательному виду повреждений (растрескиванию бетона вокруг арматуры и ее выпучиванию), рабочую арматуру в растянутой зоне стен монолитных зданий следует устанавливать на

участках длиной, несколько меньшей $0,2l$, где l - длина стены". Безоговорочно с этой рекомендацией согласиться нельзя.

Во-первых, с удалением контурной арматуры от краев сечения ухудшается ее работа по восприятию усилий, возникающих в результате изгибных деформаций стены. Во-вторых, не всегда рассредоточение контурной арматуры предохранит ее от выпучивания. Так, на рис. 1.22. стержни группы 3 при концентрированном расположении в сопряжении стен (вариант 1) будут в лучших условиях, чем при их рассредоточении по длине $0,2l$ (вариант 2).

Переходя к рассмотрению результатов изучения эффективности полевого армирования стеновых панелей нужно сразу заметить, что единого мнения среди специалистов по этому вопросу пока не сформировалось. Одни из них отдают предпочтение горизонтальному полевому армированию, другие вертикальному. Причем среди специалистов последней группы нет единого мнения о механизме работы вертикальных стержней в стенах зданий. Большинство из них придерживается мнения, что эффективность участия вертикальных стержней в формировании сопротивления стеновых панелей сдвигу определяется нагельным эффектом. Другие же авторы полагают, что вертикальные стержни сдерживают раскрытие наклонных трещин и тем самым обеспечивают работу сил зацепления.

Изучая мнения различных исследователей, приходится констатировать недостаточную проработку вопроса о полевой арматуре. Это область, где исследования, несомненно, следует продолжить. Пока же рассмотрим уже накопленную информацию.

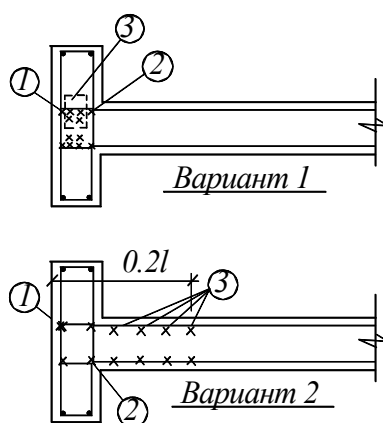


Рис. 1.22. Варианты размещения контурной арматуры в сопряжениях стен [8]

Прежде всего следует отметить, что наличие в стеновых панелях полевой арматуры даже в относительно малых количествах изменяет характер их трещинообразования при сложном нагружении.

Если в образцах без полевой арматуры обычно появляются несколько косых трещин, одна из которых становится критической, т.е. той, по которой происходит разрушение конструкции, то в панелях с полевой арматурой наклонных трещин образуется значительно больше, но с меньшей шириной раскрытия. Последнее обстоятельство благоприятно сказывается на работе сил зацепления. Однако при знакопеременной горизонтальной нагрузке поле такой панели раздробляется на относительно мелкие куски, имеющие тенденцию к выпадению, что способствует общему разрушению конструкции.

В опытах ЦНИИЭПжилица с однопанельными образцами размером 110x150см армирование поля панелей распределенной сетчатой арматурой с $\mu_q = \mu_w = 0,025$ не вызвало изменения их несущей способности. Зато увеличение $\mu_q = \mu_w$ до 0,25, т.е. до значения, регламентируемого нормами некоторых стран, привело к росту несущей способности панели на 75% [8]. При испытании такого образца образовалась система наклонных трещин (под углом 45° к опорному сечению); одна из них стала критической. Разрушение произошло хрупко по сжатой зоне после разрыва арматурных стержней, пересекающих критическую трещину.

В опытах ЦНИИЭПжилица имелись также образцы, в которых полевое армирование было представлено только горизонтальными стержнями. Результаты испытаний этих образцов даны в табл. 1.2. В этой же таблице приведены данные о несущей способности образцов с вертикальным и горизонтальным полевым армированием. Как видим, добавление вертикальной полевой арматуры, даже при относительно меньших значениях прочности бетона и вертикальной нагрузки, существенно увеличило несущую способность панелей, по сравнению с образцами, имевшими только горизонтальную полевую арматуру.

В этих опытах увеличение μ_w до 0,5 привело к такому увеличению несущей способности конструкции по наклонному сечению, что разрушение ее произошло по горизонтальному опорному сечению. В [8] отмечается, что до начала трещинообразования практически все образцы деформировались упруго (с небольшим проявлением нелинейности); площади петель гистерезиса и значения коэффициентов поглощения ψ (ψ - отношение площади гистерезисной петли к потенциальной энергии) были малы. С образованием и развитием наклонных трещин

площади гистерезисных петель существенно возрастали, а коэффициент ψ увеличился почти пропорционально повышению процента армирования (от $\psi=0,5$ до $\psi=0,75-0,83$).

Таблица 1.2. Результаты испытаний однопанельных образцов с различным полевым армированием в опытах ЦНИИЭПжилища [8].

Шифр образца	Проч. бетона, МПа		Процент армирования			Вертикальная нагрузка, кН.	Несущая способность, Q_u , кН.
	При сжатии R_b	При растяжении R_{bt}	μ , %	Вертикального, μ_q %	Горизонтального, μ_w %		
МСА.00.М	25,7	2,4	0,183	-	-	1000	773
МСА.00.3	23,9	2,5	0,183	-	-	950	750
МСА.05.М	25,3	2,2	0,183	-	0,05	1000	790
МСА.05.3	26,3	2,1	0,183	-	0,05	1000	800
МСА.25.М	21,0	1,9	0,183	-	0,25	800	690
МСА.25.3	23,1	2,4	0,183	-	0,25	930	750
МСА.50.М	23,4	2,3	0,183	-	-	950	910
МСА.50.3	21,3	2,2	0,183	-	0,50	900	940
МСА.25.М	17,4	2,2	0,183	0,25	0,25	700	930
МСА.25.3	17,4	2,1	0,183	0,25	0,25	700	900

Важным результатом описываемых опытов явилось экспериментальное подтверждение довольно высокой пластичности деформирования образцов без полевого армирования. Благодаря сопротивлению сжатой зоны и контурной арматуры стена МСА.00.М (см. табл. 1.2) "мягко" проходила стадию разрушения и характеризовалась коэффициентом пластичности 5,4.

Рост сопротивления сдвигу панелей за счет их полевого армирования подтверждают данные, приведенные в табл. 1.1 [99].

W.J. Beekhi [97], испытав армированные образцы стен, пришел к выводу, что вертикальное полевое армирование заметно влияет на несущую способность стеновых панелей при относительно небольших касательных напряжениях. При больших значениях τ_{xy} эффективность вертикального распределенного армирования снижается, а разрушение стеновых панелей становится хрупким. Этому же мнению придерживаются японские специалисты.

Как видим, имеющаяся информация о полевом армировании приводит к выводу об эффективности этого конструктивного приема, однако не дает дифференцированной оценки этой эффективности для вертикальной и горизонтальной полевой арматуры. Достаточно полное экспериментальное изучение этого вопроса не проводилось. В этой связи Ю.В. Измайлов выполнил теоретический анализ влияния мощности контурного и полевого (раздельно вертикального и горизонтального) армирования на сопротивление срезу стеновых панелей с $\beta=1$ и $\beta=1,85$. В качестве инструмента исследования он использовал разработанный им метод расчета стен монолитных зданий [48].

Этот анализ убедительно показал, что наиболее эффективным средством достижения высокой несущей способности таких стен является их контурное армирование. Что же касается полевого армирования, то в его составе более эффективна вертикальная арматура, особенно в панелях с $\beta > 1$.

Характер горизонтальной нагрузки. При сейсмическом воздействии конструкции испытывают многоцикловое знакопеременное нагружение. Представление о том, насколько велико отличие в работе стеновых панелей при таких условиях от их поведения при монотонном нагружении горизонтальной нагрузкой одного знака дают экспериментальные исследования Бубуек И.В., Измайлова Ю.В., Т. Paulay, М. Priestley, А. Syngе и др. авторов.

Первые сведения по этому вопросу дает рис. 1.14. Авторы этих исследований [126] отмечают, что при невысоких уровнях нагрузки Q стеновые панели деформируются стабильно, т.е. остаточные деформации не наращиваются. С увеличением Q картина меняется. Гистерезисные петли увеличиваются, растут и пластические деформации.

В опытах КПИ им. С.Лазо образцы подвергались цикловой нагрузке. На каждой ступени горизонтальная нагрузка повторялась до полной стабилизации деформаций, т.е. до равенства нулю остаточных деформаций, после чего нагрузка увеличивалась на очередную ступень. В тех случаях, когда стабилизация не

происходила, данный уровень нагрузки повторялся до полного разрушения конструкции.

Результаты этих испытаний позволили сделать следующие выводы:

Первый вывод. При знакопеременном циклическом нагружении стеновая панель проявляет некоторые особенности деформирования.

При изменении знака нагрузки Q в стадии активного трещинообразования наклонные трещины одного направления стремятся закрыться, а другого - наоборот раскрыться. Стремлению трещин закрыться под влиянием сжимающих напряжений препятствует контурная и полевая арматура. В итоге часто наблюдается выпучивание контурных стержней и разрушение окружающего их бетона (рис. 1.23).

Второй вывод. Автор работы [48] отмечает, что при многократном повторении нагрузки Q происходило истирание берегов трещин и, как следствие, наращивание сдвиговых деформаций. В итоге равнодействующая сил зацепления снижалась. Добавим, что в первую очередь это явление наблюдалось в критической трещине, имевшей наибольшую ширину раскрытия.

Подводя итоги рассмотрения результатов испытаний одноэтажных образцов - стен, выполненных различными авторами, можно сделать ряд достоверных выводов, не имеющих противоречий в суммарной научной информации.

Прежде всего следует отметить, что вертикальная нагрузка обычных эксплуатационных уровней положительно влияет на несущую способность и диссипативные свойства стеновых панелей при работе на сдвиг.

Достоверно можно утверждать и то, что при одном и том же расходе стали наибольшей эффективностью характеризуется контурное армирование. Что касается дифференцированной оценки полевого армирования, то в этом направлении еще необходимо произвести разносторонние исследования с тщательным изучением динамики напряженного состояния полевых стержней как по фронту панелей (для вертикальных стержней), так и по их высоте (для горизонтальных стержней).

Пока же напрашивается вывод о том, что чрезмерно мощное полевое армирование, диктуемое нормами некоторых стран, может привести не только к преждевременному разрушению монолитных стен, но и придать ему хрупкий характер.

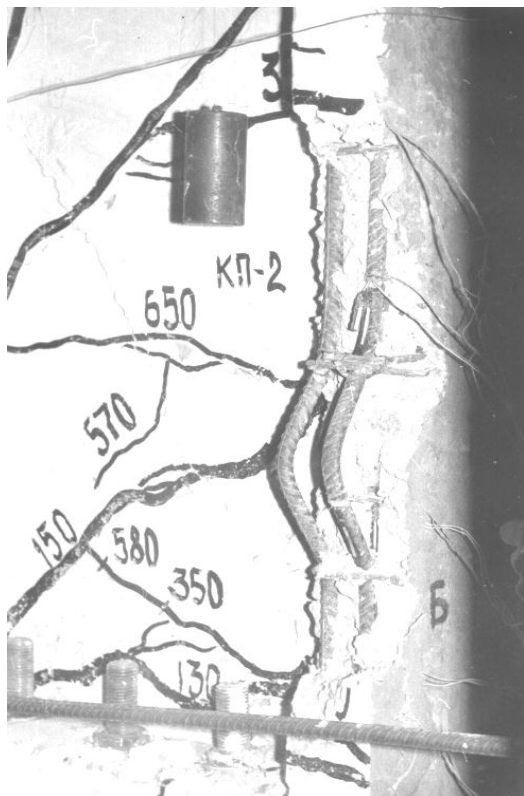
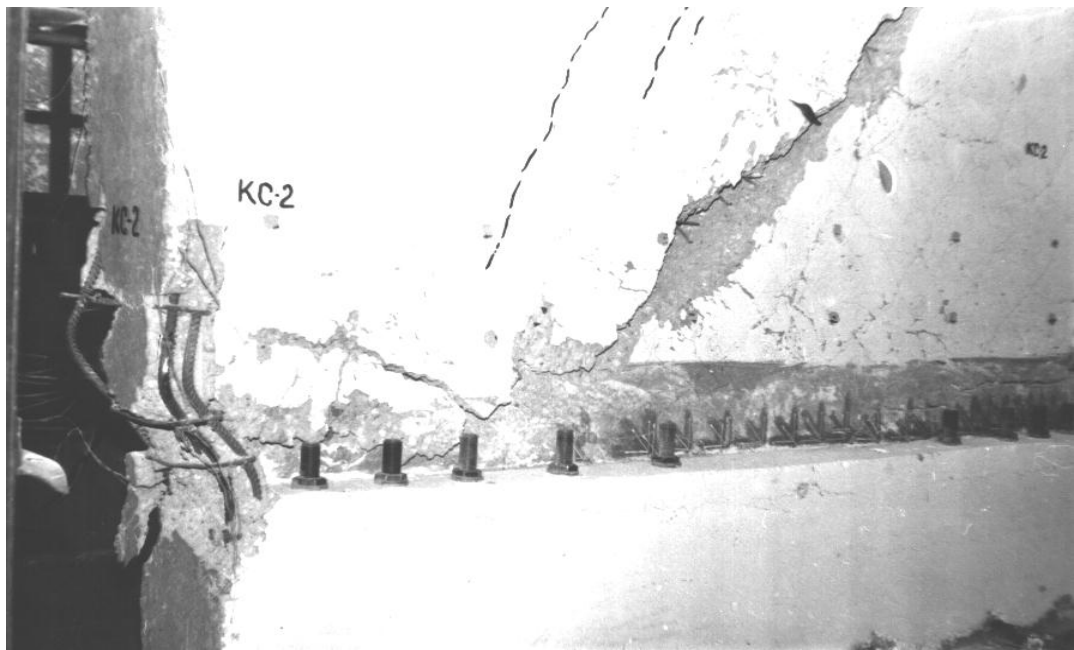


Рис. 1.23. Выпучивание контурной арматуры и разрушение сжатой зоны бетона в панелях при испытаниях многократно повторяющейся горизонтальной нагрузкой.

1.2.2. Многоэтажные модели стен.

Специфика работы многоэтажных стен в условиях сложного нагружения обусловлена тремя обстоятельствами.

Во-первых, в таких стенах, более чем в одноэтажных, проявляются изгибные деформации.

Во-вторых, часто характер деформирования многоэтажных стен определяют имеющиеся в них перемычки.

В-третьих, в стенах многоэтажных зданий в уровнях этажей в большинстве случаев имеются горизонтальные технологические швы, прочность которых на растяжение и сдвиг обычно существенно меньше соответствующих показателей стенового материала.

Эти факторы, несомненно, достойны тщательного изучения. Обратимся к экспериментальной информации по этим вопросам. Сразу оговоримся, что она не так значительна, как хотелось бы.

Прежде всего отметим, что с уменьшением геометрической характеристики стены β , представляющей отношения ее длины (L) к высоте (H), увеличивается роль контурной арматуры в формировании несущей способности стен. Однако для того, чтобы эффект этот был максимальным, необходимо предотвратить продольный изгиб контурных стержней.

Часто многоэтажные стены представляют собой систему двух или более диафрагм (столбов), соединенных перемычками, играющими роль связей сдвига. Эти связи можно классифицировать на жесткие, шарнирные и податливые (рис. 1.24).

Жесткие связи в виде перемычек с большой высотой сечения и высоким процентом армирования обуславливают деформацию стены с проемами как сплошного консольного бруса, в составе которого перемычки перемещаются по радиусу его кривизны (см.рис. 1.24, а). В таких стенах роль контурной арматуры особенно велика. Логично, что мощность контурного армирования может изменяться по высоте здания в соответствии с эпюрой моментов. В случаях, когда перемычки существенно уступают по жесткости соединенным ими столбам, в опорных зонах перемычек образуются шарниры. Тогда (см.рис. 1.24, б) столбы - диафрагмы деформируются вне взаимной связи, а перемычки перемещаются горизонтально.

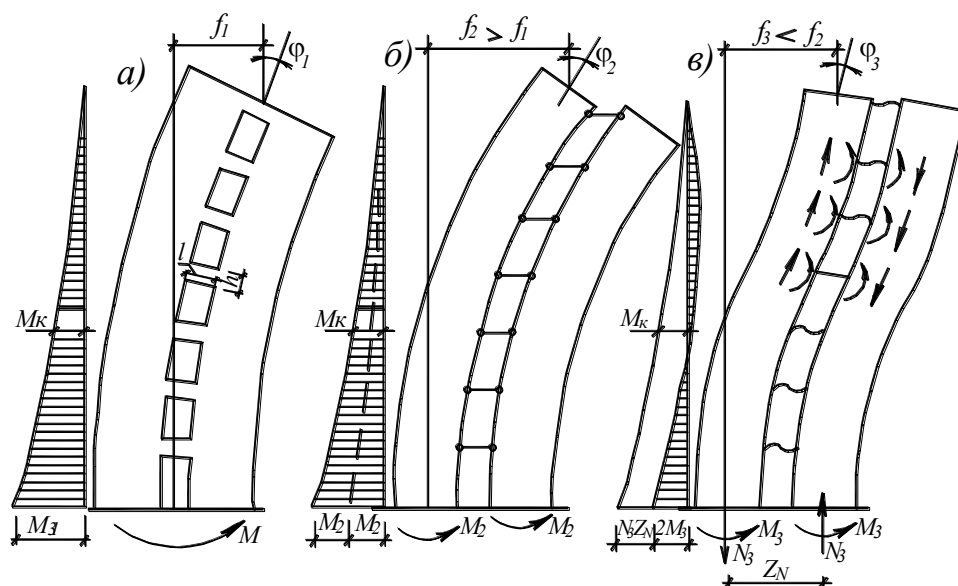


Рис. 1.24. Схемы работы в условиях сложного нагружения высоких монолитных стен с жесткими (а), шарнирными (б) и податливыми связями-перемычками (в)

В реальных зданиях деформации перемычек занимают промежуточную ситуацию между двумя описанными выше (см. рис. 1.24, в). Обладая определенной жесткостью (но не близкой к абсолютной) они обуславливают взаимосвязь деформаций столбов - диафрагм.

Обследование монолитных зданий после землетрясений [25, 48] и испытания многоэтажных стен с проемами показали, что их разрушение начинается с повреждения перемычек.

Исследованиями МИСИ выявлена зависимость характера повреждения перемычек от их геометрических размеров h и l . При $h/l < 1$ разрушение перемычек начинается с появления нормальных трещин в их опорных сечениях, т.е. в зонах действия M_{\max} . При $1 < h/l < 1,25$ наряду с нормальными трещинами образуется диагональная трещина, соединяющая сжатые углы перемычки, работающей как пластина, испытывающая перекося в своей плоскости. При $h/l > 1,25$ этот аспект становится доминирующим, вследствие чего образуется лишь диагональная трещина, по которой и происходит разрушение перемычки.

Интересные данные о работе высоких стен с перемычками получил Т.Раулау в Кентерберийском университете [124]. Им изучались стены с перемычками различной конструкции (рис.1.25).

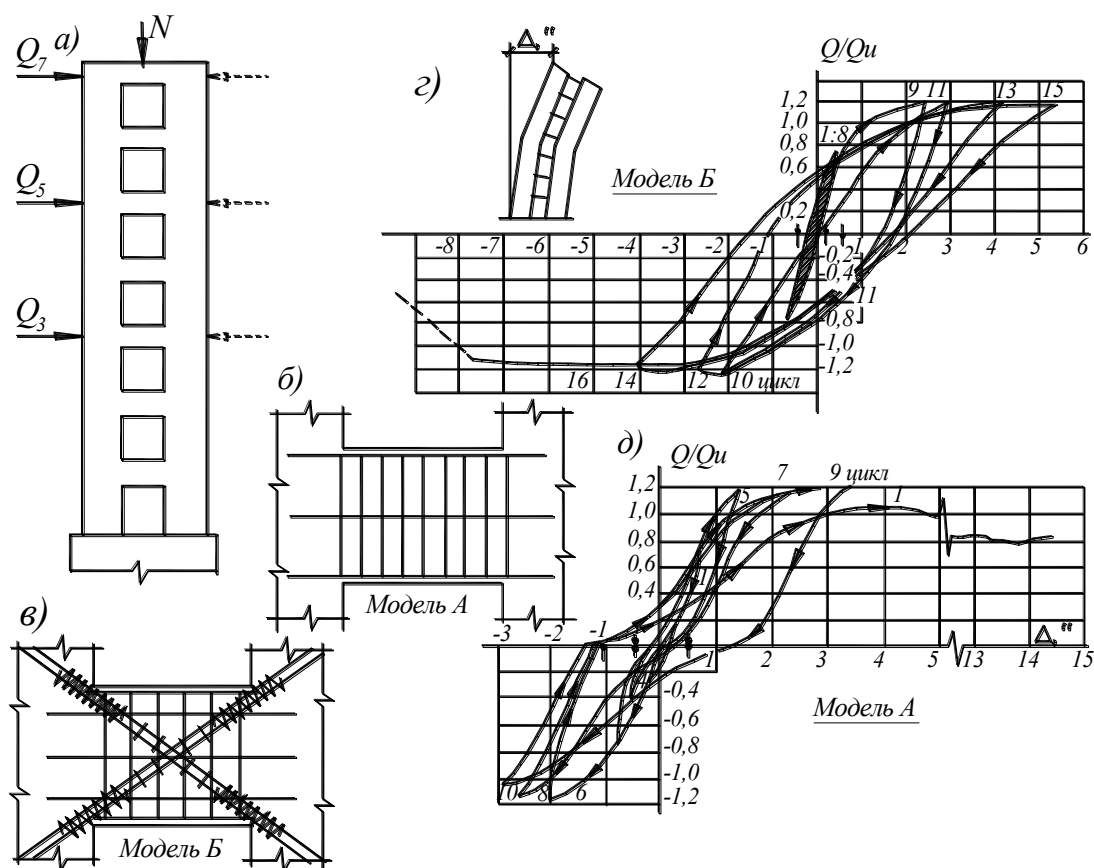


Рис. 1.25. Опыты Т. Paulay [124]

а, б, в – конструкция образцов; г, д – диаграммы деформирования при циклической знакопеременной нагрузке (. – начало текучести в столбах; :- то же, в перемычках).

При традиционном армировании продольными стержнями и поперечной арматурой Т. Paulay установил два возможных случая разрушения перемычек: по наклонным сечениям (при недостаточной мощности поперечного армирования) и по сжатию бетона опорного сечения.

В этих опытах испытаниям подвергались две модели (в 1/4 натуральной величины) семиэтажных стен-диафрагм.

В модели А перемычки с традиционным армированием претерпели серьезные повреждения (особенно в опорных сечениях). В модели Б перемычки с диагональным армированием вели себя существенно лучше. Их опорные зоны остались в удовлетворительном состоянии даже в стадии разрушения.

Изучение графиков деформирования этих моделей свидетельствует также в пользу диагонального армирования перемычек. Коэффициент пластичности модели

A не достиг минимума ($\nu=4$), установленного нормами некоторых стран, в то время как для модели Б он превысил 13.

Эффективность диагонального армирования перемычек подтверждают и опыты Mirza M. S. [113]. Им испытаны горизонтальной нагрузкой три модели 4-этажной стены с перемычками различной конструкции (рис. 1.26). Наиболее жесткие перемычки были у модели № 3.

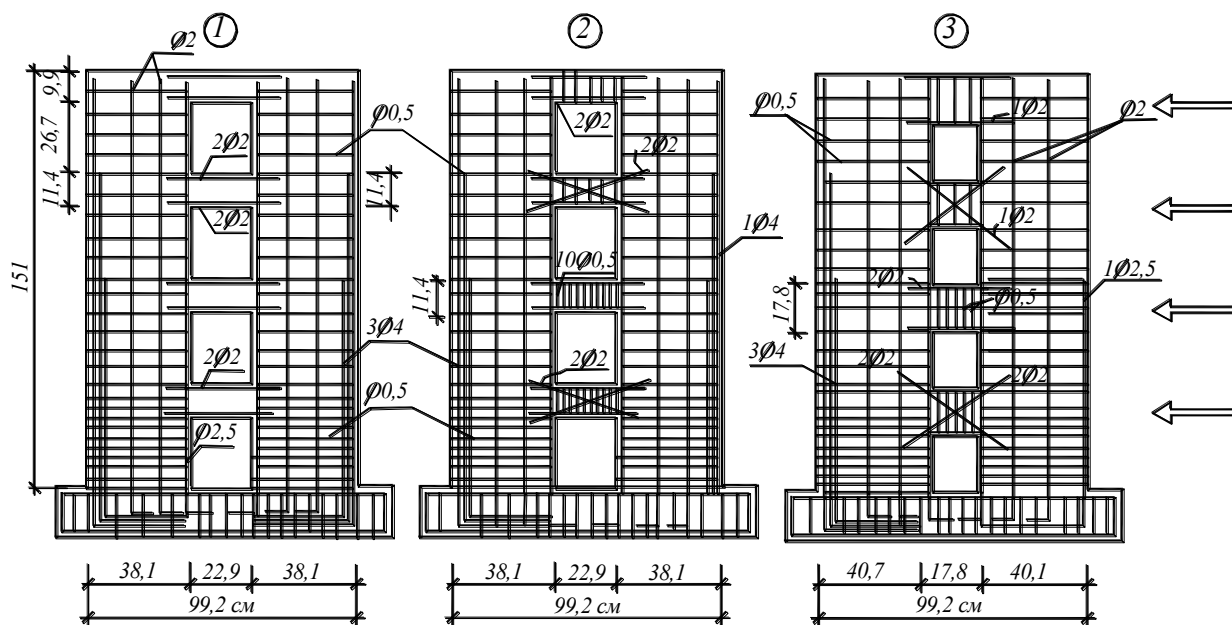


Рис. 1.26. Конструкция моделей стен в опытах Mirza M. S. [113]

С ростом нагрузки Q примерно до $0,5Q_u$ деформации всех моделей носили преимущественно упругий характер (рис. 1.27). В дальнейшем текучесть контурной арматуры стен и продольной арматуры перемычек обусловили заметное падение жесткости образцов.

Наиболее сильное повреждение перемычек наблюдалось в образцах №.1 и №.2. Смятие и выкрашивание бетона в сжатых зонах привело к тому, что стены стали работать по схеме, показанной на рис. 1.24, б. За счет этого существенно ухудшились условия работы контурной арматуры стен. Как следствие произошел ее разрыв и смятие бетона сжатых зон стен. Среди первых двух моделей закономерно лучшим было поведение второй, где перемычки имели достаточно мощное поперечное армирование, а половина из них и диагональное. Эта стена, несмотря на наименьшую прочность бетона, продемонстрировала относительно большую несущую

способность. Причем, наклонные трещины в ней поднялись на наибольшую высоту. Напомним, что в этих опытах испытывались бесшовные стены.

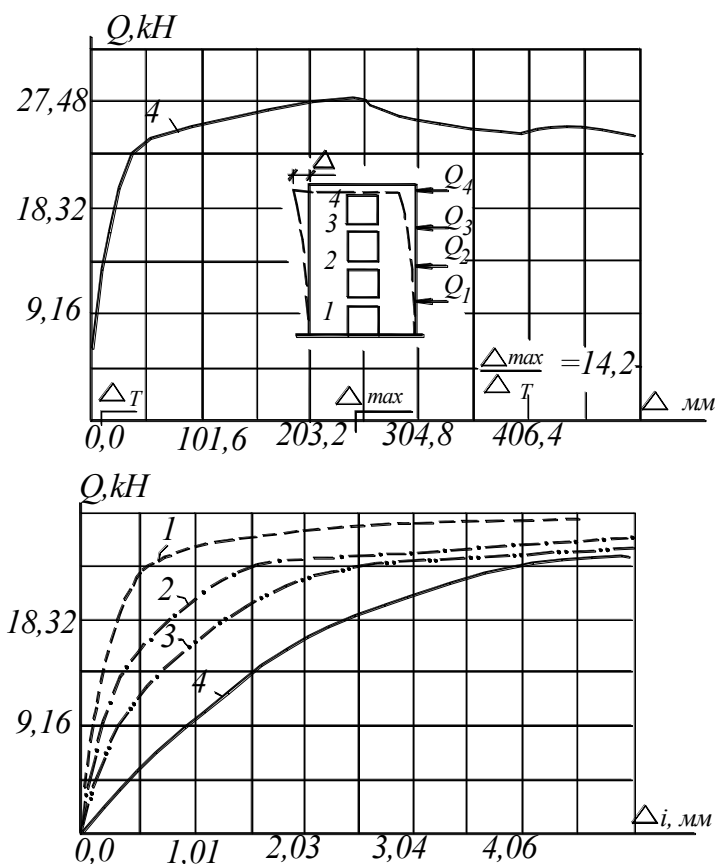


Рис. 1.27. Графики поэтажных перемещений модели 1 в опытах Mirza M. S. [113].

Для моделей №. 1 и №. 2 коэффициент пластичности (V) достиг величины 14,2, а для модели № 3 он составил лишь 5,7. Разрушение охватило преимущественно первый этаж этой модели. Очень жесткие перемычки остались неповрежденными. Из этих опытов можно сделать вывод, что как слабоармированные, так и чрезмерно жесткие перемычки не являются оптимальным решением для многоэтажных стен с проемами. Рекомендовать следует умеренно жесткие перемычки с диагональным армированием.

Автор данной работы провел анализ влияния различных факторов на несущую способность панелей при действии горизонтальной нагрузки (Таблица 1.3).

Горизонтальные технологические швы. На характер деформирования стен монолитных зданий, несомненно, существенное влияние оказывают технологические

горизонтальные швы, обычно образующиеся в местах сопряжения стен с перекрытиями.

Об этом убедительно свидетельствуют вибрационные испытания монолитных зданий [8, 61]. Прежде чем рассмотреть информацию, накопленную по этому вопросу, заметим, что в большинстве действующих нормативных документов прослеживается принцип обеспечения равнопрочности технологических швов и стыкуемых элементов. Однако на практике в силу различных причин, одна из которых - перерыв в бетонировании, нормальное сцепление "нового" бетона со "старым" в горизонтальных технологических швах монолитных стен достигает лишь 30-70% прочности бетона при растяжении [8].

В силу этого прочность стен при срезе по сечениям с технологическими швами обычно ниже, чем по сплошным сечениям. На величину этой прочностной характеристики помимо факторов, обуславливающих сцепление "нового" бетона со "старым", существенно влияют шероховатость поверхности "старого" бетона, степень обжатия шва и его вертикальное армирование. На необходимость армирования технологических швов вертикальной арматурой указывает MochirukiS. [114], изучавший реакцию на горизонтальную нагрузку трехэтажных стен. По данным [71,125] при проценте армирования 0,1 прочность шва повышается в 2 раза, по сравнению с неармированным, а при обжатии интенсивностью 3,0-12,0 МПа - примерно в 2-6 раз, по сравнению с необжатыми швами.

Таблица 1.3. Факторы, влияющие на несущую способность панелей при действии горизонтальной нагрузки

Интенсивность вертикального обжатия		Геометрическая характеристика		Прочность бетона		Армирование				
Авторы	Вывод	Авторы	Вывод	Автор	Вывод	Авторы	Контурное	Полевое		Нагельный эффект
								Сетчатое	Диагональное	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Измайлов Ю. [48] Paulay Т. Priestley М. Synge А.[126] Ашкинадзе Г. [8] Alexander С, Heichebrecht А., Tso W.[94] Vecchio F.I, Collins M.P. [135]	Положительно влияет до нагрузок эксплуатационных уровней ($N < 0,19N_u$) N_u -разрушающая нагрузка при $Q = 0$	Mau S., Hsu Т.Т.С. [112] Barda F., Hanson J. [96], Coul A, Abu E. [100]	С ростом геометрической характеристики β_p ($\beta_p = L/H$) , Соппротивление панелей срезу и их жесткость возрастают. (L, H – соответственно длина и высота панели)	Измайлов Ю. [48]	Соппротивление стен сдвигу ощутимо при прочности бетона $R_b < 150kg/cm^2$ При $R_b > 150kg/cm^2$ прочность бетона мало влияет на сопротивление стен сдвигу.	Измайлов Ю. [48], Ашкинадзе Г. [8], Cardenas А. Russele Н., Corley W. [99], Alexander С , Heichebrecht А., Tso W. [94] Fiorato А, Oesterle R. [103], Beekhi W. [97] , Tassios [131] и др.	Увеличивает несущую способность панели, но необходимо предотвратить выпучивание (продольный изгиб) арматуры, установленной по контуру панели.	При $\mu_q = \mu_w = 0,025$ не влияет на несущую способность панели. При $\mu_q = \mu_w = 0,25$ т.е. до нормативных требований существенно увеличивает несущую способность панели до 75%.	Более эффективно, чем сетчатое, так как траектория главных растягивающих напряжений совпадает с осями арматурных каркасов.	Tassios Т.[131] на основании проведенных статических и циклических знакопеременных испытаний получил формулу (7.1) для определения нагельной силы. В стадии разрушения σ_s стремится к R_s и таким образом нагельные силы можно не учитывать.

Где: μ_q , μ_w - соответственно, процент армирования в вертикальном и горизонтальном направлениях.

По данным Синельникова И.Ю. [80], технологические швы снижают сопротивление бетонных образцов срезу на 50-70%. Несколько меньше это снижение в железобетонных образцах.

Paulay T., Park R. и Phillips [125] испытали на срез 30 образцов с технологическими швами, которые пересекались шестью стержнями (рис. 1.28). Диаметр стержней и характер подготовки стыкуемых поверхностей варьировались. В этих опытах в зависимости от указанных параметров сопротивление образцов сдвигу изменялось в весьма широком диапазоне (рис. 1.29).

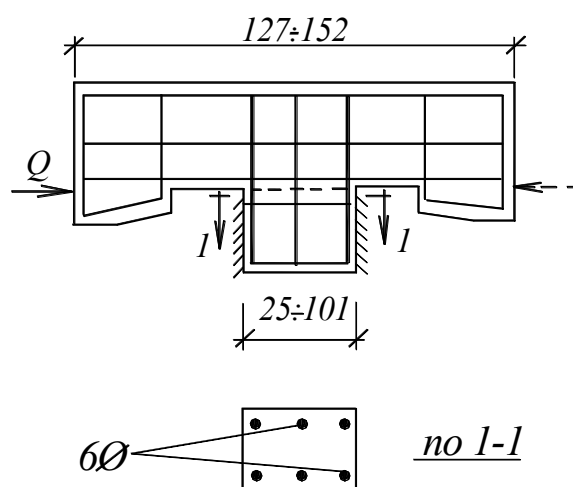


Рис. 1.28. Образцы с технологическими швами в опытах [125]

Все авторы, испытывавшие образцы с технологическими швами, единодушны во мнении, что обжатие швов является эффективным средством повышения их сопротивления сдвигу. О количественной оценке этого эффекта можно судить по данным Синельникова И. Ю. (табл.1.4), Баркова Ю. В., Глины Ю В. и других [13, 51].

Исследования, проведенные Курдюковой Т. В. [60], показали, что технологические швы в стене выполняют роль концентраторов напряжений в вертикальной арматуре (рис. 1.30).

При динамическом воздействии технологические швы в стенах монолитных зданий обуславливают раннее трещинообразование, что приводит к увеличению пластичности деформирования и рассеивания энергии. Как следствие, снижается сейсмическая нагрузка. Помимо этого, по мнению Ашкинадзе Г. Н. [8], наличие технологических швов уменьшает опасность неорганизованного трещинообразования по полю стен. В силу этих положительных аспектов Ашкинадзе Г. Н. пришел к выводу, что "...при проектировании сейсмостойких зданий с монолитными

стенами следует прежде всего обеспечить возможность трещинообразования в стенах по горизонтальным швам бетонирования. С этой целью рекомендуется швы бетонирования не подвергать специальной обработке для повышения сцепления между старым и новым бетоном ...". Заметим, что прямо противоположного мнения придерживаются некоторые зарубежные специалисты, например Paulay Т.

Таблица 1.4. Сопротивление сдвигу (R_{bsh}) и деформативность образцов с технологическими швами [80]

Характер стыка	Интенсивность обжатия стыка					
	$\sigma_y = 0,0$		$\sigma_y = 0,2R_b$		$\sigma_y = 0,4R_b$	
	R_{bsh} , МПа	γ	R_{bsh} , МПа	γ	R_{bsh} , МПа	γ
Бетонные образцы						
Монолитный	3,2	36	8,5	28	10,8	22
Обработан	1,8	50	8,5	30	10,5	26
Не обработан	0,9	75	7,8	50	9,6	48
Железобетонные образцы ($\mu=0,7\%$)						
Монолитный	6,7	30	11,0	24	10,8	18
Обработан	4,8	55	9,6	30	9,9	24
Не обработан	4,6	68	9,3	35	9,9	28

Примечание: Деформации сдвига γ , мм/10Н определены при $\tau_{xy}=0,5R_{bsh}$

Оценивая роль технологических швов в формировании сопротивления стен монолитных зданий сдвигу, следует иметь в виду, что при относительно высоких уровнях сейсмического воздействия раскрытие технологических швов может привести к заметному изменению напряженного состояния стен и перераспределению усилий в системе здания. Следствием этого могут явиться существенные повреждения стен. Так, при землетрясениях в Анкоридже (1964г.) и Сан-Франциско (1972г.) во многих зданиях появились трещины в стенах по горизонтальным стыкам. В ряде случаев такие повреждения привели к тому, что восстановление зданий было признано нецелесообразным [125].

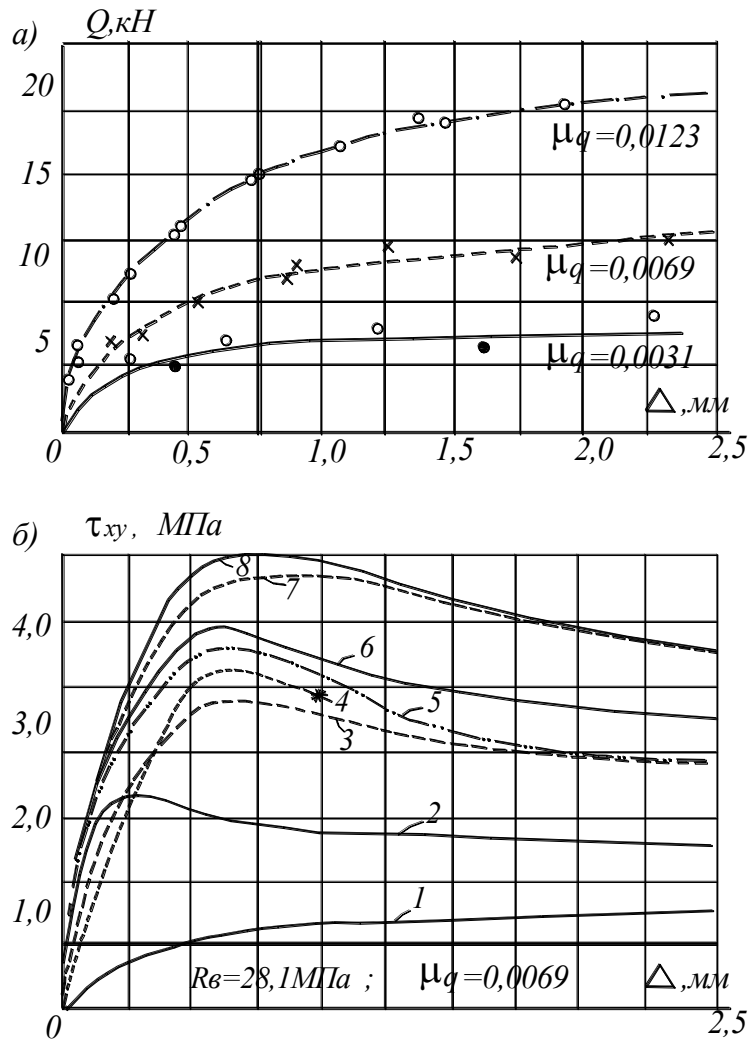


Рис. 1.29. Влияние состояния поверхностей в технологическом шве и процента армирования на сопротивление сдвигу образцов в опытах [125].

а – поверхности сдвига гладкие, покрытие воском;
 б – состояние поверхностей сдвига: 1 – гладкие без сцепления, 2 – заглаженные; 3 – с замедленным схватыванием без сцепления; 4 – без шва; 5 – шероховатые с замедлителем; 6 – приштадренные; 7 – промытые; 8 – рубленные и шпоночные.

Во время Карпатского землетрясения (1986г.) также имели место случаи недопустимо больших сдвигов стен по горизонтальным швам перерыва бетонирования, в которых скапливался рыхлый бетон (например, разрушения 9-эт. здания по ул. Волкова, г. Кишинев).

К настоящему времени накопился определенный объем информации, свидетельствующий о том, что наличие технологических швов в монолитных стенах кардинально влияет на характер их трещинообразования в условиях сложного нагружения. Этот вопрос достоин глубокого изучения, поскольку от характера

трещинообразования зависит выбор формы расчетного сечения стены, т.е. в конечном счете зависит формирование ее расчетной модели. Рассмотрим накопившуюся информацию по этому вопросу.

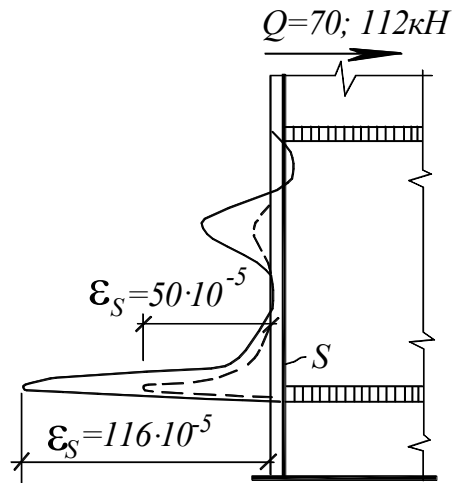


Рис. 1.30. Деформации вертикальных стержней в стене с технологическими швами [60].

Наблюдениями за стенками массивных железобетонных гидротехнических сооружений установлено, что их разрушение в условиях сложного нагружения происходит по наклонным сечениям, захватывающим технологические швы (рис.1.31) [52, 67, 68].

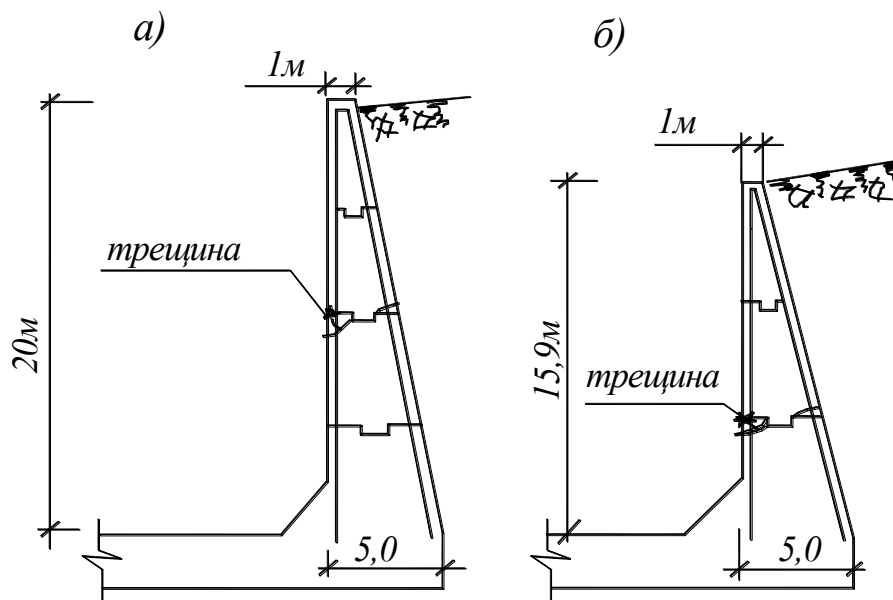


Рис. 1.31. Характер повреждений стенок шлюзов 1 (а) и 2 (б) канала им. Москвы.

Результаты этих наблюдений и соответствующих экспериментов [54] послужили основой для разработки метода расчета прочности по наклонным сечениям массивных железобетонных конструкций со строительными швами [53, 55, 77].

Обширные исследования в этом направлении выполнил О.Д. Рубин [77]. Опытами на железобетонных балках он доказал, что технологические швы обуславливают разрушение железобетонных элементов по наклонным сечениям, включающим в себя участки этих швов.

В ЦНИИЭПжилища была проведена серия опытов с крупномасштабными моделями железобетонных стен, имевшими технологические швы в уровнях перекрытий [81]. При загрузке постоянной вертикальной и ступенчато-возрастающей горизонтальной нагрузкой разрушение этих стен начиналось с появления трещины в технологических швах. Затем возникали наклонные трещины в растянутой зоне (в верхней панели) и по ее границе со сжатой зоной (в нижней панели). Таким образом сечение, по которому происходило разрушение стены, имело зигзагообразную форму и состояло из двух наклонных и соединявших их горизонтальных участков (рис.1.32). Последний проходил по технологическому шву.

Аналогичная динамика трещинообразования в монолитных стенах была зафиксирована ЦНИИЭПжилища при вибрационных испытаниях фрагмента здания, возведенного в переставных опалубках [7].

В 1978 г. при землетрясении сильно пострадало монолитное 9-этажное здание университета Tohoku (Япония) (особенно с 3 по 6 этажи) [133]. Наклонные трещины в его стеновых панелях обычно не пересекали перекрытий. Этот факт свидетельствует, что при определенном соотношении жесткостей стен и перекрытий, последние могут выполнять функции препятствия на пути развития наклонных трещин в смежных по высоте стеновых панелях. В большинстве же случаев относительно меньшая прочность при растяжении и срезе стен в сечениях с технологическими швами приводит к тому, что последние при сложном нагружении стен становятся очагами возникновения в них трещин.

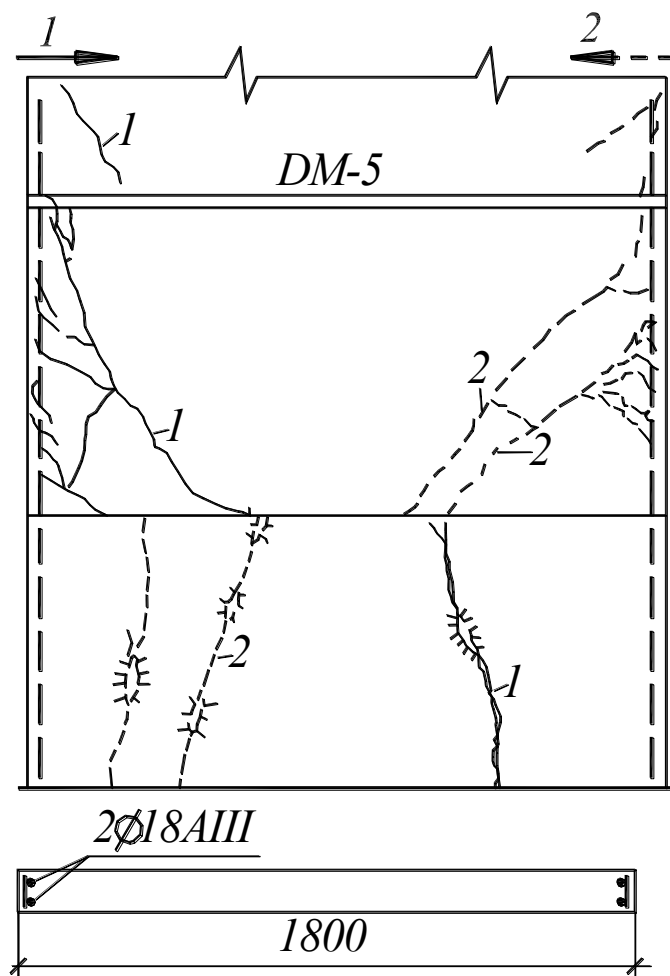


Рис. 1.32. Характер трещинообразования в образцах стен, подвергавшихся загрузению знакопеременной горизонтальной нагрузкой [81].

Однако в силу изгибно-сдвигового характера деформирования многоэтажных стен разрушение их происходит, как правило, не по ослабленному горизонтальному сечению, а по зигзагообразному сечению, включающему в себя два наклонных участка, соединенных между собой горизонтальным участком, проходящим по технологическому шву.

Этот вывод был положен в основу разработки расчетной модели многоэтажной монолитной стены с поэтажными технологическими швами (см. раздел 5.2). Подтверждение этому было получено при виброиспытаниях до разрушения двух фрагментов монолитных зданий (см. раздел 3).

1.3. Выводы

Изучение информации, полученной различными авторами, показало, что, несмотря на интенсивное развитие монолитного домостроения в сейсмических районах вопросы расчета и конструирования стен монолитных зданий не получили кардинального решения.

Результаты этих исследований позволили сделать следующие выводы:

1. Интенсивность вертикального обжатия положительно влияет на несущую способность панелей при действии горизонтальной нагрузке до нагрузок эксплуатационных уровней ($N < 0,19N_u$), N_u -разрушающая нагрузка при $Q = 0$;
2. С ростом геометрической характеристики β_p ($\beta_p = L/H$), сопротивление панелей срезу и их жесткость возрастают. (L , H – соответственно длина и высота панели);
3. Сопротивление стен сдвигу ощутимо при прочности бетона $R_b < 150 \text{ kg/cm}^2$. При $R_b > 150 \text{ kg/cm}^2$ прочность бетона мало влияет на сопротивление стен сдвигу;
4. Основой армирования стен монолитных зданий должна являться контурная арматура. Поэтому при расчете прочности стен с ординарным контурным армированием необходимо учитывать сопротивление контурной арматуры сжатию;
5. При конструировании несущих монолитных железобетонных стен необходимо исключать агрессивное воздействие контурной арматуры на окружающий ее сжатый бетон, то есть предотвратить выпучивание (продольный изгиб) арматуры, установленной по контуру панели;
6. Сетчатое полевое армирование при $\mu_q = \mu_w = 0,025$ не влияет на несущую способность панели. При $\mu_q = \mu_w = 0,25$, то есть до нормативных требований, существенно увеличивает несущую способность панели до 75%;
7. Арматура (продольная и поперечная) для стен монолитных зданий должна иметь явно выраженные пластические свойства. Поэтому, от применения хрупких сортов арматурной стали для армирования монолитных стен следует отказаться;
8. В стадии разрушения σ_s стремится к R_s и таким образом нагельные силы можно не учитывать.

2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИЗУЧЕНИЕ МОНОЛИТНЫХ СТЕН ЗДАНИЙ ПРИ СЛОЖНОМ ЗАГРУЖЕНИИ В СВОЕЙ ПЛОСКОСТИ

Из материалов предыдущего раздела следует, что далеко не все задачи, возникающие при проектировании сейсмостойких монолитных зданий, получили на сегодняшний день приемлемые решения. Более того, некоторые вопросы работы плоскостных систем под нагрузкой настолько не изучены, что при их решении приходится пользоваться результатами аналогичных исследований стержневых конструкций.

Целью экспериментальных исследований автора являлось сокращение существующих пробелов в изучении работы стен монолитных зданий в условиях сложного нагружения. **Конкретно ставились следующие задачи:**

- изучить характер деформирования стеновых конструкций при знакопеременном и циклическом нагружении горизонтальной нагрузкой;
- установить характер эпюр напряжений σ_y и τ_{xy} в сжатой зоне стеновых панелей и эпюр σ_y по длине растянутой контурной арматуры;
- разработать эффективные конструктивные приемы предотвращения выпучивания контурной арматуры;
- получить дополнительные сведения о влиянии полевой арматуры на сопротивление стеновых панелей изгибно-сдвиговым деформациям.

Этот спектр задач определил конструкцию опытных образцов, их количество и методику испытаний.

2.1. Методика экспериментальных исследований

Из анализа различных проектов монолитных зданий высотой от 9 до 24 этажей следует, что длина сплошных стен изменяется в пределах 3,2 - 6,4 м при высоте этажа жилых зданий - 2,8 м. Таким образом, вполне допустимо принять за опытный оригинал стеновую панель с размерами $l=4,8$ м; $H=2,8$ м и толщиной 24 см. Такой образец из тяжелого бетона будет весить 8 тонн. Ясно, что серийное изготовление и испытание образцов с такими габаритами и весом сопряжено с реальными техническими трудностями.

В таких случаях, как известно, прибегают к моделированию опытных конструкций. Чтобы избежать влияния "масштабного эффекта" желательно множитель подобия (α_p) принимать возможно большим. В описываемых опытах он

равнялся 0,5. Этому множителю были подчинены все геометрические характеристики опытных панелей и их арматурных элементов.

Для предотвращения в ходе испытаний изгиба образца (стеновой панели) из плоскости по его вертикальным граням были предусмотрены уширения, которые в определенной степени имитировали стены перпендикулярного направления.

Каждый образец включал в себя 3 части: рабочую-поле панели; опорную и нагрузочную зоны (рис.2.1).

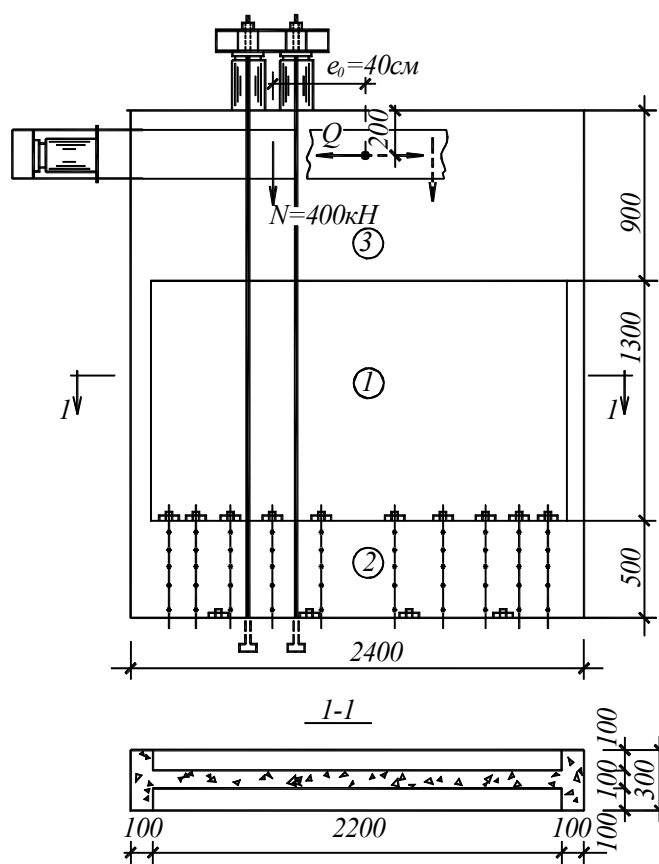


Рис. 2.1. Конструкция опытных панелей и схема их испытаний:
1-поле панели; 2 – опорная зона; 3 – нагрузочная зона.

Опорная зона предназначалась для соединения опытного образца с основанием испытательного стенда. Для этого в ней предусматривалось 20 вертикальных усиленных стальными трубами отверстий для пропуска анкерных болтов. Помимо этого в основании каждого образца при изготовлении замоноличивались отрезки швеллеров, закреплявшиеся затем болтами в стенде и препятствующие скольжению панели при действии горизонтальной нагрузки.

Нагрузочная зона воспринимала нагрузки от вертикальных и горизонтальных гидродомкратов и передавала их полю панели.

Вертикальная нагрузка создавалась двумя 100 тс домкратами, закреплявшимися наверху нагрузочной зоны образца с помощью специальной траверсы и 4-х ттяг, анкерившихся в силовом полу (см. рис.2.1).

Для приложения горизонтальной нагрузки в середине нагрузочной зоны предусматривалось сквозное отверстие ($d=67\text{мм}$), усиленное стальной трубой, которая в свою очередь соединялась сваркой с арматурным каркасом нагрузочной зоны. Через отверстие пропусклся стальной штырь ($d=50\text{мм}$), соединявший опытный образец с подвижной горизонтальной рамой испытательного стенда (рис.2.2). В концы рамы упирались гидравлические домкраты мощностью по 100 тс.

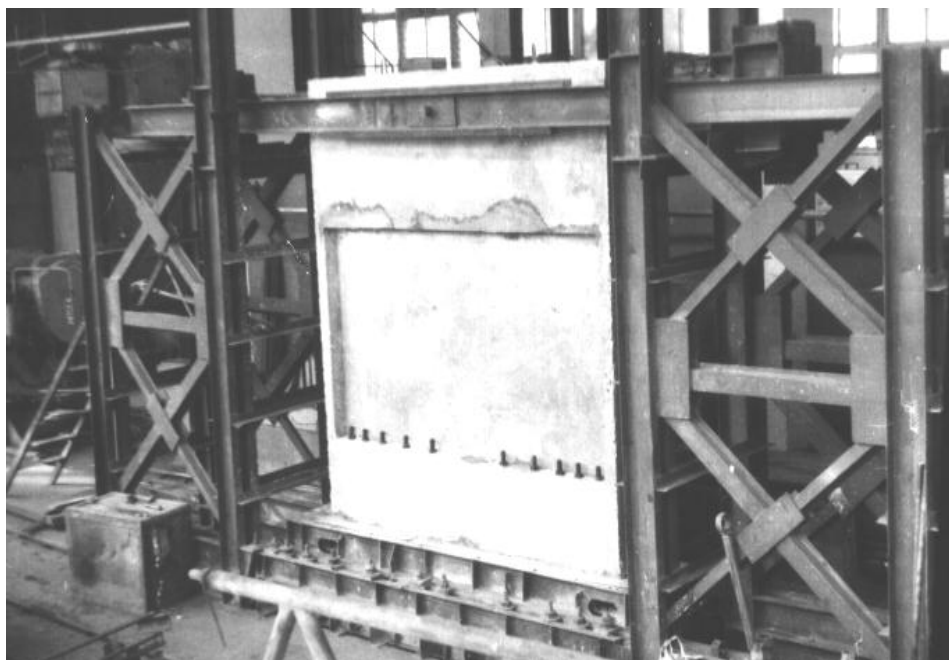


Рис. 2.2. Опытная панель в испытательном стенде.

Во всех опытных образцах мощность контурного армирования была постоянной ($4\varnothing 14\text{А-III}$), но конструкция его изменялась в зависимости от задач эксперимента. Варьировалось и полевое армирование из стали А-III и Вр-I. В некоторых образцах оно вообще отсутствовало (табл.2.1).

Принятые схемы армирования (рис.2.3) нуждаются в пояснении. Как отмечалось выше, несущая способность стеновой панели в условиях сложного нагружения преимущественно зависит от работы сжатой зоны и растянутой

контурной арматуры. При изменении знака сейсмической нагрузки сжатые и растянутые зоны стеновой панели меняются местами, вследствие чего растянутая контурная арматура начинает работать на сжатие.

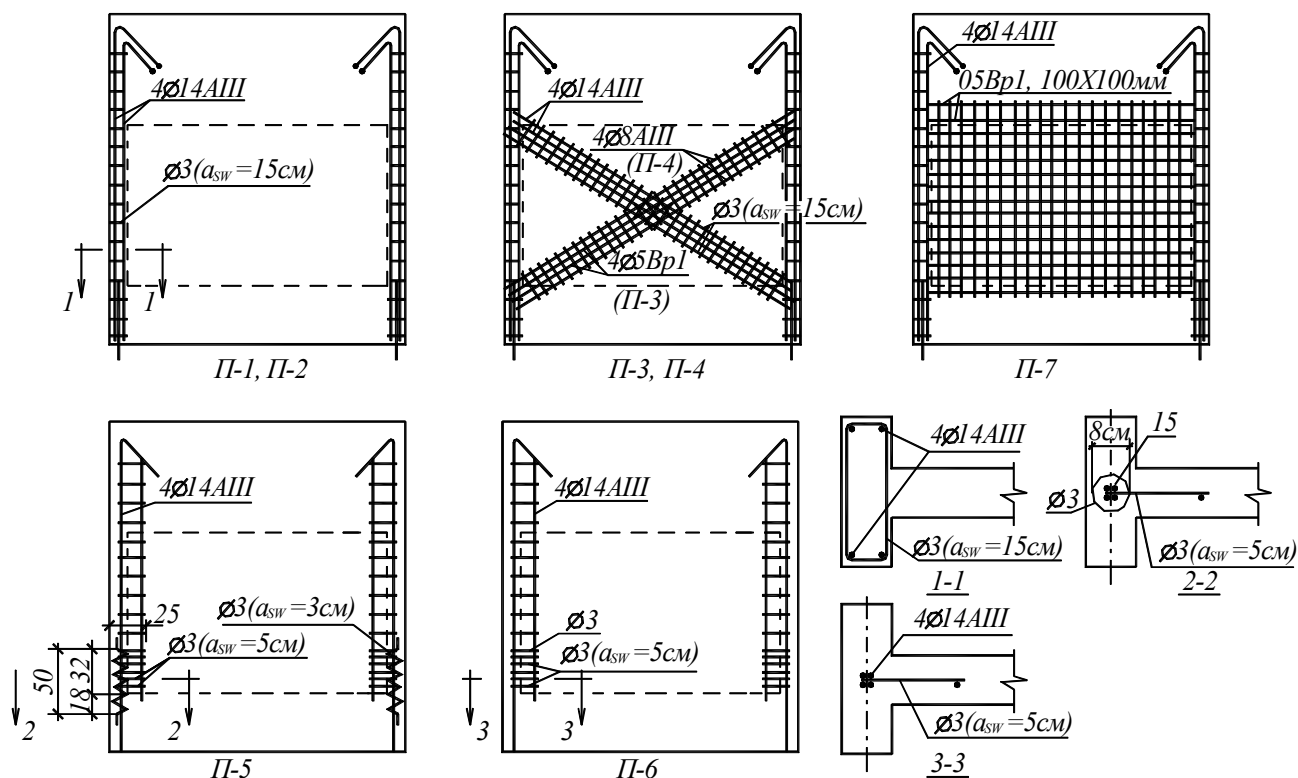


Рис. 2.3. Армирование опытных панелей (армирование опорных и нагрузочных зон условно не показано).

При относительно невысоких уровнях нагрузки вертикальные стержни контурной арматуры достаточно эффективно работают как на растяжение, так и на сжатие. Однако с появлением в районе расположения этих стержней трещин ситуация меняется коренным образом. При работе стержней на растяжение напряжения в сечениях с трещинами достигают предела текучести, арматура заметно удлиняется, трещины раскрываются, расчлняя бетон, окружающий арматуру, на отдельные куски. При изменении знака горизонтальной нагрузки напряжения в рассматриваемой зоне конструкции изменяются на сжимающие. Трещины в бетоне стремятся закрыться, однако этому препятствуют два обстоятельства.

Во-первых, за счет сдвига массивов стены по направлению трещин изменяется перманентное относительное расположение выступов и впадин в противоположных берегах трещин, что препятствует их закрытию.

Во-вторых, удлинившаяся при работе на растяжение вертикальная контурная арматура не в состоянии вернуться в исходное состояние и вынуждена изгибаться по длине. Выпучиваясь, она выкалывает окружающий ее бетон (см. рис. 1.23). За счет этого происходит преждевременное разрушение сжатой зоны панели, и как следствие - снижение ее несущей способности. При циклическом знакопеременном нагружении панели процесс этот развивается, приводя к ее полному разрушению.

Таблица 2.1. Характеристика опытных панелей

Шифр панели	Предел прочности бетона при сжатии, МПа		Армирование		
	Кубов	Призм	Схемы по рис.2.3.	Контурное	Полевое
П-1	12,1	10,0	1	каркас 4 ∅ 14А-III	-
П-2	12,3	10,0	3	каркас 4 ∅ 14А-III	сетка ∅ 4Вр-I 200x200
П-3	15,1	12,0	5	пучок 4 ∅ 14А-III	-
П-4	7,4	5,1	2	каркас 4 ∅ 14А-III	диагональные каркасы 4 ∅ 8А-III
П-5	12,6	10,3	4	пучок 4 ∅ 14А-III, усиленный спиралью	-
П-6	15,8	12,6	4	пучок 4 ∅ 14А-III, усиленный спиралью	-
А-1	14,8	11,8	2	каркас 4 ∅ 14А-III	диагональные каркасы 4 ∅ 10АIII
А-2	11,9	9,5	3	каркас 4 ∅ 14АIII	сетка ∅ 4Вр-I, 200x200
А-3	19,9	16,0	3	каркас 4 ∅ 14АIII	сетка ∅ 5Вр-I, 100x100
А-4	14,4	11,5	3	каркас 4 ∅ 14А-III	сетка ∅ 5Вр-I, 50x50

Таким образом, контурная арматура в стене играет двоякую роль. При работе на растяжение она решающим образом участвует в формировании сопротивления панели действию горизонтальной нагрузки. Эта ее роль, несомненно, положительна.

Однако, как только эта же арматура с изменением знака нагрузки начинает работать на сжатие, она становится агрессивной по отношению к бетону сжатой зоны, обуславливая его активное разрушение.

Из сказанного следует два вывода.

Во-первых, при расчете прочности стен с ординарным контурным армированием нельзя не учитывать сопротивление контурной арматуры сжатию.

Во-вторых, при конструировании стен следует всячески стремиться уменьшить возможность продольного изгиба (выпучивания) контурных стержней. С этой целью в зонах наиболее вероятного выпучивания продольных стержней уменьшают шаг поперечных стержней. Эффективность этого приема пропорциональна степени сгущения хомутов, но сам по себе этот конструктивный прием не меняет сути механизма работы контурных стержней и окружающего их бетона.

Более эффективным представляется использование в зонах возможного выпучивания контурных стержней эффекта "бетон в обойме". С этой целью, во-первых, контурная арматура пространственного каркаса (см.рис. 2.3) сводится в сварной пучок либо заменяется одним стержнем с равноценной площадью сечения. Во-вторых, этот пучок (или стержень) обвивается спиралью (рис. 2.4, а). Дополнительно можно с помощью отдельных горизонтальных стержней-коротышей осуществить анкеровку арматурного пучка в бетоне.

Для того, чтобы проверить эффективность предлагаемого конструктивного приема, были изготовлены и испытаны образцы П-3, П-5 и П-6.

Как следует из обзора работ различных авторов (см. раздел 1.8), на сегодняшний день не сложилось единого мнения об эффективных формах полевого армирования. Для этой цели на практике обычно используют арматурные сетки или плоские арматурные каркасы, объединяемые горизонтальными стержнями в арматурные блоки.

В описываемых экспериментах для полевого армирования применялись сетки 3 типов. Помимо этого 2 образца армировались диагональными каркасами (см. рис. 2.3 и рис. 2.4, б).

Бетон для опытных панелей изготавливался на растворно-бетонном заводе и доставлялся в передвижной бетономешалке. Информация о прочностных и деформативных характеристиках используемого бетона дана в табл. 2.1 и на рис. 2.5.

Обратим внимание, что все опытные панели были изготовлены из бетона невысокой прочности. Бетонировались они в сборно-разборной металлической опалубке в вертикальном положении. Виброуплотнение бетона обеспечивалось

глубинными и площадочными вибраторами. Последние крепились к стенкам опалубки.

Испытания панелей проводились в специальном стенде, жестко соединенном с силовым полом.

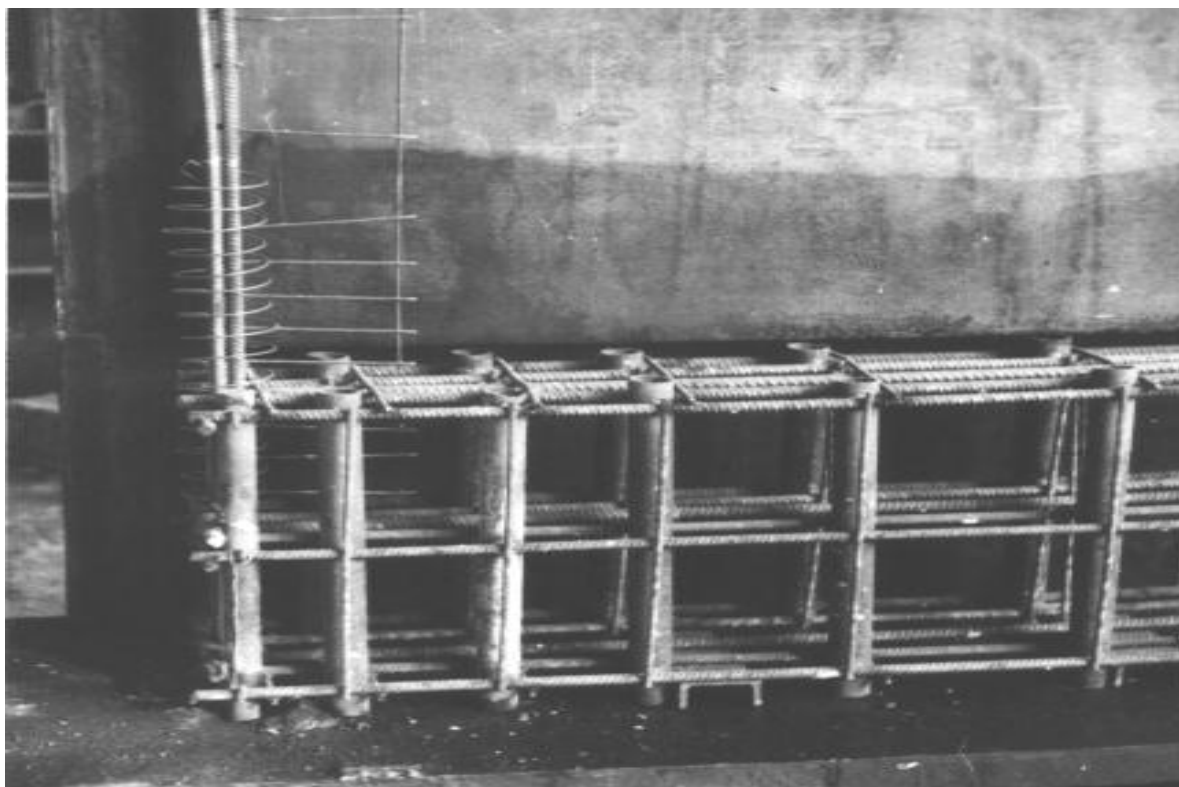
Конструкция стенда позволяла прикладывать к панели сосредоточенную и распределенную по ее длине вертикальную нагрузку до 2000 кН и такую же по величине знакопеременную горизонтальную, которая сосредоточенно прикладывалась к панели посередине длины ее нагрузочной зоны (см. рис. 2.1).

Расчетами монолитных зданий с учетом сейсмического воздействия установлено, что отношения изгибающего момента и продольной силы к перерезывающей силе (M/Q и N/Q) для различных стен даже одного и того же здания меняются в широких диапазонах. Их можно несколько сузить, остановившись на стенах нижних этажей 9-16 этажных зданий. Но даже и для них при 7-8 балльном сейсмическом воздействии эти соотношения изменяются в пределах 2-15. Учитывая это обстоятельство, а также фактическую прочность бетона опытных образцов, величина вертикальной нагрузки в описываемых опытах была принята равной 400 кН, но прикладывалась она эксцентрично относительно вертикальной оси панели ($e_0 = 40$ см). Это позволяло достичь в опытных панелях напряженного состояния, характерного для стен нижних этажей монолитных зданий повышенной этажности.

Испытания стеновой панели начинались с ее загрузки пробной вертикальной нагрузкой 10-20 кН, при которой снимались показания деформометров, симметрично установленных с двух сторон панели. Руководствуясь их показаниями, выполнялась корректировка положения домкратов. Аналогичным образом осуществлялась центровка горизонтальных гидродомкратов. После этого пробная горизонтальная нагрузка полностью снималась, а вертикальная доводилась до заданного уровня ($N = 400$ кН), который поддерживался неизменным на всем протяжении исследований.

После доведения вертикальной нагрузки до требуемой величины, выполнялось контрольное обжатие анкерных болтов, соединявших панель со стендом, и осуществлялось ступенчатое (по 50 кН) наращивание горизонтальной нагрузки в первичном направлении. Контурная арматура также анкерилась в основании стенда с помощью переходных анкерных болтов. При достижении панелью предельного состояния 1-й группы (о чем свидетельствовало нарастание деформаций при снижающейся горизонтальной нагрузке) панель полностью разгружалась.

a)



б)

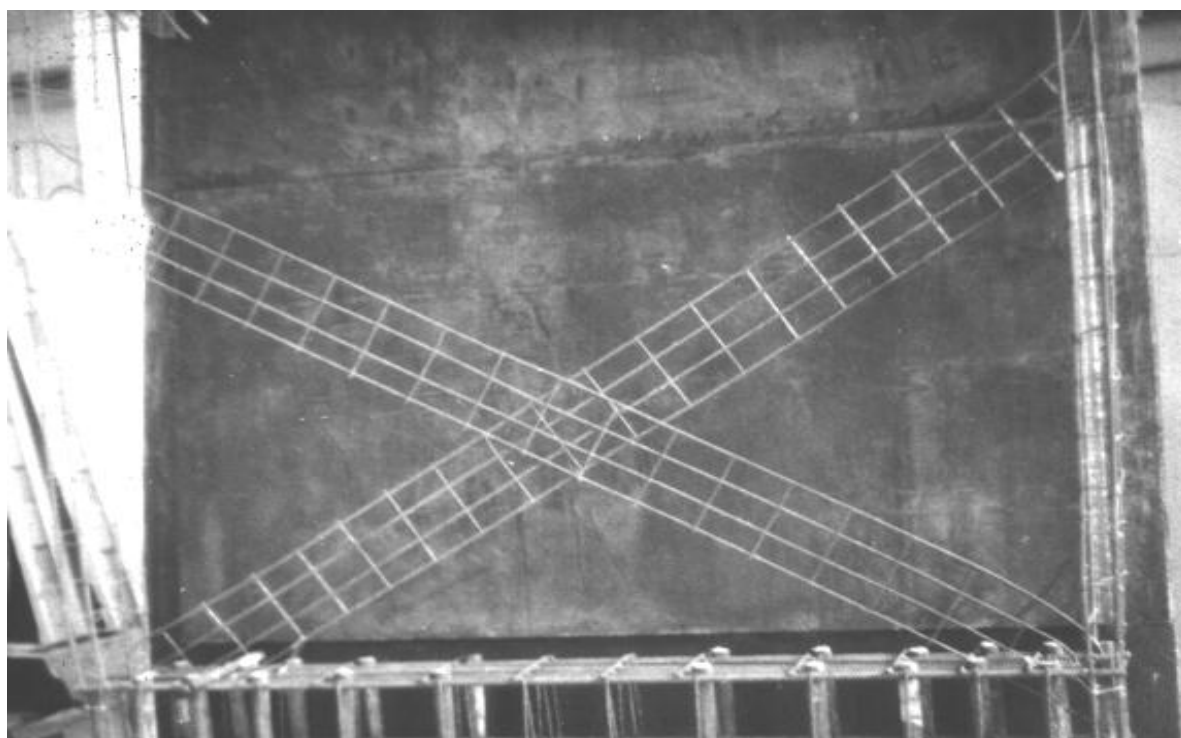


Рис. 2.4. Изготовление панелей со спиральным усилением контурной арматуры (а) и диагональным полевым армированием (б).

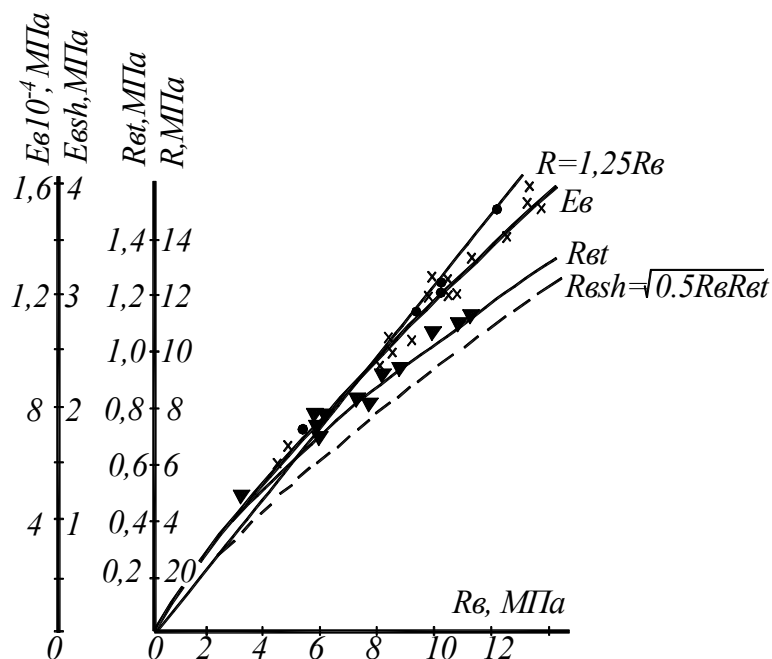


Рис. 2.5. Зависимости между прочностными и деформативной характеристиками бетона.

После этого положение вертикальных домкратов менялось на симметричное относительно вертикальной оси панели и испытания ее повторялись, но при приложении горизонтальной нагрузки в направлении обратном первичному. Причем каждая ступень горизонтальной нагрузки на этой стадии испытаний повторялась до тех пор, пока не наступала стабилизация деформаций панели, после чего нагрузка увеличивалась на очередную ступень.

Деформации и перемещения панелей измерялись с помощью тензметров с базой 20 (для арматуры) и 50 мм (для бетона), индикаторов часового типа ($\Delta = 0,01$; 0,002 и 0,001мм) и механических прогибомеров. Схемы расстановки приборов диктовались характером решавшихся задач. Поскольку несущая способность панелей преимущественно зависила от работы бетона сжатой зоны и контурной арматуры, то именно изучению напряженно-деформированного состояния этих составляющих конструкции уделялось наибольшее внимание

2.2. Результаты опытов.

2.2.1. Стадии напряженно-деформированного состояния стеновых панелей при сложном нагружении

Стеновая панель в условиях сложного нагружения подчиняется классической динамике напряженно-деформированного состояния плоских железобетонных элементов, однако с проявлением определенной специфики.

При постоянной вертикальной и увеличивающейся горизонтальной нагрузке конструкция последовательно проходит три характерные стадии напряженно-деформированного состояния.

Стадия I. При относительно низком уровне горизонтальной нагрузки в элементах панелей развиваются преимущественно упругие деформации; какие-либо повреждения не отмечаются. Напряжения в арматуре далеки от предела текучести. При циклическом нагружении стабилизация деформаций фиксируется на первых же циклах нагрузки.

Стадия I завершается достижением в бетоне растянутой зоны опорного сечения напряжений, равных R_{bt} .

Стадия II. Появление первой горизонтальной трещины в растянутой зоне опорного сечения знаменует наступление стадии II напряженно-деформированного состояния, которая охватывает наиболее емкий диапазон горизонтальной нагрузки (рис. 2.6).

С ростом нагрузки трещинообразование развивается; трещины зарождаются все выше по растянутой грани панели. В поле панели они изгибаются к опорному сечению. В итоге образуется сеть наклонных трещин. Одна из них (зачастую самая верхняя) в дальнейшем получает наибольшее раскрытие. По ее траектории происходит расчленение панели на два клиновидных блока. Эту трещину принято называть критической. Ее траектория описывает расчетное наклонное сечение.

Такова общая картина трещинообразования в панелях, работающих в условиях сложного нагружения. Однако она заметно варьируется в зависимости от характера полевого армирования конструкций.

В панелях без полевого армирования, как отмечалось выше, возникает лишь несколько косых трещин, одна из которых быстро раскрывается (см.рис. 1.8).

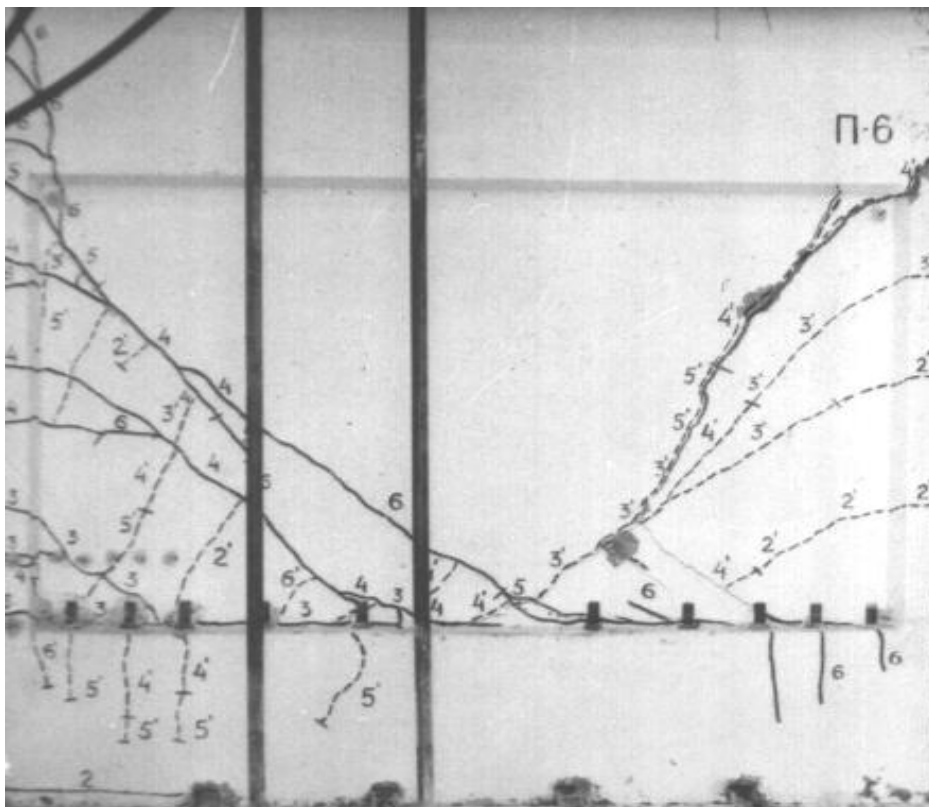


Рис. 2.6. Динамика трещинообразования в панелях.

С введением полевой арматуры картина трещинообразования существенно изменяется. Даже при слабом полевом армировании количество трещин значительно возрастает (рис. 2.7). Они расчленяют поле панели на узкие полосы. При знакопеременном нагружении, пересекаясь и изгибаясь, эти полосы приводят к раздроблению поля панели.

Чем чаще расположены стержни полевой арматуры, тем мельче сетка наклонных трещин.

Несколько неожиданной явилась картина трещинообразования в панели, армированной диагональными каркасами. Хотя в этой конструкции насыщение полевой арматурой было довольно низким, вела она себя при испытаниях как панель с довольно мощным сетчатым армированием (см. рис. 2.7).

Косые трещины в этой панели захватили даже нагрузочную зону, хотя ее толщина в 3 раза превышала толщину поля панели. Рассматривая схему трещин в панели с диагональным полевым армированием, можно заключить, что в этой панели были использованы прочностные способности по всей площади. Разрушение конструкции наступило вследствие выпучивания контурной арматуры и разрушения сжатой зоны бетона в опорном сечении.

С увеличением количества наклонных трещин ширина их раскрытия уменьшается. Этот факт следует классифицировать как положительный, поскольку, благодаря ему удается использовать работу сил зацепления даже при довольно высоких уровнях нагрузки.

В стадии II четко формируется сжатая зона панели. Трещины в нее не проникают. Зато вся растянутая грань панели изобилует ими.

В стадии II деформации конструкции явно упруго-пластические (рис.2.8), однако даже при довольно высоких уровнях циклической нагрузки имеет место их стабилизация (на 5-10 циклах повторения).

Завершается стадия II достижением в растянутой контурной арматуре напряжений, равных пределу текучести (σ_T).

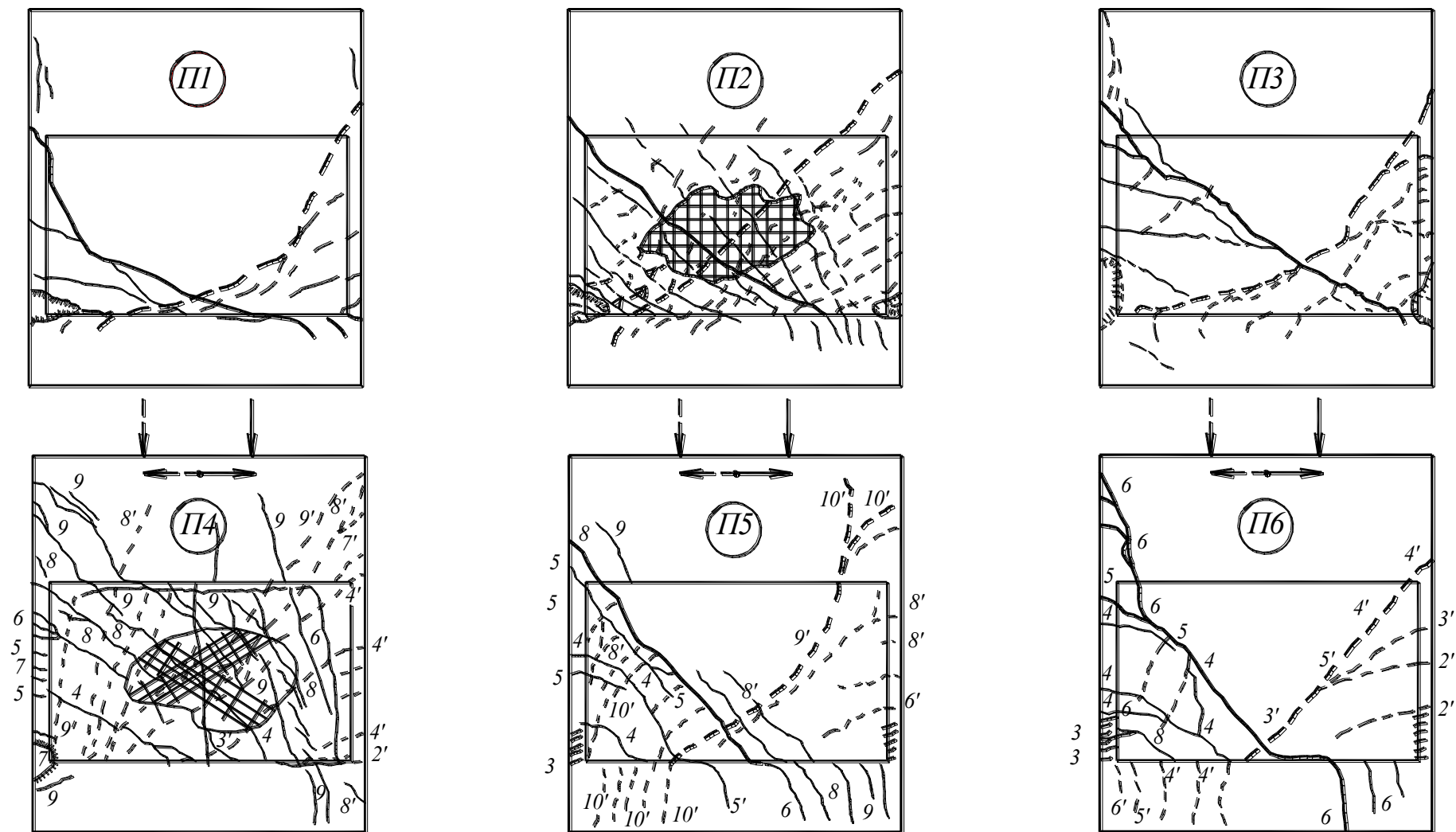


Рис. 2.7. Схемы трещинообразования в панелях.

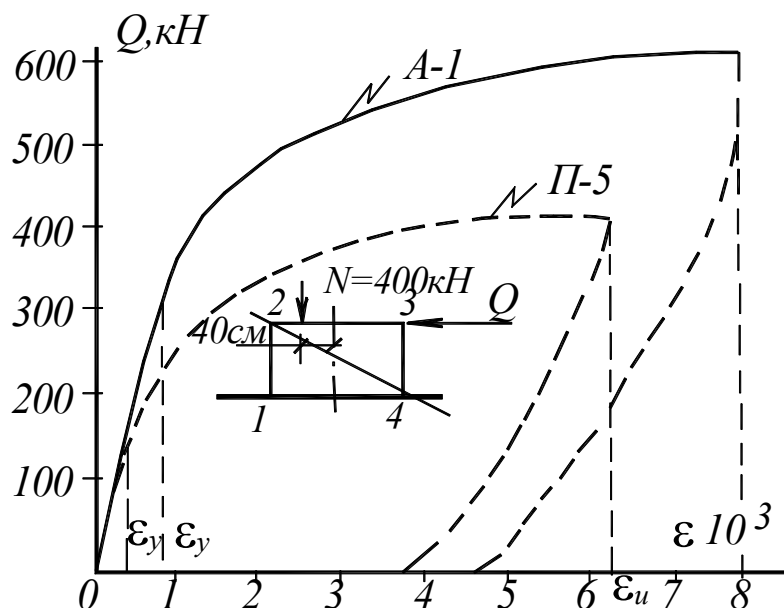


Рис. 2.8. Деформации растянутых диагоналей 2-4 в панелях А-1 и П-5.

Стадия III является стадией разрушения. Текучесть контурной арматуры резко интенсифицирует процесс раскрытия трещин. Их форма приобретает выраженный клиновидный характер, что указывает на наличие в общем механизме деформирования конструкции изгибных деформаций. Наибольшее раскрытие получает критическая трещина (до 15-20 мм.). В панелях без полевого армирования раскрытие ее происходит обычно скачкообразно со сбросом горизонтальной нагрузки на 40-50% и звуком, издаваемым лопающимся бетоном. Этот момент фактически знаменует разрушение конструкции, причем по сути хрупкое.

В панелях с полевым армированием критическая трещина может и не выделяться среди других наклонных трещин (см. панель П-4 на рис. 2.7).

Наличие полевой арматуры обеспечивает конструкции мягкий характер разрушения.

В стадии разрушения добиться стабилизации деформаций панелей не удастся. Они носят преимущественно пластический характер и наращиваются от цикла к циклу (рис. 2.9). В стадии разрушения жесткость конструкций существенно снижается.

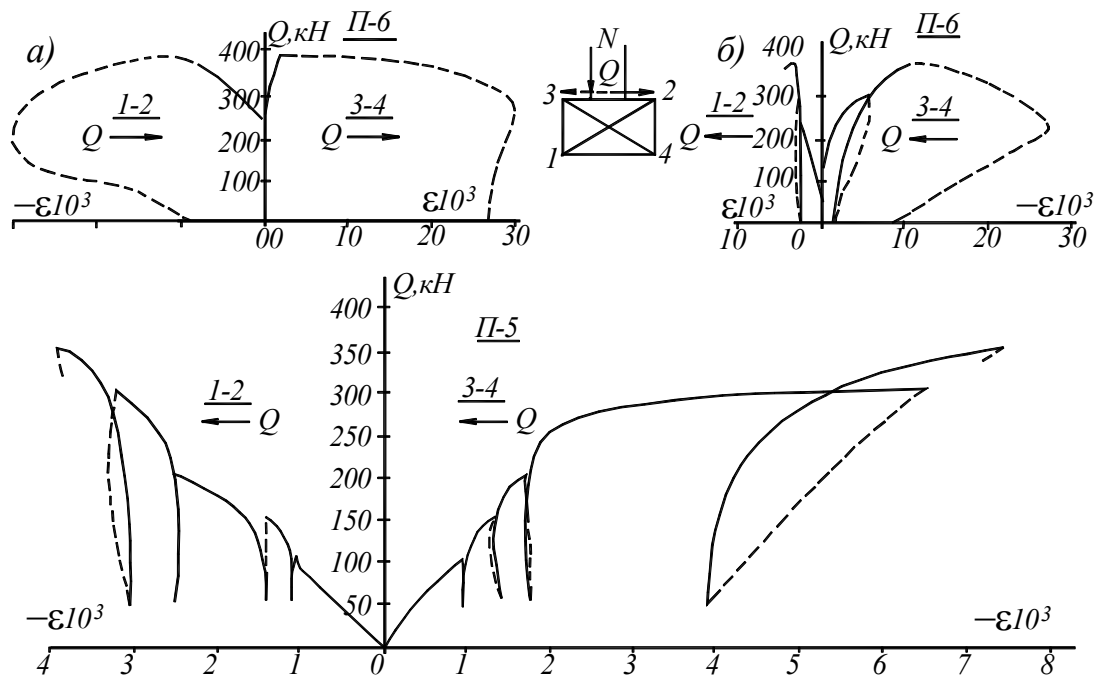


Рис. 2.9. Графики деформирования диагоналей панелей при знакопеременном циклическом нагружении.

2.2.2. Несущая способность панелей.

Разрушение испытанной серии панелей происходило по двум схемам: вследствие текучести растянутой контурной арматуры и обусловленного этим чрезмерного раскрытия трещин, либо в результате разрушения бетона сжатой зоны, чему способствовало выпучивание сжатых контурных стержней.

Значения несущей способности испытанных панелей приведены в таблице 3.2. Из рассмотрения этих данных следует, что полевое армирование панелей, несомненно, увеличивает их несущую способность. Для того, чтобы убедиться в этом, достаточно сопоставить значения панелей П-1 и П-2, изготовленных из бетона практически одной прочности (см. табл. 2.1.). Еще более убедительный результат дает графический анализ значений $Q_{u(e)}$ для панелей, армированных сетками (рис.2.10). В образцах этой серии процент полевого армирования варьировался от 0,057 до 0,354%.

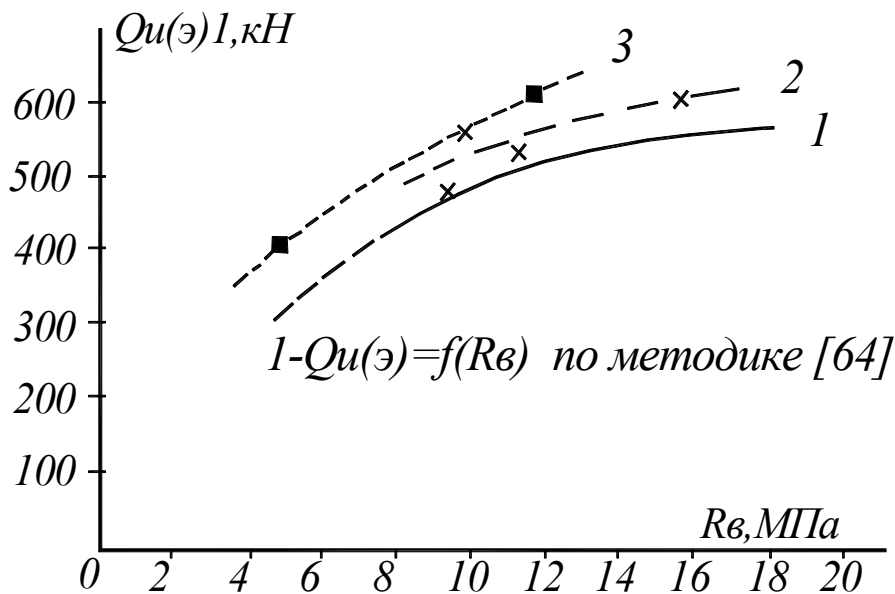


Рис. 2.10. Несущая способность панелей без полевого армирования (1), армированных сетками (2) и диагональными каркасами (3).

Из рис. 2.10 видно и то, что диагональное полевое армирование характеризуется существенно более высокой технико-экономической эффективностью, чем сетчатое.

Теоретический прогноз Q_u по методике, изложенной в [48], дал для панелей с полевым армированием достаточно хорошее совпадение с соответствующими экспериментальными данными, чего нельзя сказать о панелях без полевого армирования. Расчетные значения Q_u для них оказались на 15-20% выше экспериментальных величин. Объяснить это следует, по-видимому, тем, что расчетная модель конструкции в [48] ориентирована на учет сил зацепления по траекториям наклонных трещин. Между тем, эти силы в панелях без полевого армирования в значительной степени деградируются за счет большего раскрытия этих трещин. При наличии полевого армирования, как отмечалось выше, трещины в стадии разрушения имеют существенно меньшую ширину раскрытия и, следовательно, имеют место условия для проявления сил зацепления.

Циклическое нагружение панелей горизонтальной нагрузкой также приводит к деградации сил зацепления и, как следствие, - к падению несущей способности

панелей. Можно утверждать, что падение это будет наибольшим при отсутствии полевого армирования.

В табл. 2.2 зафиксировано снижение $Q_{u(e)2}$ по сравнению с $Q_{u(e)1}$ в пределах 10%. Здесь уместно напомнить, что в первичном направлении горизонтальная нагрузка при испытании панелей прикладывалась однократно.

При циклическом загрузении конструкций в обоих направлениях падение несущей способности панелей будет большим.

2.2.3. Влияние особенностей армирования на работу панелей под нагрузкой

Выше неоднократно подчеркивалось, что причиной преждевременного разрушения конструкций при сейсмическом воздействии является агрессивное воздействие контурной арматуры на окружающий ее сжатый бетон. Отмечалось это и при проведении описываемых опытов. Практически во всех панелях с контурным армированием в виде классических пространственных каркасов имело место выпучивание продольных стержней и откалывание ими окружающего сжатого бетона (см.рис. 1.23). Такой же характер разрушения продемонстрировала и панель П-3, контурная арматура которой была собрана в пучек.

Заметим, что отрицательное действие продольной контурной арматуры на сжатую зону бетона будет особенно контрастным при циклическом знакопеременном загрузении, то есть в ситуации, характерной для сейсмостойких конструкций.

Совершенно иначе вели себя в стадии разрушения панели П-5 и П-6, пучки контурной арматуры которых у опорных зон были усилены спиралями, причем очень малой мощности. В этих панелях вплоть до полного их разрушения сжатые зоны сохранились абсолютно неповрежденными; выкалывание и выкрашивание бетона не фиксировалось, а арматура не изгибалась (рис. 2.11).

При поверхностном рассмотрении данных табл. 2.2 можно заключить, что отмеченный эффект не отразился на несущей способности панелей, поскольку при примерно равных значениях R_b они характеризовались близкими значениями $Q_{u(e)}$. Однако вывод этот будет неверным. Дело в том, что испытаниям подвергались недоармированные ($\varepsilon < \varepsilon_R$) панели, то есть увеличение в них мощности контурного армирования должно было привести к росту их несущей способности. В панелях с традиционным контурным армированием этому препятствовало преждевременное

разрушение сжатой зоны, наступавшее вследствие многократного (при циклическом нагружении) выпучивания продольных стержней.

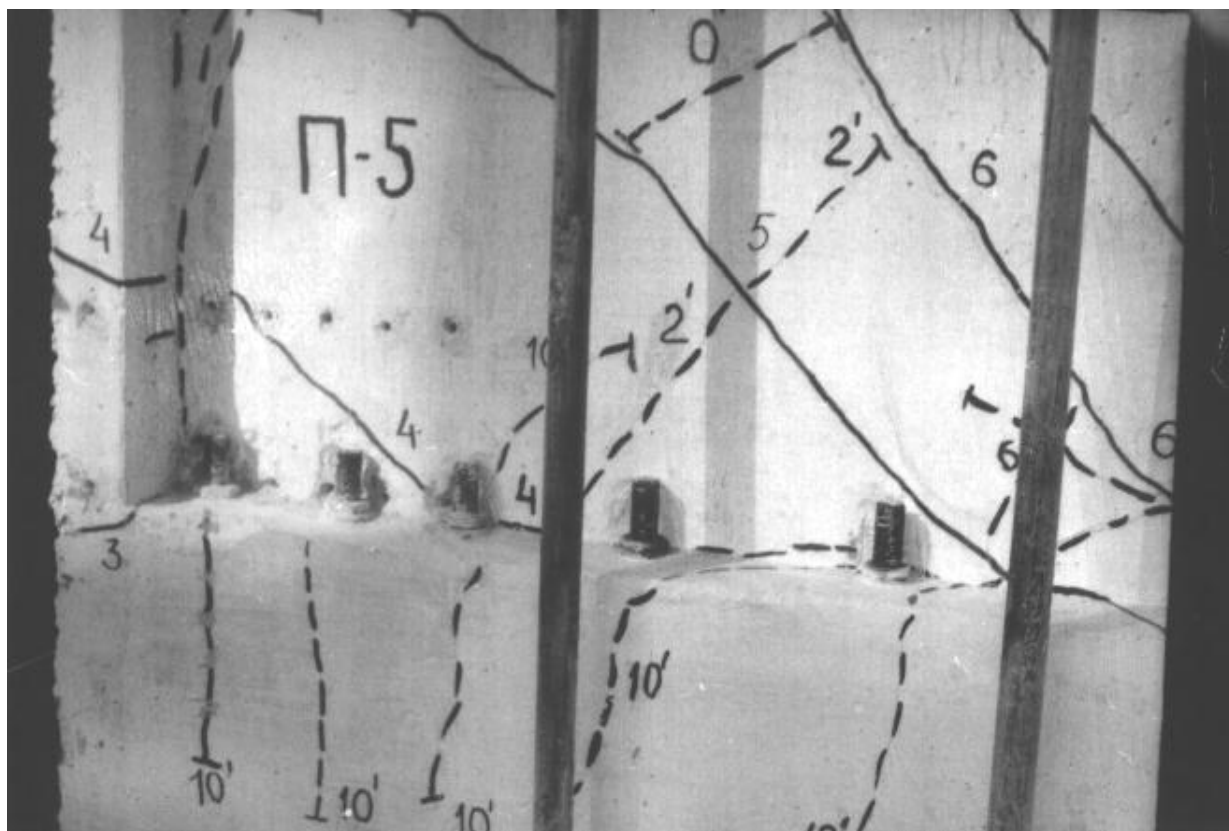


Рис. 2.11. Состояние сжатой зоны панели со спиральным усилением контурного арматурного пучка в стадии разрушения.

В панелях со спиральным усилением контурных стержней сохранность сжатой зоны гарантировала повышение несущей способности конструкций при увеличении мощности контурного армирования в пределах $\varepsilon < \varepsilon_R$.

Говоря об эффекте спирального усиления бетона, окружающего контурную арматуру, нельзя забывать и о сдвиговой составляющей деформаций панелей. Вряд ли необходимо доказывать, что сохраняя сжатую зону, мы тем самым повышаем сопротивление панелей сдвигу. Помимо этого достигается полноценное участие контурных стержней в работе сжатой зоны конструкции.

Таким образом, использование эффекта “бетон в обойме” в данном случае увеличивает сопротивление панелей как изгибу, так и сдвигу, полностью локализуя агрессивное воздействие контурной арматуры на окружающий сжатый бетон.

Заметим, что данный конструктивный прием может быть использован не только в плоскостных, но и в линейных конструкциях (колоннах, балках, ребрах плит и т.п.), работающих в условиях циклического знакопеременного нагружения.

Таблица 2.2. Результаты испытаний опытных панелей и расчетной проверки их несущей способности

Шифр панели	Горизонтальная нагрузка, Q_u , кН			$Q_{u(e)2}/Q_{u(e)1}$	$Q_{u(e)1}/Q_{u(t)}$
	$Q_{u(e)1}$	$Q_{u(e)2}$	$Q_{u(t)}$		
П-1	380	370	475	0,97	0,80
П-2	550	535	543	0,97	1,01
П-3	405	395	498	0,97	0,81
П-4	400	430	422	1,07	0,95
П-5	400	380	478	0,95	0,84
П-6	420	400	503	0,95	0,83
А-1	600	575		0,96	
А-2	495	470		0,95	
А-3	590			0,91	
А-4	525	490		0,93	

Выше, говоря о возможности продольного изгиба арматурных стержней, мы прежде всего имели в виду контурную арматуру. Однако выпучиванию могут подвергаться и вертикальные стержни полевой арматуры. Об этом свидетельствуют материалы по обследованию монолитных зданий в Кишиневе после Карпатских землетрясений. Чтобы избежать этого, следует ориентироваться на армирование поля панелей преимущественно диагональными пространственными каркасами. В целях экономии арматуры мощность их по длине может изменяться, достигая максимума в зонах наиболее интенсивного трещинообразования.

Напомним, что теоретическое изучение напряженного состояния панелей в условиях сложного нагружения показало [48], что по полю панели напряжения распределяются далеко неравномерно. В этом кроется причина относительно низкой эффективности традиционного полевого армирования сетками и плоскими каркасами и высокой эффективности армирования наклонными каркасами, в

которых направления рабочих стержней довольно близко совпадают с траекториями главных растягивающих напряжений.

2.2.4. Распределение напряжений по длине контурных стержней

Наблюдения за деформациями сжатых и растянутых контурных стержней в целом подтвердили результаты соответствующих теоретических исследований.

С начала загрузки панели горизонтальной нагрузкой максимумы напряжений σ_S и σ'_S (соответственно в растянутой и сжатой арматуре) фиксируются в опорном сечении, что является вполне закономерным проявлением изгибной составляющей деформаций конструкции. Эпюры σ_S и σ'_S тяготеют к треугольной форме (рис.2.12). Для эпюр σ'_S эта тенденция сохраняется на протяжении всех трех стадий напряженно-деформированного состояния. Иначе обстоит дело с эпюрами σ_S .

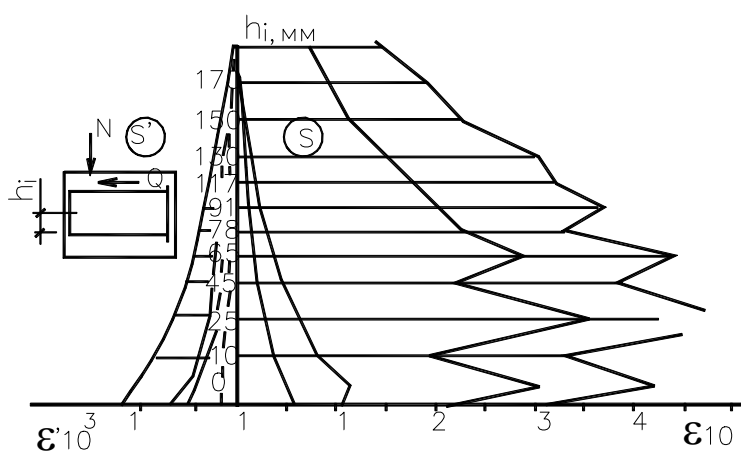


Рис. 2.12. Эпюры относительных деформаций по длине сжатых (S') и растянутых (S) контурных стержней в панели А-І на различных ступенях загрузки.

Как и следовало ожидать, трещинообразование существенно меняет их характер. Появление трещины приводит в этом сечении к скачкообразному перераспределению растягивающих напряжений с бетона на арматуру. Заметим, что в такой ситуации фиксируемая форма эпюры σ_S в известной мере будет зависеть от

параметров тензометрических наблюдений. Тем не менее, можно утверждать следующие факты.

Во-первых, в отличие от плавной эпюры напряжений σ'_s эпюра σ_s носит зигзагообразный характер с пиками в сечениях с трещинами. Понятно, что, чем больше таких трещин (например, при развитом полевом армировании), тем больше будет таких "пиков" с относительно меньшей высотой. Наиболее "неспокойные" эпюры присущи панелям без полевого армирования.

Во-вторых, форма огибающих эпюр σ_s и σ'_s свидетельствует о существенном вкладе в формирование распределения напряжений по длине арматурных стержней изгибных деформаций конструкций. Причем заметим, что в данных исследованиях мы имели дело с довольно невысокими конструкциями.

В-третьих, напряжения σ_s в сечении с косою критической трещиной будут всегда меньше напряжений в опорном сечении. Из этого следует, что если в последнем напряжения достигнут R_s , то в этот же момент времени в расчетном наклонном сечении они будут равны $\gamma_s R_s$ (где $\gamma_s < 1$).

2.2.5. Распределение напряжений в сжатой зоне панелей

Представление о форме эпюр напряжений σ_y и τ_{xy} в сжатой зоне панелей необходимо для построения их расчетной модели. К сожалению, исследования, позволяющие удовлетворительно решить эту задачу, малочислены и методически разобщены.

В описываемых опытах изучались нормальные и касательные напряжения в сжатых зонах приопорных сечений. Частные эпюры напряжений σ_y и τ_{xy} для отдельных панелей (рис. 2.13, а), как и следовало ожидать, носят "неспокойный" характер в силу неоднородности бетона. Однако совместный анализ эпюр σ_y для группы испытанных панелей (см. рис. 2.13, в) достаточно четко указывает на возможность их аппроксимации треугольником с основанием x (длина сжатой зоны) и максимальной ординатой R_b (в стадии разрушения). Этот вывод согласуется с экспериментальными данными Ю. В. Измайлова и И. В. Бубуек [48, 21].

Те же инструментальные наблюдения показали, что касательные напряжения τ_{xy} фиксируются на участке протяженностью несколько большей x . Их эпюра в пределах длины сжатой зоны сечения может быть описана уравнением квадратной параболы с максимумом на удалении $0,6x$ от наиболее сжатого края опорного сечения (рис. 2.14).

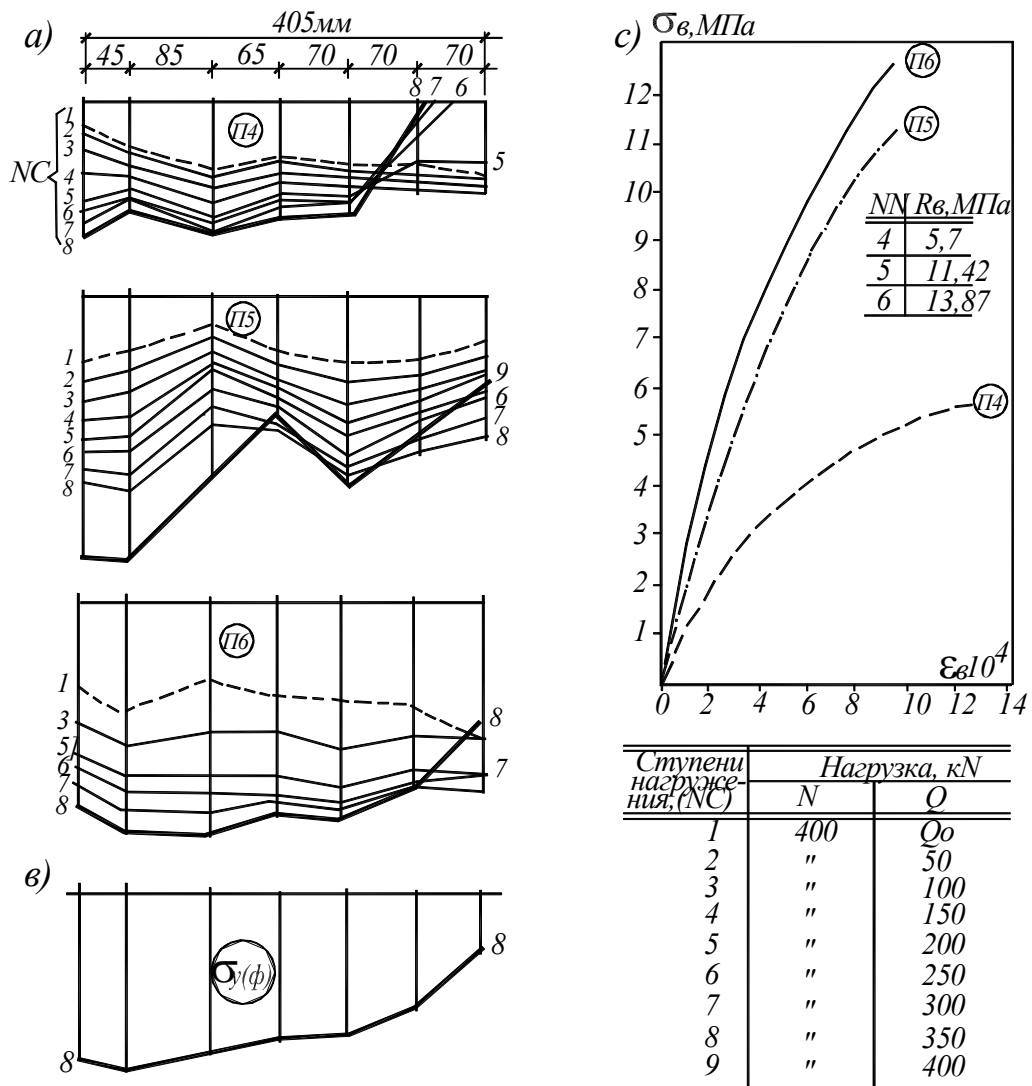


Рис. 2.13. Результаты испытаний панелей П4, П5 и П6:

а) эпюры напряжений (σ_y) в сжатых зонах панелей П4, П5 и П6; в) усредненная эпюра для панелей П4, П5 и П6 на 8-й ступени нагружения ($\sigma_y(\phi)$); с) зависимость $\epsilon_b = f(\sigma_y)$ для бетонных призм.

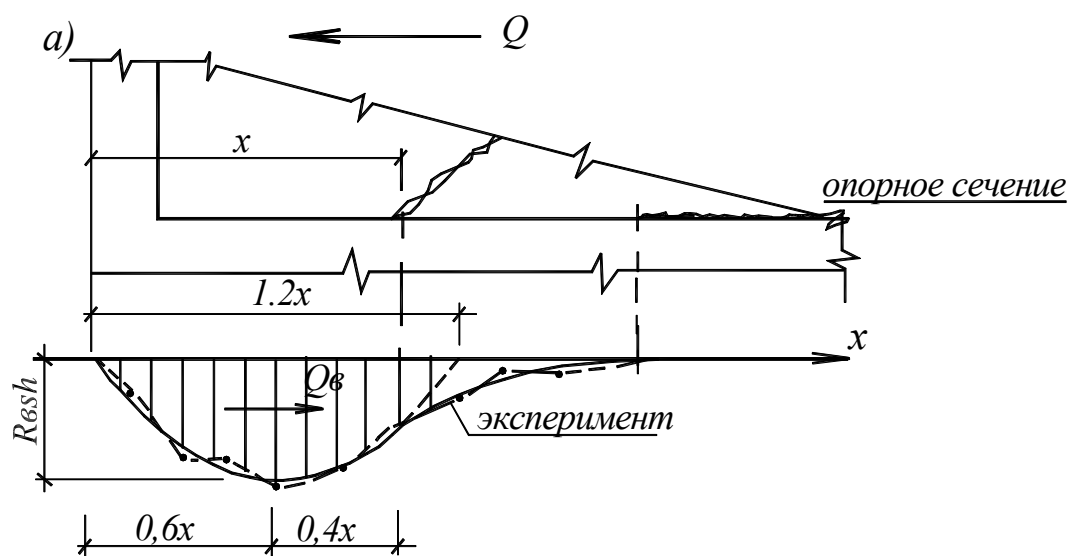


Рис. 2.14. Эпюра касательных напряжений в опорном сечении панели.

2.2.6. Пластичность деформирования панелей

Выше отмечалось, что многие специалисты различных стран придерживаются мнения о нежелательности разрушения плоскостных конструкций по наклонным сечениям, поскольку по их мнению это сопряжено с пониженной пластичностью деформирования панелей и хрупким характером их разрушения. Что касается последнего, то, как мы убедились, хрупкое разрушение может иметь место, но лишь при полном отсутствии полевого армирования. Однако даже очень слабое армирование ($\mu < 0,005\%$) обеспечивает панелям спокойный "мягкий" характер разрушения, что весьма важно для конструкций, работающих в условиях сейсмического воздействия.

Согласно международным нормам конструкция обладает достаточной пластичностью при коэффициенте пластичности деформирования $\nu \geq 4$.

В описываемых опытах эта характеристика колебалась в диапазоне 9,2-15,5 (см.рис. 2.8).

Из сказанного следует, что стеновые панели монолитных зданий вполне удовлетворяют современным принципам обеспечения сейсмостойкости конструктивных систем даже при разрушении по косым сечениям. Для предотвращения хрупкого разрушения поле панелей необходимо армировать. Наиболее эффективно полевое армирование наклонными каркасами.

2.3. Выводы

Экспериментальные исследования стеновых панелей при сложном нагружении позволили сделать следующие основные выводы:

1. Эпюры напряжений в сжатой зоне бетона σ_y можно аппроксимировать треугольником с основанием x (длина сжатой зоны) и максимальной ординатой R_b (в стадии разрушения);

2. Касательные напряжения τ_{xy} фиксируются на участке протяженностью несколько большей x . Их эпюра в пределах длины сжатой зоны сечения может быть описана уравнением квадратной параболы с максимумом на удалении $0,6x$ от наиболее сжатого края опорного сечения;

3. Распределение напряжений по длине контурных стержней происходит следующим образом:

а) в отличие от плавной эпюры напряжений σ'_s , эпюра σ_s носит зигзагообразный характер с пиками в сечениях с трещинами. Понятно, что, чем больше количество таких трещин (например, при развитом полевом армировании), тем больше будет таких "пиков" с относительно меньшей высотой. Наиболее "неспокойные" эпюры присущи панелям без полевого армирования;

б) форма огибающих эпюр σ_s и σ'_s свидетельствует о существенном вкладе в формирование распределения напряжений по длине арматурных стержней изгибных деформаций конструкций. Причем заметим, что в данных исследованиях мы имели дело с довольно невысокими конструкциями;

в) напряжения σ_s в сечении с наклонной критической трещиной будут всегда меньше напряжений в опорном сечении. Из этого следует, что если в опорном сечении напряжения достигнут R_s , то в этот же момент времени в расчетном наклонном сечении они будут равны $\gamma_s R_s$ (где $\gamma_s > 1$).

4. Для предотвращения выпучивания продольных стержней контурной арматуры толщина защитного слоя бетона должна быть не менее $(2,5 \dots 3,0) d$ (d - диаметр рабочей арматуры), а шаг замкнутых хомутов на участках высотой $0,25 H$ (считая от опорного сечения) - не более $10d$;

5. В панелях со спиральным усилением контурных стержней сохранность сжатой зоны гарантирует повышение несущей способности конструкций при увеличении

мощности контурного армирования в пределах $\varepsilon < \varepsilon_R$. Такая схема армирования увеличивает сопротивление панелей как изгибу, так и сдвигу, полностью локализуя агрессивное воздействие контурной арматуры на окружающий сжатый бетон.

6. Для полевого армирования стен наиболее эффективным является армирование наклонными каркасами, поскольку в этом случае наклонные каркасы совпадают с траекторией главных растягивающих напряжений;
7. В стадии разрушения напряжения σ_s стремятся к расчетным значениям сопротивления арматуры R_s и таким образом нагельные силы в расчетах стен монолитных зданий при сейсмическом воздействии можно не учитывать.

3. ВИБРОДИНАМИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ ФРАГМЕНТОВ НАТУРНЫХ ЗДАНИЙ ДО РАЗРУШЕНИЯ.

Динамические испытания конструктивных систем, в виде реальных зданий, позволяют выявить влияние на их работу технологических швов, специфики контурного и полевого армирования, параметров основания и других факторов, изучить которые при статических испытаниях отдельных конструкций или даже фрагментов часто невозможно или весьма затруднительно. Именно динамические испытания конструктивных систем дают информацию, необходимую для разработки их расчетных моделей. На территории бывшего СССР вибродинамическим испытаниям подвергался ряд монолитных зданий (в том числе и в Кишиневе) до проведения в них отделочных работ. Результаты этих исследований детально отражены в работах[9,15,14, 48].

Несмотря на информативную полезность таких экспериментов, их целевая эффективность обычно существенно ограничивается относительно невысокими уровнями достигаемой инерционной нагрузки. Ограничения эти диктуются двумя обстоятельствами. Во-первых, обычно большой массой натуральных зданий и реальной мощностью применяемых для их испытаний вибромашин. Во-вторых, недопустимостью доведения зданий до тяжелых повреждений, препятствующих их вводу в эксплуатацию после испытаний.

Между тем, по понятным причинам, исследователи стремятся изучить поведение конструкций и конструктивных систем в стадии разрушения, либо близко к ней. Именно это стремление обусловило то, что в г. Кишиневе лабораторией прочности ЦНИИЭП жилища и лабораторией сейсмостойкого строительства Молдовы при участии автора были проведены уникальные вибрационные испытания двух фрагментов монолитных зданий при высоких уровнях инерционной нагрузки, вплоть до разрушения(рис. 3.1).

3.1. Характеристика объектов виброиспытаний

В геометрическом отношении оба фрагмента высотой по 6-этажей одинаковы (см. рис. 3.2). Отличались они по схемам полевого армирования (рис. 3.3) при контурном армировании Г - образными каркасами с продольной арматурой 10 Ø18 А-III и поперечной Ø5Вр-1 с шагом 20см. Все каркасы полевого армирования изготавливались из продольных стержней Ø8А-III и поперечных Ø5Вр-1.

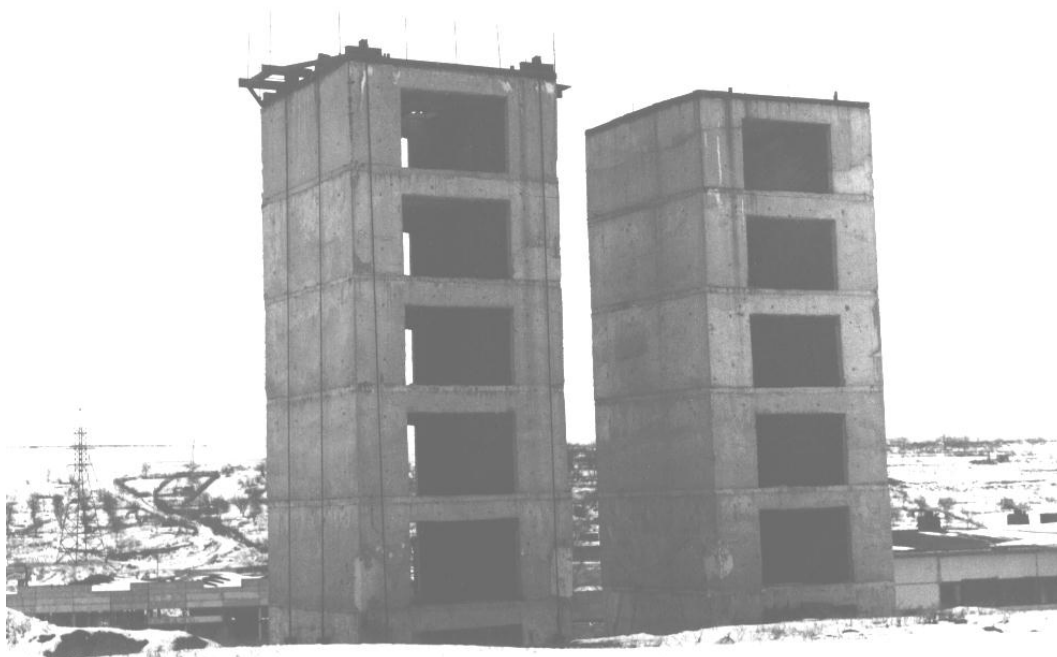


Рис. 3.1. Общий вид фрагментов 1 и 2

Фундаменты обоих фрагментов были выполнены в виде железобетонных плит с размерами в плане 9,84x14,6м толщиной 40см.

Надземной 6-этажной части со стенами толщиной 20 см из керамзитобетона предшествовал технический этаж со стенами толщиной 40 см из тяжелого бетона класса В15.

Все междуэтажные перекрытия (за исключением самых верхних) были выполнены толщиной 16,0 см из тяжелого бетона класса В15 и армировались сетками по схеме плит, заземленных по контуру.

Для стен технических этажей использовалась мелкощитовая опалубка, а для надземной части здания – объемно-переставные блоки и крупнощитовая опалубка размером на этаж.

Цикл каждого бетонирования включал в себя стены одного этажа, которые бетонировались слоями, высотой по 20-30 см с виброуплотнением.

В самых верхних перекрытиях были замоноличены стальные рамы для крепления вибромашины.

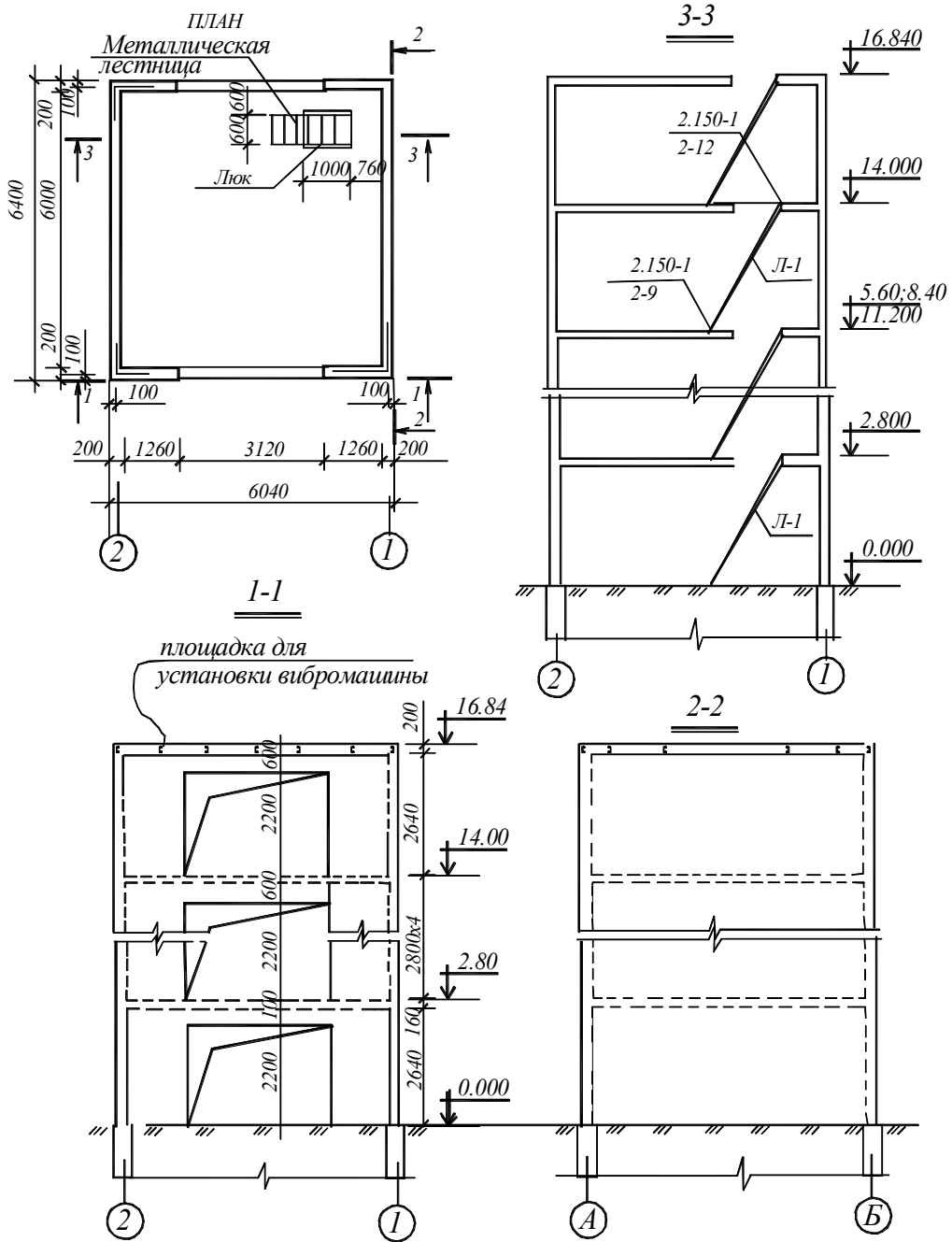


Рис. 3.2. Конструктивно-планировочное решение фрагментов.

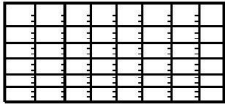
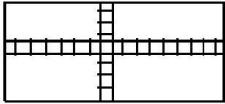

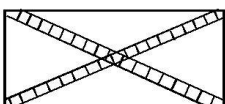
Характер полевого армирования стен	Система армирования	Местоположение системы армирования	Расход полевой арматуры на панель в кг
Плоские вертикальные каркасы		Фрагмент №2 ось 1	33,99
Пространственные крестообразные каркасы		Фрагмент №2 ось 2	15,58
Без армирования		Фрагмент №1 ось 1	--
Пространственные диагональные каркасы		Фрагмент №1 ось 2	23,69

Рис. 3.3.Схемы полевого армирования сплошных стен фрагментов 1 и 2

3.2. Методика и результаты виброиспытаний

Согласно программе испытаний фрагментов напряжения в их горизонтальных сечениях должны были соответствовать напряжениям в 16-этажных зданиях, массовое строительство которых осуществлялось в Молдове. В описываемых фрагментах дополнительный пригруз обеспечивался системой гидродомкратов ДГ-100 и гибких тяг, не имевших связи со стенами по всей их высоте (рис. 3.4).

Величина пригруза фрагмента для имитации напряженно-деформированного состояния 16-этажного дома должна была составлять 2952кН. Фактически она достигала 2400 кН.

Динамическая нагрузка на фрагменты создавалась вибромашиной В-3 ЦНИИЭП жилища с поэтажным увеличением момента, максимум которого достигал 2340кгм.

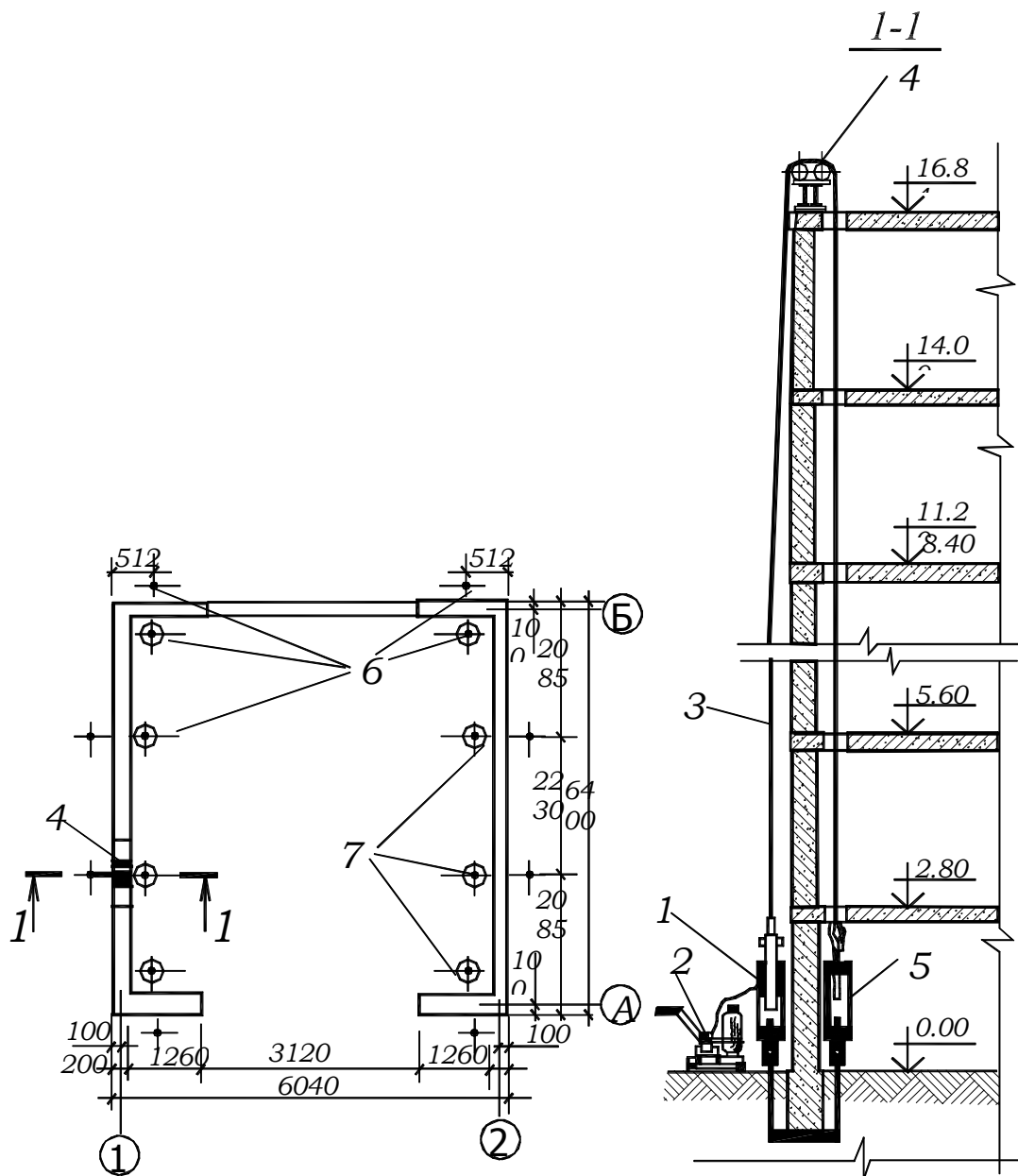


Рис. 3.4. Схема системы обжатия фрагментов 1 и 2.

При проведении описываемых испытаний удалось достичь выраженного развития в конструкциях фрагментов (стенах и перекрытиях) пластических деформаций и серьезных повреждений, вплоть до разрушения.

Вибродинамические испытания натуральных монолитных зданий однозначно показали [9, 89, 90], что в формировании основных эксплуатационных параметров системы «здание- основание» роль основания часто бывает преобладающей. Так, при испытании 12-этажного фрагмента доленое смещение верхнего перекрытия,

обусловленное поворотом здания на основании, на первых этапах нагружения составило 60-65%, а на последующих - до 85%. Таким образом доленое участие собственных деформаций здания в смещении его верха достигло лишь 15%. Уже на первых этапах испытаний этого фрагмента наблюдалось появление зазоров между его наружными стенами и грунтом.

Учет этих результатов при проектировании фундаментов фрагментов 1 и 2 в виде развитых монолитных плит позволил доленое участие деформаций основания в формировании смещения верха этих фрагментов при испытаниях ограничить 54%.

Приведенные данные убедительно свидетельствуют о важной роли основания в формировании основных эксплуатационных параметров системы «здание-основание» и недопустимости изолированного рассмотрения здания в динамическом режиме загрузки.

О трещинообразовании в описываемых фрагментах получена обширная информация.

В конструкциях фрагмента 1 видимые трещины были обнаружены на 5-м этапе испытаний в стенах 1 и 2 этажей. Характер трещинообразования в стенах, армированных крестообразными и традиционными вертикальными каркасами, был различным (рис. 3.5). В крестообразно - армированной стене наклонные трещины на 1-м этаже образовали трапецию, расширяющуюся к низу. На уровне перекрытия эти трещины сопрягались с горизонтальной трещиной в технологическом шве, которая переходила в наклонные трещины в растянутой зоне 2 этажа.

Описанные трещины с повышением инерционной нагрузки получили дальнейшее развитие и трансформировались в так называемые критические трещины, траектории которых уместно принимать за расчетные. Динамику критической трещины можно представить следующим образом: наклонная трещина в растянутой зоне 2-го этажа, достигнув перекрытия, продолжалась по ослабленному горизонтальному технологическому шву по стыку 1 и 2 этажей, а затем трансформировалась в наклонную трещину по границе сжатой и растянутой зон 1-го этажа. О таком механизме развития критической трещины свидетельствует и то, что ее раскрытие на 1-м этаже было большим в верхней части стены и уменьшалось к низу. Мощное контурное армирование существенно ограничило раскрытие горизонтальных трещин (в том числе и по технологическим швам), что и позволило развиваться системе наклонных трещин.

На заключительных этапах испытаний произошло выпучивание контурной арматуры в местах ее стыковки односторонними соединительными стержнями

(приблизительно на 70 см над перекрытием 1-го этажа и на уровне фундамента (рис.3.6). Это обусловило раздробление бетона в зонах контурного армирования, что и привело к разрушению стены. Такое поведение контурной арматуры при знакопеременном загрузении еще раз проиллюстрировало известное среди специалистов правило, что первейшим условием сейсмостойкости железобетонных конструкций является обеспечение устойчивости арматуры в фазе работы на сжатие. Заметим, что каких-либо повреждений полок стен (продавливание, смятие и т.п.) не было обнаружено.

Судя по характеру трещинообразования (см.рис. 3.7) крестообразное полевое армирование стен нельзя признать эффективным, поскольку его вертикальные каркасы остаются вообще вне прохождения траекторий трещин.

В другой стене фрагмента 1, армированной традиционными вертикальными каркасами, вначале возникли косые трещины, образующие трапецию, сужающуюся к низу (рис. 3.7). В последующем появились и трещины противоположного направления. Однако раскрытие всех этих трещин было меньшим, чем в стене с крестообразным армированием, причем равномерным по всей их длине. Это свидетельствует об активной работе полевой арматуры, разрывы которой проявились в местах ее пересечения трещинами, хотя она и была из стали А-I.

Как и в стене с крестообразным полевым армированием, в данном случае имело место выпучивание контурной арматуры и раздробление окружающего ее бетона, что и определило переход конструкции в стадию разрушения.

Фрагмент 2. Повреждения этого фрагмента 2 имели такой же характер, как и фрагмента 1 (рис. 4.8). Особенностью его поведения в стадии разрушения явился разрыв всего пакета контурной арматуры (10 \varnothing 18А-III) в стене без полевого армирования. Эта стена получила относительно большие повреждения, выразившиеся в большем раскрытии трещин и сильном (до 10 мм) поперечном перемещении образовавшихся блоков стены (рис. 3.9).

Значительно меньшей в этом фрагменте была степень повреждения стены с диагональным армированием (рис. 3.10).

О характере трещинообразования в перекрытиях фрагментов 1 и 2 можно судить по рис. 3.11.

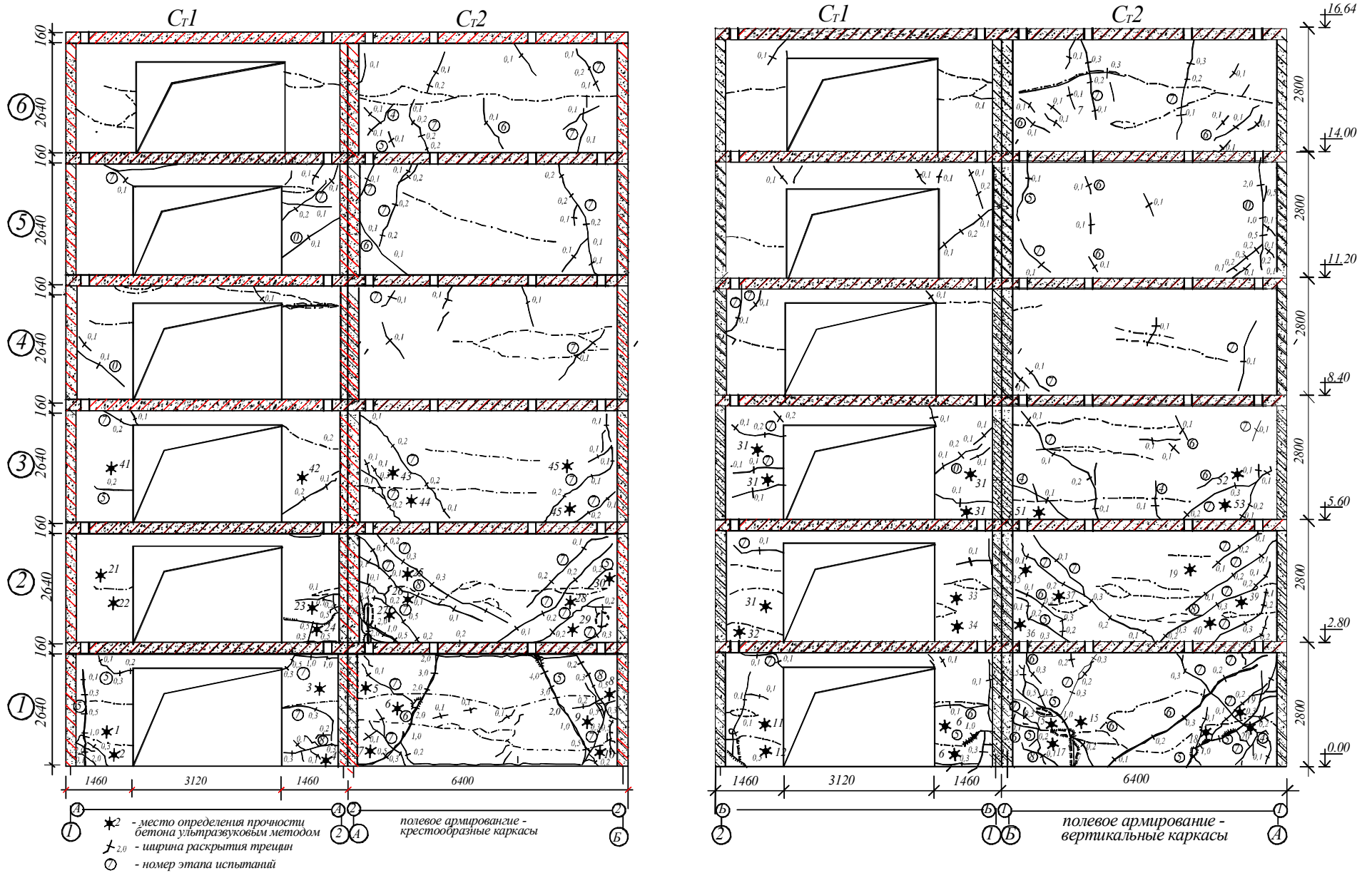


Рис. 3.5. Общая схема трещинообразования стен фрагмента 1 (вид изнутри)

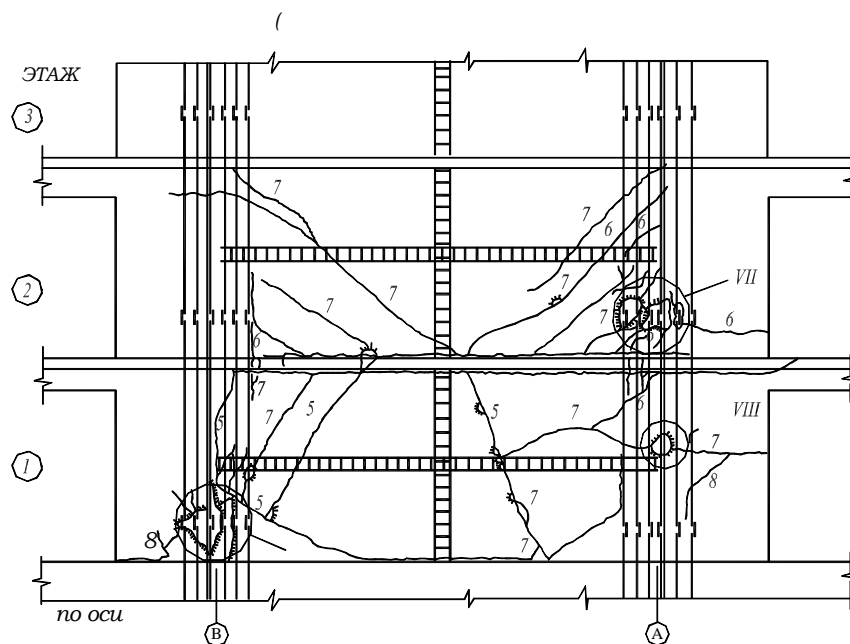


Рис.3.6. Схема трещинообразования стены фрагмента 1, армированной крестообразными каркасами (вид снаружи).

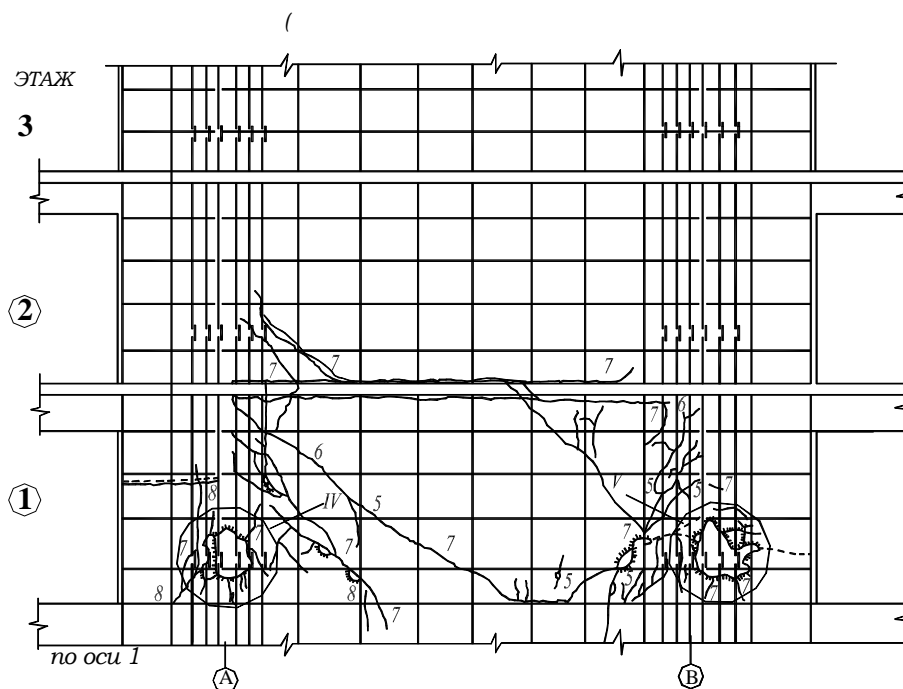


Рис.3.7. Схема трещинообразования стены фрагмента 1, армированной вертикальными каркасами (вид снаружи).

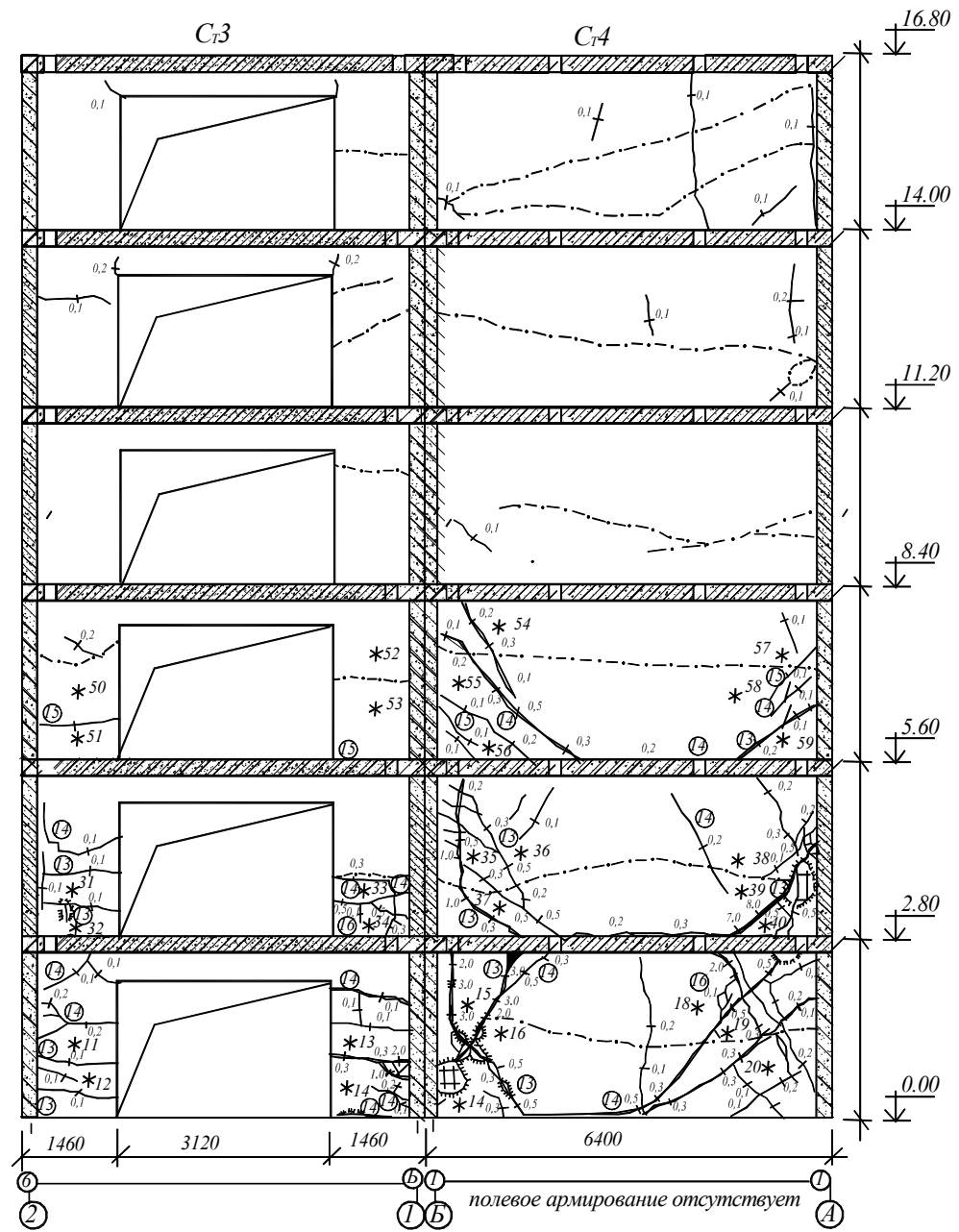
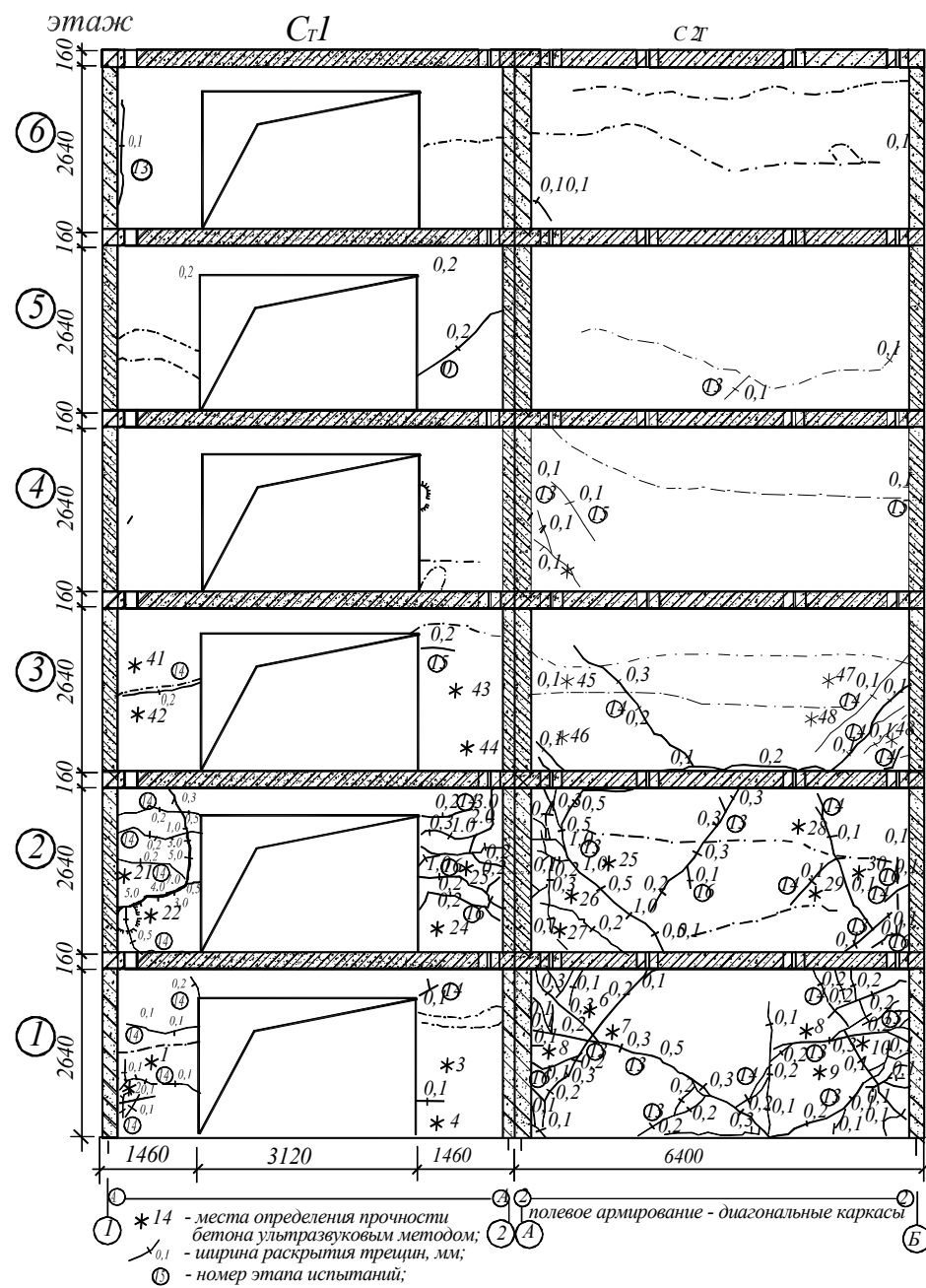


Рис.3.8. Общая схема трещинообразования стен фрагмента 2 (вид изнутри)

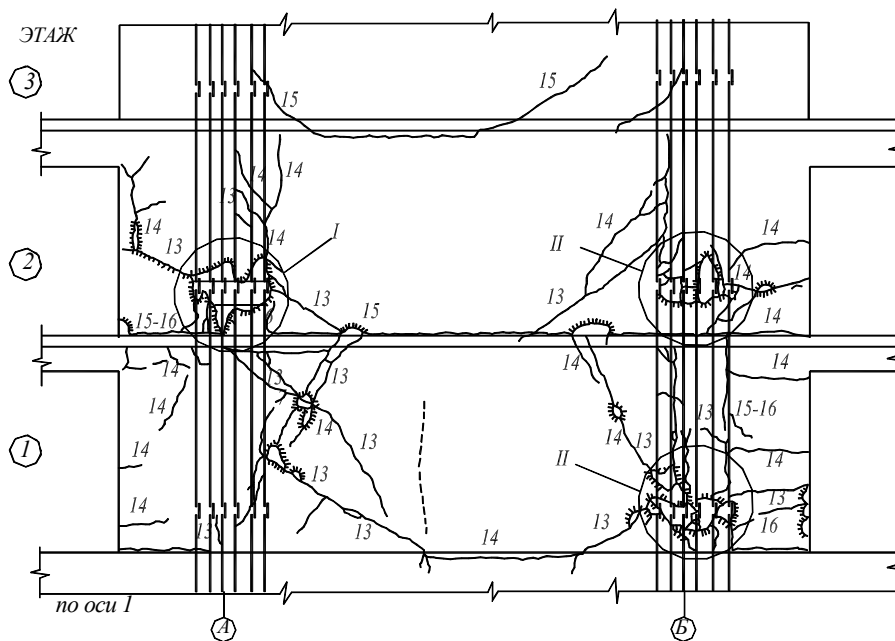


Рис. 3.9. Схема трещинообразования стены фрагмента 2 без полевого армирования (вид снаружи).

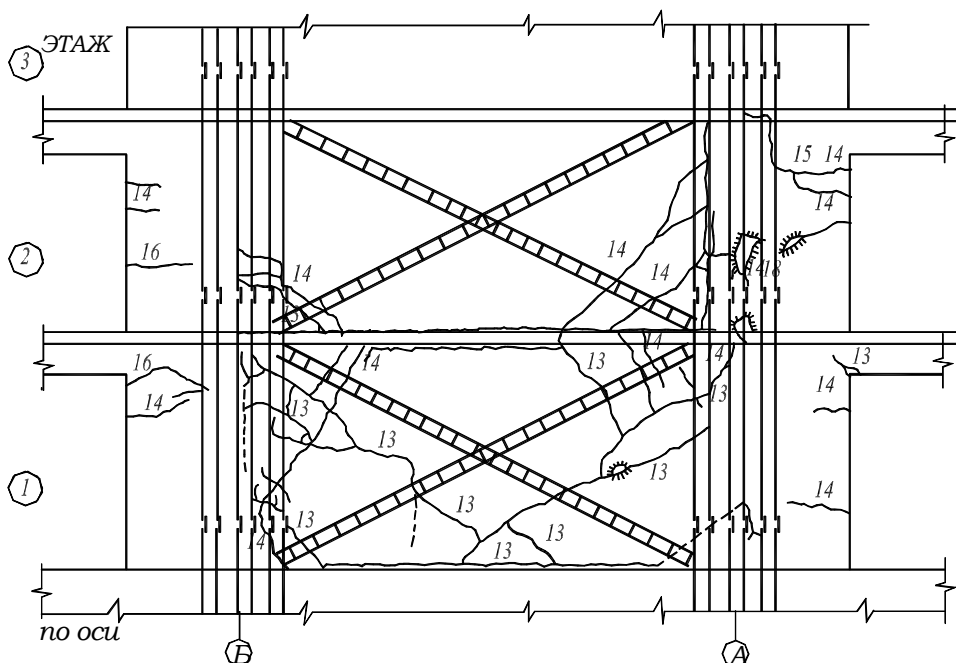


Рис. 3.10. Схема трещинообразования стены фрагмента 2 с диагональным полевым армированием (вид снаружи).

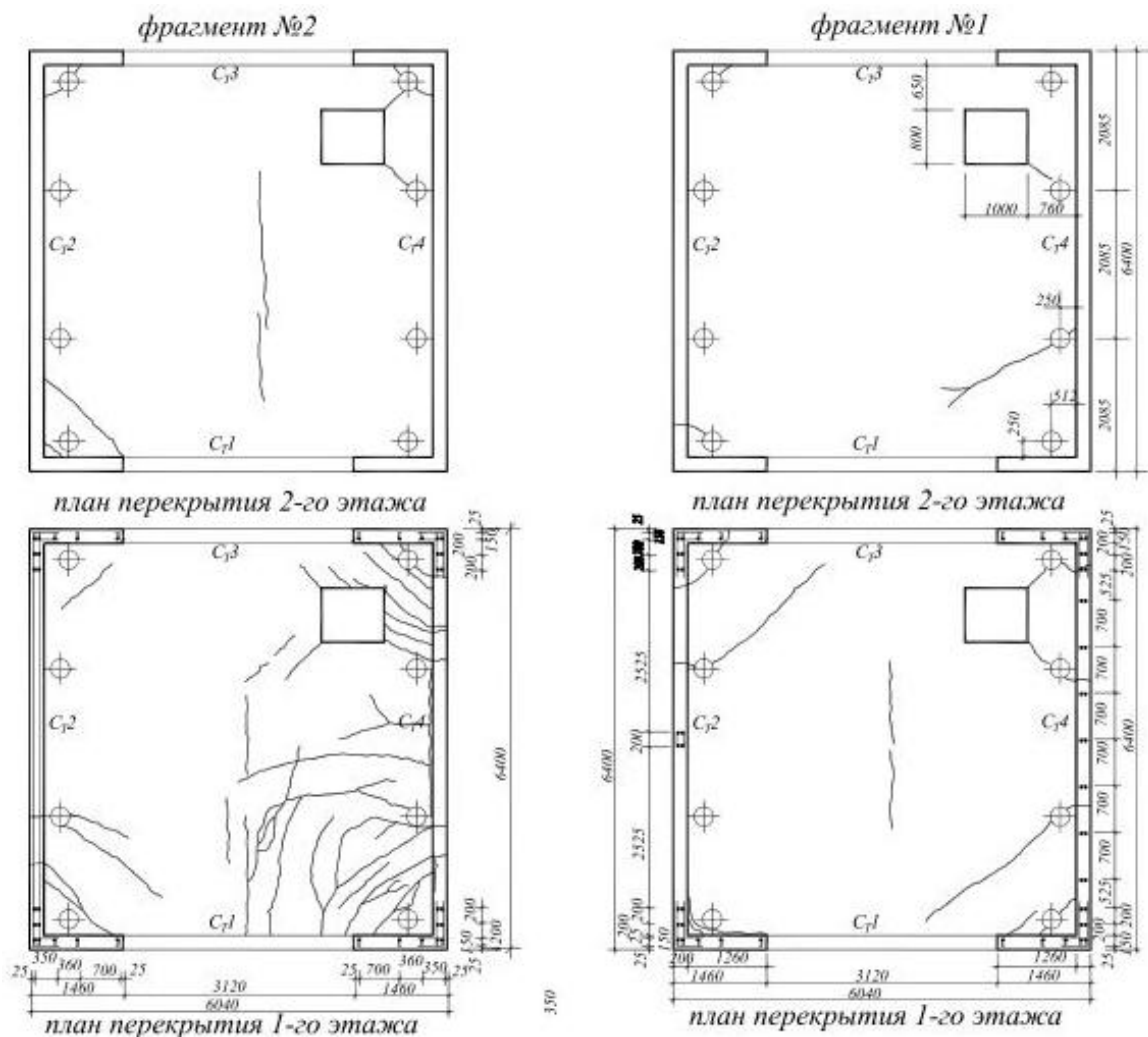


Рис. 3.11. Схема трещинообразования в перекрытиях фрагментов 1 и 2

3.3. Результаты инструментальных наблюдений

Обработка показаний измерительной аппаратуры на каждом этапе виброиспытаний фрагментов осуществлялась преимущественно в резонансных зонах, которые определялись по резонансным кривым (рис. 3.12).

По результатам обработки осциллограмм были определены резонансные значения частот и амплитуд колебаний, инерционные и восстанавливающие усилия, логарифмический декремент колебаний, построены формы колебаний фрагментов.

Анализ этих данных позволил сделать ряд существенных выводов.

Так, на рис. 3.13 представлено подтверждение деградации жесткости по мере роста инерционной нагрузки не только самого здания, но и его основания.

Закономерным следствием этого является соответствующее падение частоты собственных колебаний системы "здание-грунт".

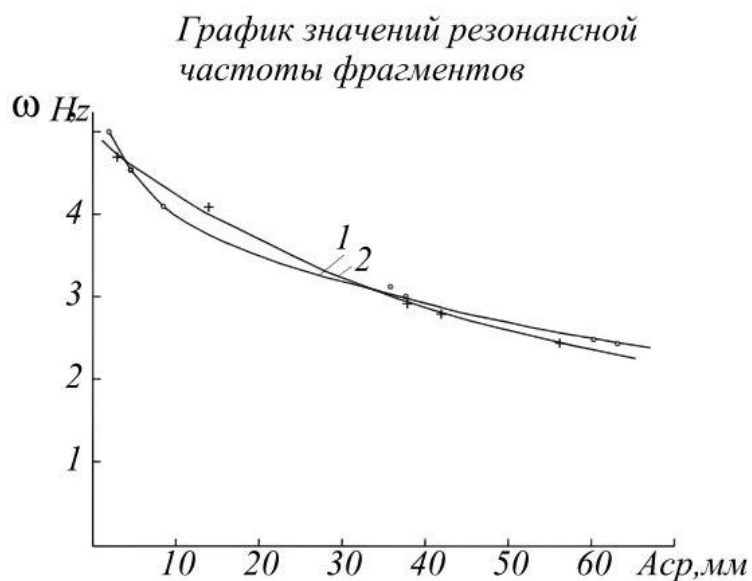


Рис. 3.12. График резонансной частоты фрагментов 1 и 2

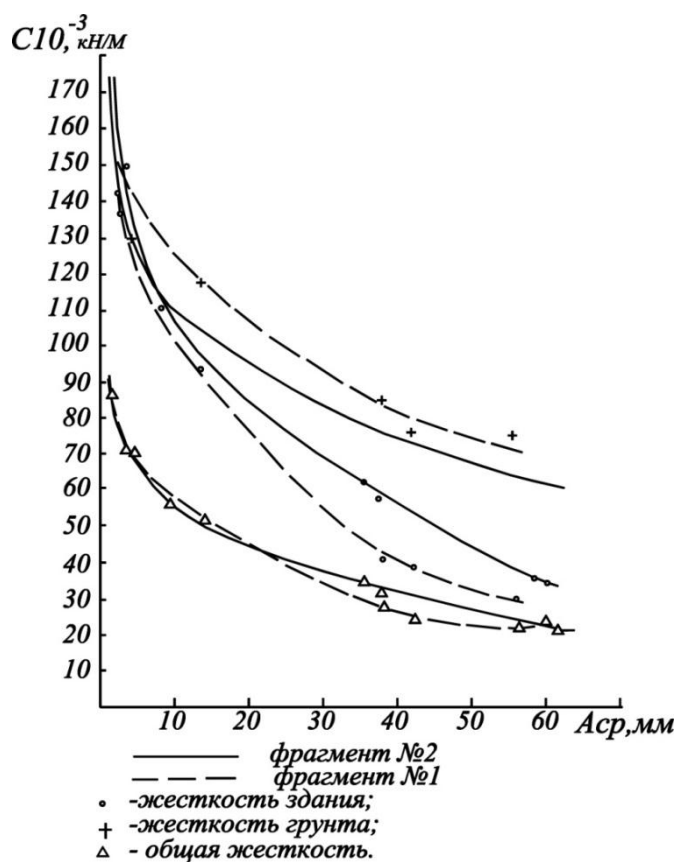


Рис. 3.13. График изменения жесткости здания и грунта.

Как показали расчеты, при низких уровнях инерционной нагрузки частота собственных колебаний достаточно точно может быть определена по формуле Данкерлея, учитывающей податливость основания. Так, для фрагмента 1 на первом этапе загрузки

$$T = \sqrt{T_{3\partial}^2 + T_{\varphi}^2 + T_x^2} = \sqrt{0,24^2 + 0,168^2 + 0,187^2} = 0,348 \text{сек} ;$$

$$\omega = 1/T = 1/0,348 = 2,87 \text{ци} , \text{ что близко к значению } \omega = 2,82 \text{ци} ,$$

установленному экспериментально.

С ростом инерционной нагрузки частота колебаний существенно уменьшается, а логарифмический декремент возрастает (табл. 3.1). Объясняется это развитием необратимых деформаций и изменением отношения жесткости здания и его основания.

Таблица 3.1. Изменение динамических параметров фрагмента 1.

Этап испытаний	Момент дебаланса в, мг, кгм	Поперечная сила в уровне 1-го этажа, Q, кН	Динамические характеристики	
			Частота колебаний, ω , гц.	Декремент колебаний
1	2	3	4	5
1	89	460	2,82	0,26
2	907	1650	2,35	0,26
3	89	331	2,43	0,31
5	489	1429	2,32	
6	1378	2436	2,06	
7	2267	2458	1,84	
8	1778	2749	1,87	0,40

Теоретический прогноз форм колебаний зданий при невысоких уровнях нагружения удовлетворительно совпадает с соответствующими экспериментальными данными. С развитием пластических деформаций эта сходимость уменьшается.

Инструментальные наблюдения за деформациями бетона и арматуры позволили уточнить природу развития нелинейных деформаций фрагментов. Так, при испытаниях фрагмента 1 уже на 5-м этапе деформации растяжения опорных зон 1-го этажа, включавших в свой состав технологические и растворные швы, существенно превышали деформации сжатия, что свидетельствовало об образовании трещин в швах. На завершающем этапе испытаний раскрытие этих трещин достигло 0,55 мм.

В швах отмечалась и неравномерность сдвиговых деформаций. В сжатой зоне они незначительны, тогда как в растянутой фрагмента 1 на 8 этапе достигли 0,2 мм.

В процессе испытаний фрагмента 1 удалось зафиксировать деформации вертикальных арматурных стержней, установленных по граням простенков 1-го этажа. На 7 и 8 этапах испытаний относительные деформации растяжения соответственно составили $(1725 \div 210) \cdot 10^{-5}$ и $(2025 \div 315) \cdot 10^{-5}$, т.е. на завершающем этапе нагружения арматура находилась в пластической стадии.

Инструментальные наблюдения за деформациями перемычек показали, что при зафиксированном направлении горизонтальной нагрузки перемычки (особенно таврового сечения) деформируются с образованием трещин лишь на одной опоре, т.е. с одним пластическим шарниром, поэтому их жесткость снижается в меньшей степени, чем это обычно принято считать.

Вибрационные испытания фрагментов 1 и 2 показали большое влияние перемычек на формирование напряженно-деформированного состояния всего здания.

На рис. 3.14 приведены графики деформирования диагоналей стен фрагмента 2. Из их рассмотрения следует, что если на начальных этапах загрузки работа стеновых панелей была упругой, то с ростом инерционной нагрузки в направлении сжатых диагоналей развились пластические деформации, а в направлении растянутых появились пересекающие их трещины.

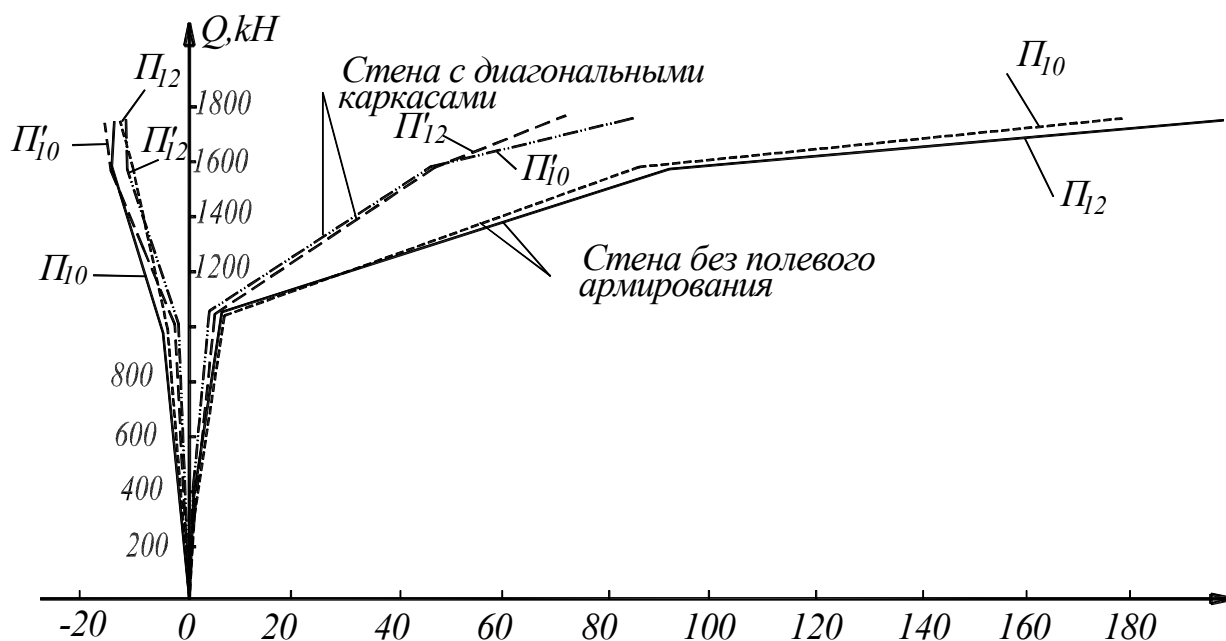


Рис. 3.14. Графики относительных деформаций сжатых и растянутых диагоналей стен 1-го этажа фрагмента 2.

3.4. Выводы

Проведенные вибрационные испытания фрагментов монолитных зданий при высоких уровнях инерционной нагрузки позволили сделать следующие основные выводы:

1. При динамическом нагружении здание работает в единой системе с основанием. Последнее, в зависимости от его характеристик и параметров фундаментов, оказывает значительное влияние на формирование колебательных перемещений здания. Удельный вес основания в этом процессе может достигать 80% и более.

Использование для монолитных зданий развитых в плане плитных фундаментов снижает общие амплитуды колебаний зданий.

2. За счет деградации жесткости как самого здания, так и его основания по мере роста инерционной нагрузки происходит падение частоты собственных колебаний системы "здание - грунт" и рост логарифмического декремента колебаний. Изменяются и формы колебаний здания, реагируя на проявление пластических деформаций его коробки.

3. Высокая несущая способность стен монолитных зданий повышенной этажности обеспечивается при минимальном армировании поля стены и даже при его полном отсутствии. Этот вывод следует из испытаний фрагментов интенсивными динамическими воздействиями, превысившими расчетные 9-балльные. Отсутствие полевого армирования в одной из стен фрагмента 2 привело к большому раскрытию трещин по полю стены и выпадению кусков бетона в местах пересечения трещин. Однако произошло это при очень высокой интенсивности колебаний и незначительно (до 10%) снизило несущую способность стены.

4. Решающая роль в формировании несущей способности стен монолитных зданий, и в первую очередь повышенной этажности, принадлежит контурной арматуре, устанавливаемой на периферийных участках стен.

Однако к установке этой арматуры следует относиться весьма внимательно, т.к. при нарушении определенных правил она становится агрессивной по отношению к окружающему ее бетону в фазе работы "на сжатие". Принимая во внимание соответствующие результаты статических испытаний стеновых панелей, описанных в разделе 2.2, можно эти правила сформулировать в следующем виде:

а) стыки контурной арматуры должны быть вынесены за пределы $1/4$ высоты этажа над уровнем каждого перекрытия. Конструкция стыков должна исключать эксцентричность передачи усилий в стыкуемых стержнях;

б) следует стремиться расчетное сечение контурной арматуры набирать минимальным количеством стержней, т.е. стержнями возможно большего диаметра;

в) в зонах возможного выпучивания (приблизительно $1/4$ высоты этажа от уровня перекрытия) контурную арматуру целесообразно усиливать косвенным армированием.

5. Анализ картины трещинообразования в сплошных стенах позволяет определить траекторию критической трещины для расчетной модели таких стен. Начинается она в растянутой зоне вышележащего этажа, примерно под углом 60° , спускается к перекрытию, проходит по его технологическому шву и под таких же углом уходит к сжатой зоне нижележащего этажа. Таким образом траектория критической (расчетной) трещины имеет зигзагообразный характер.

Этот вывод был положен в основу разработки аналитического метода расчета широких участков стен монолитных зданий, описанного в разделе 5.2.

6. Взаимные подвижки блоков стены после образования в них зигзагообразных трещин приводят к существенной диссипации энергии колебаний, особенно на горизонтальных участках трещин в технологических швах.

7. Силы зацепления на наклонных участках трещин (зацепление выступов по берегам наклонных трещин) при многоцикловом знакопеременном нагружении стен, за счет истирания берегов этих трещин, можно не учитывать при расчете стен по наклонному сечению в условиях сложного нагружения.

8. Напряженно-деформированное состояние здания при динамическом нагружении существенно зависит от поведения его перемычек. При образовании в них пластических шарниров конструктивная система стены здания с проемами по характеру работы приближается к набору вертикальных диафрагм, шарнирно соединенных в уровнях перекрытий.

4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СТЕН СЕЙСМОСТОЙКИХ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ

4.1. Анализ основных принципов проектирования сейсмостойких монолитных зданий.

Один из основных принципов обеспечения сейсмостойкости конструктивных систем ориентирует нас на максимально возможное снижение сейсмической нагрузки на здание за счет снижения его массы и использования эффективных конструктивных решений.

Снижение массы монолитного здания с одновременным улучшением его теплотехнических показателей достигается путем замены тяжелого бетона на легкий. Однако, как показал опыт возведения зданий в скользящей опалубке, такая замена без необходимых технологических проработок зачастую приводит к резкому снижению качества монолитных конструкций и, как следствие, к падению их несущей способности. Помимо этого следует помнить, что стены из легкого бетона на 30-40% хуже сопротивляются срезу, чем стены из тяжелого бетона такой же прочности [48] и отличаются сравнительно большей неоднородностью. Последнее обстоятельство часто является причиной тяжелых локальных повреждений узких простенков и перемычек при землетрясениях.

Именно в силу всего сказанного республиканские нормы РСН 13-87 [76] рекомендуют внутренние стены монолитных зданий выполнять однослойными из тяжелого бетона. Применение для этой цели легкого бетона (причем с $\gamma_0 \leq 1700 \text{ кг/м}^3$) допускается лишь при наличии соответствующего технико-экономического обоснования.

В последние годы промышленность многих стран освоила производство различных видов высокоэффективного рулонного и плитного утеплителя. Это позволяет отказаться от тяжелых однослойных наружных стен зданий, возводимых из легкого бетона, в пользу многослойных стен с несущим слоем из тяжелого бетона.

Важным аспектом сейсмостойкости любого здания является его планировочное решение.

Длительное отсутствие норм, регламентирующих монолитное домостроение в сейсмических районах, привело к тому, что в стремлении к повышенной архитектурной выразительности монолитных зданий проектировщики чрезмерно усложняли их планировочные решения. Итогом этого явилось снижение сейсмостойкости таких зданий и повышение трудоемкости их возведения,

ухудшились и их эксплуатационные качества. В связи с этим в РСН 13-87 было введено требование, чтобы отношение периметра наружных стен к общей площади этажа не превышало 0,3 для многосекционных зданий и 0,4 - для односекционных.

Этими же нормами была запрещена подрезка стен в нижних этажах. Напомним, что такие здания неудовлетворительно вели себя при Карпатских землетрясениях (см. раздел 1.1.3.).

Действующие СНиП II-7-81 [84] очень мало уделяют внимания монолитным зданиям. Тем не менее в них прослеживается позиция об относительно высокой сейсмостойкости таких систем.

Во-первых, эти нормы не накладывают высотных ограничений на монолитные здания.

Во-вторых, при подсчете сейсмической нагрузки величина коэффициента K_2 (коэффициент, учитывающий конструктивные решения зданий и сооружений) принимается более низкой, чем для зданий других конструктивных решений. Так, для 9-этажных каркасных, крупноблочных, каменных и монолитных зданий значение K_2 принимается соответственно равным 1,4; 1,4; 1,3 и 1,2. Между тем, некоторые специалисты считают [99, 122, 126, 135], что бескаркасные монолитные здания могут оказаться менее сейсмостойкими, чем каркасные в силу того, что появление в их стенах наклонных трещин ведет к снижению пластичности деформирования и уменьшению рассеивания энергии.

Это мнение получило отражение в нормах ряда стран. Так, в рекомендациях Общества инженеров-строителей Калифорнии SEAOC (Structural Engineers Association of California) [93], во временных рекомендациях по проектированию сейсмостойких зданий ATC-3/06 (США) [95], Новозеландских нормах [120], и в приложении к нормам проектирования зданий в сейсмических районах Европейского комитета по бетону в формулу для расчета сейсмической нагрузки вводится коэффициент, величина которого для каркасных систем равна 1, а для монолитных зданий 1,5 - 2,0.

С таким положением можно согласиться только при очень слабом контурном армировании и при отсутствии полевого армирования стен бескаркасных зданий. В противном случае с появлением косых трещин поглощение энергии увеличивается за счет проявления сил трения и зацепления [8]. Возрастает и пластичность деформирования. Хрупкое разрушение, которого опасаются упомянутые выше авторы, практически исключается. В этой связи, нормы ряда стран устанавливают

довольно высокий минимум армирования для стен бескаркасных зданий (0,5% для всего поля стены). По нашему мнению, основанному на результатах статических испытаний фрагментов монолитных стен в условиях сложного нагружения (см. раздел 1.2), этот минимум может быть существенно снижен. Устанавливать его, по-видимому, следует дифференцированно для стен различной геометрии и в зависимости от расчетной сейсмичности зданий.

Согласно РСН 13-87 минимум полевого армирования стен составляет 0,05%. В их пересечениях, в местах резкого изменения толщины, у граней оконных и дверных проемов должна предусматриваться вертикальная арматура с площадью поперечного сечения не менее 2 см^2 .

Из приведенных цифр видно, что нормы разных стран по-разному оценивают функции полевого армирования стен. Отсюда и 10-ти кратное различие в нижних пределах мощности этого армирования.

Между тем материалы, изложенные в предыдущей главе, свидетельствуют о том, что в системе армирования монолитных стен главенствующая роль принадлежит контурному армированию. Причем его следует располагать концентрированно у граней широких проемов, в сопряжениях стен, у их торцов. Важным моментом в конструировании стен является предотвращение выпучивания вертикальных контурных стержней. Как мы могли убедиться, достичь этого можно с помощью спирального армирования контурных стержней в районе перекрытий (примерно на высоту, равную $1/4$ этажа). От традиционного применения пространственных арматурных каркасов с близким расположением рабочих стержней к поверхностям стен следует отказаться. Целесообразно необходимую контурную арматуру представлять на каждом участке стен одним стержнем, либо несколькими стержнями, соединенными сваркой в пучок, усиленный спиральным армированием (рис. 4.1, б.).

Возвращаясь к полемому армированию стен напомним, что опыты с их фрагментами продемонстрировали негативные последствия чрезмерно мощного армирования поля стен. При достаточном контурном армировании функции полевого армирования должны сводиться преимущественно к предотвращению чрезмерного раскрытия наклонных трещин и обеспечению высокой пластичности деформирования стен. Эти функции наиболее успешно выполняют наклонные или диагональные малометаллоемкие каркасы.

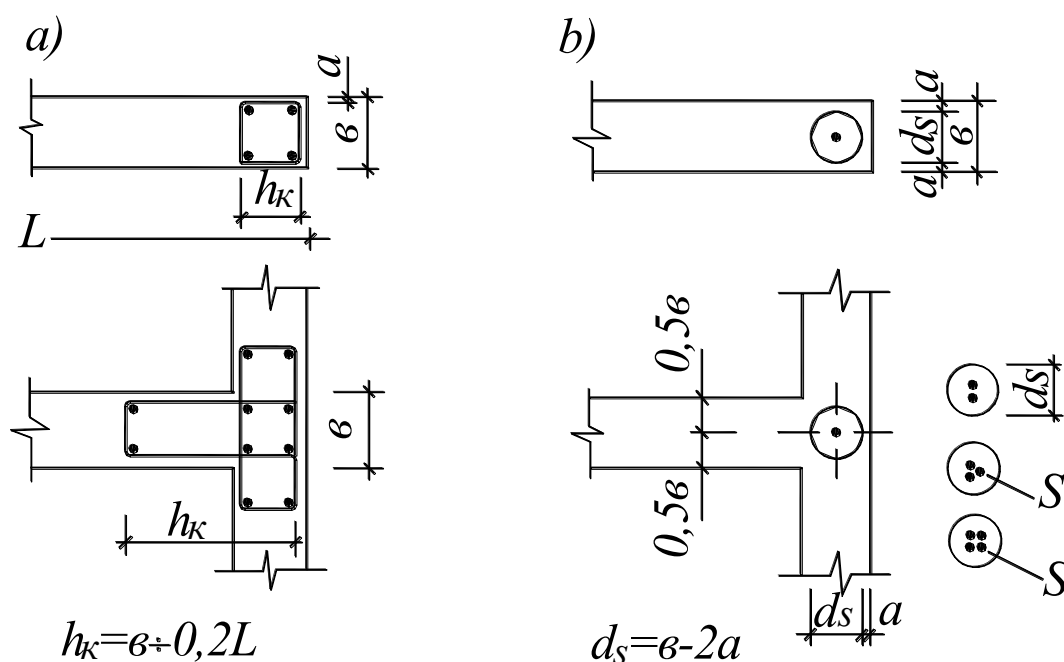


Рис. 4.1. Применяемые на практике (а) и рекомендуемые (б) схемы контурного армирования стен монолитных зданий.

Помимо контурного и полевого армирования стен целесообразно технологические швы в пределах горизонтальных участков расчетных зигзагообразных наклонных сечений усилить вертикальными арматурными коротышами. Этот прием увеличит сопротивление технологических швов сдвигу и ограничит их сдвиговые деформации при появлении в них трещин.

Суммируя все рассмотренные выше аспекты конструирования стен монолитных зданий, можно представить рекомендуемую схему их армирования, как показано на рис. 4.2. Как видим, в этой схеме рекомендуется специальное армирование перемычек с помощью ортогональных стержней и диагональных каркасов. Такая схема армирования в настоящее время рекомендуется даже учебной литературой [58].

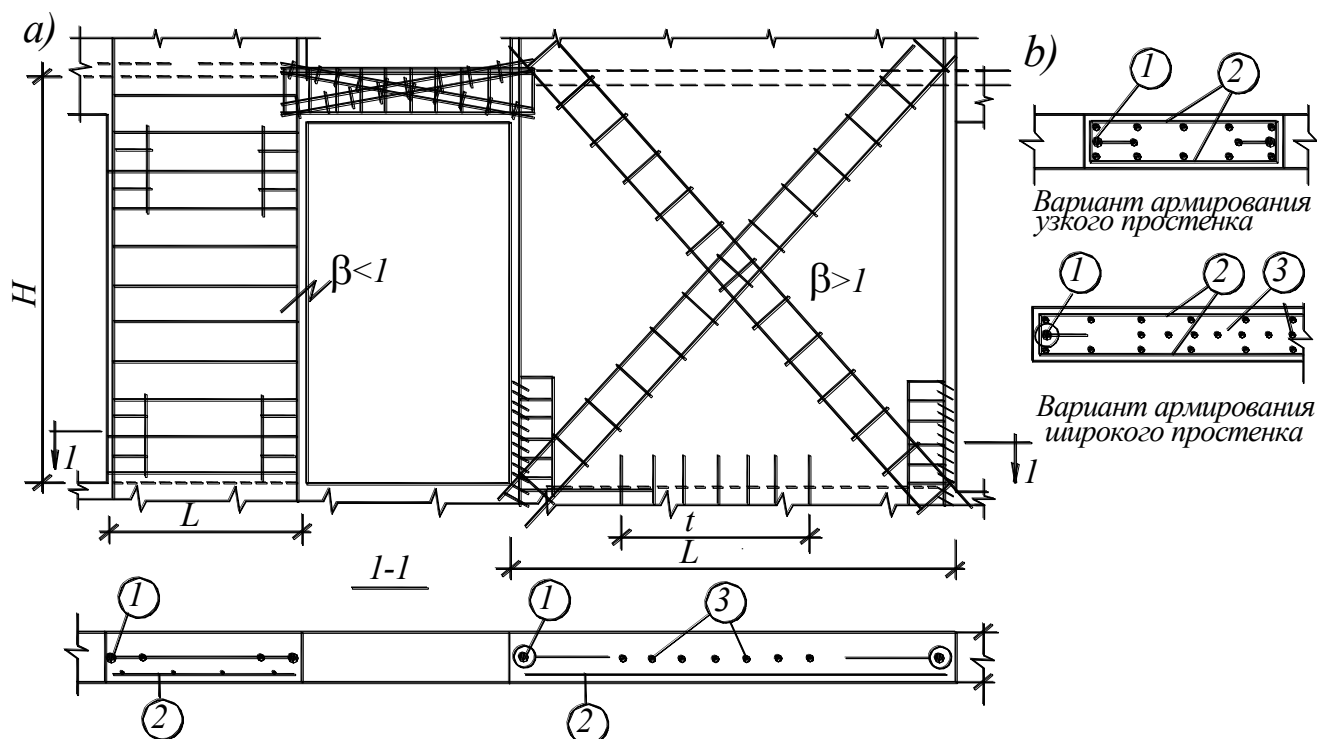


Рис. 4.2. Предлагаемая схема армирования монолитных стен.

1-антисейсмическая арматура; 2 – арматура, работающая на внецентренное сжатие (на фасаде стены условно не показана); 3 – противосдвиговые коротыши.

Поведение узких простенков в составе стен зданий пока изучено недостаточно полно. До восполнения этого пробела можно рекомендовать армировать их контурной арматурой и горизонтальной поперечной (см. рис. 4.2.).

В монолитных зданиях перекрытия могут выполняться сборными, сборно-монолитными и монолитными. С позиций сейсмостойкости приоритет в этом перечне принадлежит монолитным перекрытиям. Их расчет выполняется дважды: в стадии изготовления и эксплуатации.

Сборно-монолитные перекрытия выполняют в двух вариантах: с устройством монолитных элементов по сечению и в плане. Предпочтение следует отдавать первому конструктивно-технологическому решению. Согласно РСН 13-87 сборно-монолитные перекрытия в плане допускается применять лишь в том случае, если в перекрытиях необходимо оставлять технологические проемы для монтажа крупноразмерных элементов.

Сборно-монолитные перекрытия по сечению выполняют с использованием сборных железобетонных плит (скорлуп) толщиной 40-60 мм, играющих роль оставляемой опалубки.

Сборные и сборно-монолитные перекрытия целесообразно изготавливать неразрезными. Рассматриваются два состояния их работы: до и после выполнения стыков. В первом состоянии плиты перекрытий рассматриваются как однопролетные статически определимые конструкции, нагруженные собственным весом, а также весом опалубки, складываемых материалов и рабочих. После устройства стыков сборное перекрытие превращается в неразрезную конструкцию, в которой, вследствие развития деформаций ползучести, происходит перераспределение усилий. Это обстоятельство необходимо учитывать при расчете перекрытий в стадии эксплуатации.

В последние годы специалисты сейсмостойкого строительства различных стран усиленно обращают внимание проектировщиков на то обстоятельство, что сейсмостойкость любого здания зависит не только от его прочностных показателей, но и от способности к пластическому деформированию. Это убедительно доказали соответствующие исследования, в том числе и натурные вибрационные испытания зданий [8].

Способность здания к пластическому деформированию принято оценивать коэффициентом V , представляющим отношение перемещения при максимальной нагрузке (Δ_{\max}) к предельному перемещению при упругом деформировании (рис. 4.3.). Некоторые исследователи (например, Ю. Барков, [13], Т. Paulay [124], S. Mau и Т. Hsu [112]) предлагают определять Δ_{\max} на нисходящей ветви графика перемещений.

Нормы ряда стран требуют, чтобы значение коэффициента V для сейсмостойких зданий было не менее 4. Материалы раздела 1.2 свидетельствуют, что монолитные здания, как правило, удовлетворяют этому условию.

Европейский стандарт Eurocode 2 [102] нормирует три уровня пластичности деформирования зданий. Первый из них придается зданиям, проектируемым по обычным принципам. Второй соответствует конструктивным системам, не подверженным хрупкому разрушению, и обеспечивающим их нелинейное (но не стабильное) деформирование при многократных знакопеременных нагружениях. Наилучшими считаются конструктивные системы с третьим уровнем пластичности, деформирующиеся стабильно без снижения жесткости и несущей способности при

знакопеременной нагрузке, и характеризующиеся явно выраженной способностью к перераспределению усилий между конструктивными элементами и большому рассеиванию энергии.

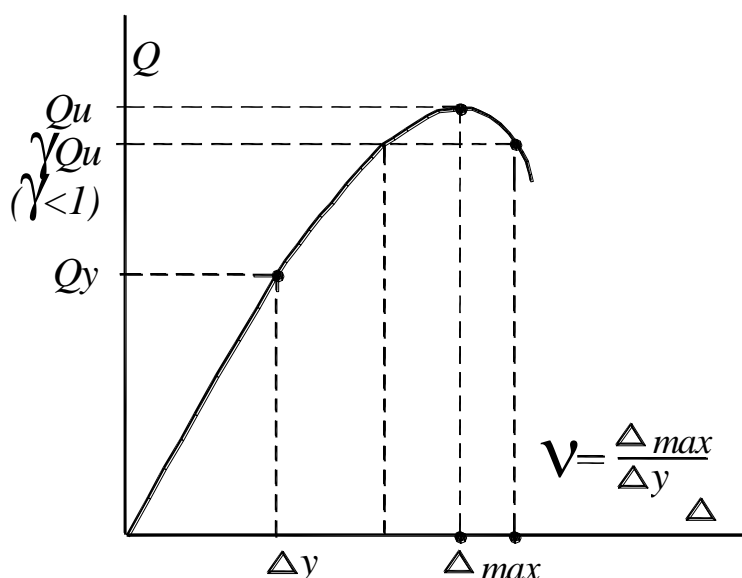


Рис. 4.3. К определению коэффициента пластичности V .

Уровень пластичности, достигаемый при проектировании здания соответствующим выбором его конструктивного решения, имеет не только качественное значение. Он учитывается при расчете сейсмической нагрузки умножением ее на соответствующий коэффициент. Для зданий I, II, и III уровней пластичности этот коэффициент назначается соответственно равным 1,82; 1,5 и 1,0.

Как отмечалось в разделе 1.2, натурные вибродинамические испытания монолитных зданий показали, что пластичность их деформирования существенно зависит от наличия в них вертикальных и горизонтальных технологических швов и конструктивно-технологических особенностей их выполнения.

Необходимость устройства вертикальных стыков в монолитных стенах возникает по границам захваток при раздельном бетонировании взаимно-перпендикулярных стен, при применении разных видов бетона для наружных и внутренних стен, при использовании сборных вентиляционных блоков и в других аналогичных ситуациях. Существуют три основных типа вертикальных стыков:

торцевые, фронтальные и фронтально-торцевые (рис. 4.4). Традиционно эти швы конструируются так, чтобы быть равнопрочными с сечениями стыкуемых элементов. Этот же принцип прослеживается в различных “Рекомендациях” в отношении горизонтальных технологических швов, образующихся в уровнях перекрытий при возведении зданий в переставных опалубках. Однако, как было показано в разделе 1.2.2, в силу ряда причин на практике это условие не выполняется. Поэтому в расчетах следует учитывать повышенную деформативность зданий с технологическими швами и особенности достижения ими предельного состояния при сейсмическом воздействии (см.разделы 2 и 5.2.).

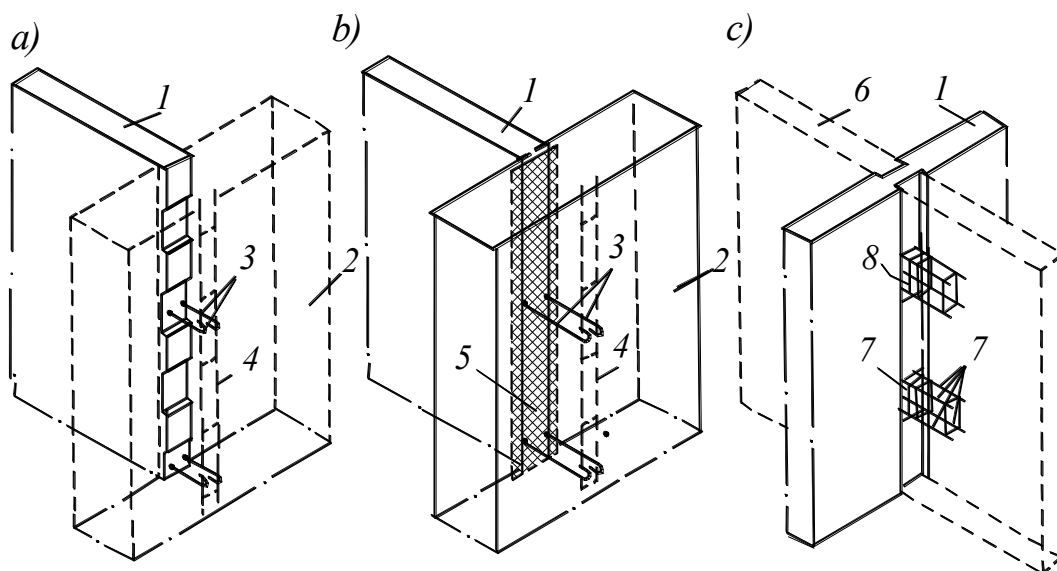


Рис. 4.4. Вертикальные соединения монолитных стен: а) торцевое , б) фронтально-торцевое , в) фронтальное

1 - внутренняя поперечная стена; 2 - наружная стена ; 3 - горизонтальная арматурная связь; 4 - вертикальный каркас; 5 - тканая сетка с ячейкой 1x1 см; 6 - внутренняя продольная стена; 7 - горизонтальный каркас; 8 - отверстие в стене для устройства шпонки

В монолитных зданиях выполняют контактные (рис. 4.5 а-в), комбинированные (рис. 4.5 г-д) и платформенные (рис. 4.5 е) горизонтальные стыки, с помощью которых осуществляются сопряжения стен между собой по высоте здания и с перекрытиями. Наибольшей несущей способностью при сжатии и срезе обладают контактные стыки, через которые пропускают вертикальные стержни полевой арматуры [8].

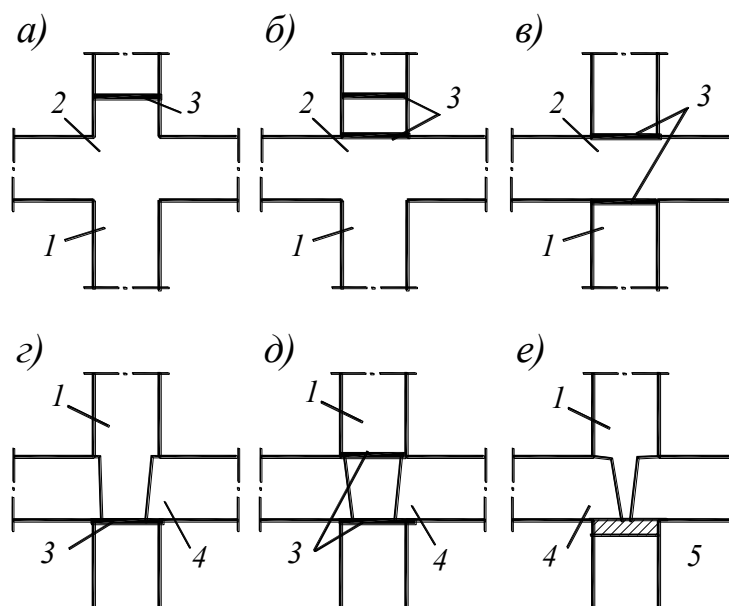


Рис. 4.5. Горизонтальные технологические швы монолитных стен

а, б - при возведении монолитных стен и перекрытий в едином технологическом цикле в объемно-переставной опалубке; в - при возведении монолитных стен и перекрытий в крупнощитовой опалубке; г-е - при возведении монолитных стен в крупнощитовой и блочной опалубках с устройством сборных перекрытий; 1 - монолитная стена; 2 - монолитное перекрытие; 3 - технологический шов; 4 – сборное перекрытие; 5 – растворный шов

Обследованием монолитных зданий после Карпатских землетрясений установлено, что значительный общий ущерб был нанесен им вследствие тяжелых повреждений мелкоштучных перегородок из кирпича, гипсолитовых и известняковых плит. Такие перегородки обычно жестко соединяются с капитальными стенами и перекрытиями. При сейсмическом воздействии вследствие совместной работы этих конструкций и перегородок происходит разрушение последних, вследствие их продольного изгиба. Поэтому желательно перегородки выполнять крупнопанельными, а крепления их должно осуществляться по “маятниковой” схеме,

т.е. с зазором между ними и капитальными стенами и перекрытиями с установкой ограничителей перемещений из плоскости.

В заключение настоящего раздела отметим, что, проектируя любое здание для сейсмического района, необходимо иметь в виду, что в силу различных обстоятельств, оно может получить при землетрясении повреждения, требующие оперативного устранения. Из этого следует, что конструктивное решение здания, в том числе и монолитного, должно быть ремонтноспособным. До сих пор при проектировании монолитных зданий это требование игнорировалось.

4.2. Состояние теории расчета монолитных зданий

4.2.1. Общие сведения

Как известно, расчет любой конструктивной системы состоит из трех частей, а именно:

- а) формирования ее расчетной модели с определением величин и схемы приложения действующих нагрузок (включая сейсмическую);
- б) определения усилий в расчетных сечениях основных конструктивных элементов;
- в) подбора сечений этих элементов (либо проверки их прочности при заданных конструктивных параметрах).

Коротко рассмотрим сегодняшнее состояние этих разделов расчета, применительно к монолитным зданиям.

Расчетная модель здания может быть представлена в виде одномерного стержня, двухмерной пластины (объединяющей в себе все стены одного направления) и трехмерной системы, наиболее близко воспроизводящей физический оригинал.

При формировании расчетной модели здания необходимо определить действующие на него сейсмические силы. Для этого существуют две методики: приближенная (рекомендуемая СНиП II-7-81* для ординарных зданий высотой до 16 этажей), использующая стандартные графики коэффициента динамичности β_i , и методика, основанная на применении реальных или синтезированных акселерограмм землетрясений.

Вибрационными натурными испытаниями зданий установлено существенное влияние на величину сейсмических сил податливости основания. Эта характеристика определяется на основе соответствующих геологических изысканий. Учет

податливости основания позволяет заметно снизить расчетную сейсмическую нагрузку на здание.

О влиянии податливости основания на расчетные динамические параметры здания можно судить по формулам:

$$T_1 = \sqrt{T_{1(c)}^2 + T_{1(f)}^2 + T_{1(\varphi)}^2}; \quad (4.1.)$$

$$X_{1j} = X_{1j(c)} + \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{k_f \cdot g} + \frac{\sum_{i=1}^n Q_i H_i}{k_\varphi \cdot g} \cdot H_i, \quad (4.2.)$$

где:

T_1 - период собственных колебаний здания на реальном основании;

$T_{1(c)}$ - период основного тона колебаний здания на абсолютно жестком основании. Определяется по программам, реализующим МКЭ, либо по эмпирическим формулам.

$T_{1(f)}$, $T_{1(\varphi)}$ - порциальные периоды собственных колебаний, обусловленные соответственно скольжением по грунту основания и качанием на нем;

$$T_{1(c)} = 2\pi \sqrt{\frac{Q}{K_f \cdot g}}; \quad (4.3.)$$

$$T_{1(\varphi)} = 2\pi H \sqrt{\frac{0,33Q}{K_\varphi \cdot g}}, \quad (4.4.)$$

$X_{1j}(c)$ - ордината первой формы колебаний жестко защемленного здания.

Определяется как его прогиб в уровне j -го этажа при действии системы единичных сил в i -тых уровнях;

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

H_i , H_j - расстояние от подошвы фундамента соответственно до его i -го и j -го этажей;

g - ускорение силы тяжести;

K_f , K_φ - коэффициенты жесткости основания при сдвиге и повороте;

$$K_f = C_f F : \quad (4.5.)$$

$$K_\varphi = Z C_z j , \quad (4.6.)$$

где:

C_{cg} , C_z - коэффициенты упругого равномерного сдвига и сжатия грунта. Определяются по СНиП II-19-79 [85], либо экспериментально по методике, разработанной ЦНИИЭПжилища.

F , J - площадь подошвы фундамента и момент ее инерции относительно нейтральной оси, перпендикулярной направлению действия горизонтальной сейсмической нагрузки.

При определении сейсмических сил, действующих на монолитное здание, необходимо учитывать, что по высоте его стены разрезаны технологическими швами, образующимися по плоскостям контакта перекрытий со стенами. В этой связи республиканские нормы [76] рекомендуют приближенно учитывать податливость таких швов путем замены модуля деформаций бетона (E_b) на приведенный модуль деформаций ($E_{b.red}$):

$$E_{b.red} = \frac{H_e}{H_l / E_b + A_w / K_r} , \quad (4.7.)$$

где:

H_e , H_l - высота этажа между осями перекрытий и в свету;

A_w - горизонтальная площадь технологического шва;

K_r - коэффициент жесткости при сжатии горизонтального сопряжения стен в уровне технологического шва;

$$K_c = \frac{A_w}{\sum_{i=1}^n \lambda_{ci} + \frac{h_n}{E_b}} , \quad (4.8.)$$

где: λ_{ci} - коэффициент податливости в i -том уровне технологических и растворных (под сборными перекрытиями) швов при сжатии. Нормируется РСН 13-87;

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

h_p - 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.

Последние 10 лет спектральный метод расчета сейсмических сил с использованием стандартных графиков коэффициента β_i , подвергается серьезной критике. В работах многих исследователей приводятся примеры заметного занижения значений сейсмических нагрузок, определенных по этой методике. Вот почему нормы большинства стран требуют, чтобы ответственные (в том числе высотные) здания рассчитывались по реальным акселерограммам. В этих странах обычно существуют альбомы цифровых акселерограмм, среди которых можно выбрать записи с преобладающими периодами, характерными для конкретной строительной площадки. Есть такой альбом и в Молдове. Заметим, что при расчете зданий по реальным акселерограммам приходится создавать нелинейно деформируемые расчетные модели зданий с учетом локальных повреждений его конструкций и развития пластических деформаций в основании. Понятно, что создание таких моделей наталкивается на серьезные трудности, преодолеть которые можно зачастую только с помощью соответствующих экспериментальных данных.

Как отмечается в [48], такие сведения необходимы для оценки возможности достижения зданием предельного состояния. Согласно [76] максимальные относительные горизонтальные смещения верха здания (Δ/H) и отдельных его этажей Δ_i/H_i при расчетном сейсмическом воздействии не должны превышать 1/500.

Применяемые в настоящее время вычислительные комплексы для расчета зданий, как правило, дают не только значения действующих сейсмических сил, но и величины усилий, возникающих в его конструктивных элементах. Это, несомненно, удобно для проектировщика, однако здесь следует иметь в виду два обстоятельства.

Во-первых, большинство из апробированных вычислительных комплексов, рассматривают упругое деформирование здания и, следовательно, не учитывают перераспределения усилий в его элементах вследствие пластических деформаций.

Во-вторых, в современных расчетных моделях монолитных зданий технологические швы, как было показано выше, учитываются не локально в местах их фактического расположения, а как бы рассредотачиваются по всему объему здания за счет замены E_b на $E_{b.red}$ (см. формулу 4.7.).

Эти и некоторые другие обстоятельства, рассмотренные в работе [48], довольно серьезно искажают картину усилий в элементах здания. Освободиться же от этих погрешностей пока довольно трудно.

С наименьшими трудностями приходится сталкиваться при выполнении прочностных расчетов стен монолитных зданий численными методами. Вот почему возникает потребность в инженерных аналитических методах расчета плоскостных и пространственных конструкций.

Рассматривая состояние теории расчета плоскостных конструкций, приходится констатировать, что не все ее разделы разработаны с необходимой полнотой. Объясняется это тем, что в силу различных обстоятельств, развитие теории железобетона базировалось преимущественно на результатах экспериментов с балочными элементами, и лишь, начиная с 70-х годов прошлого столетия, плоскостные конструкции подверглись интенсивному экспериментальному изучению. Однако и сегодня ситуация такова, что развитие бескаркасного монолитного домостроения опережает соответствующие исследования.

Согласно [76] стены монолитных зданий должны рассчитываться на основное и особое сочетание нагрузок. При основном нагрузочном сочетании их рассчитывают из плоскости (по методике НСМ F.02.02.-2006 [4]), а при учете сейсмического воздействия - в своей плоскости. В последнем случае в каждой стене здания выделяют перемычки, узкие и широкие простенки, которые рассчитывают поэлементно по нормальным и наклонным сечениям. При наличии в стенах стыковых соединений, последние также проверяются на прочность.

В соответствии с утвердившейся классификацией к узким относятся простенки с отношением $\beta = \frac{l}{h} < 1$ (l, h - длина и высота простенка), к широким простенки с $\beta \geq 1$.

Расчет простенков по горизонтальным опорным сечениям на внецентренное сжатие и срез довольно подробно описан в [48]. По этой причине, воздержимся от повторения этого материала, а также и потому, что более опасным представляется разрушение простенков по наклонным сечениям.

Коротко рассмотрим применяемые на практике методы расчета узких и широких простенков в своей плоскости по косым сечениям.

4.2.2. Расчет узких простенков

При воздействии горизонтальных сейсмических сил узкий простенок стремится повернуться в своей плоскости. При этом происходит его перекося, вследствие которого одна из диагоналей сжимается, другая растягивается (рис. 4.6.). Напряжения концентрируются у углов, фиксирующих сжатую диагональ.

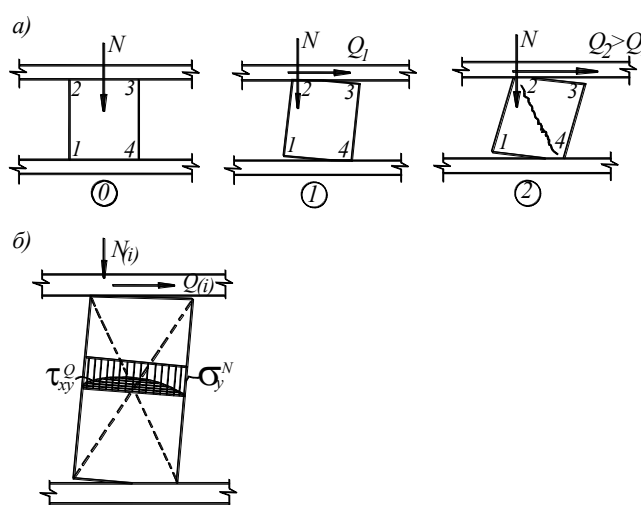


Рис. 4.6. Стадии работы узкого простенка при сейсмическом воздействии (а) и его расчетная модель (б).

Существующая методика расчета по косым сечениям узких простенков ($\beta < 1$) основывается на том, что косая трещина зарождается в центре простенка, где, как показывают теоретические исследования, растягивающие напряжения достигают максимума. Исходя из этого, условие прочности узкого простенка можно записать в виде:

$$R_{mt(i)} \geq 0,5(\sigma_{x(i)} + \sigma_{y(i)}) \pm \sqrt{\frac{(\sigma_{x(i)} + \sigma_{y(i)})^2}{4}} + \tau_{xy(i)}^2, \quad (4.9.)$$

где:

$R_{mt(i)}$ - расчетное сопротивление материала простенка главным растягивающим напряжениям.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{x(i)} &= \sigma_{x(i)}^N + \sigma_{x(i)}^Q \\ \sigma_{y(i)} &= \sigma_{y(i)}^N + \sigma_{y(i)}^Q \\ \sigma_{xy(i)} &= \tau_{xy(i)}^N + \sigma_{xy(i)}^Q \end{aligned} \right\} \quad (4.10.)$$

В этих выражениях $\sigma_{x(i)}$, $\sigma_{y(i)}$ и $\tau_{xy(i)}$ - компоненты напряжений в центральной точке i -го простенка, состоящие из соответствующих компонентов напряжений от вертикальной (N_i) и горизонтальной (Q_i) нагрузок.

В силу известных закономерностей теории упругости можно принять, что

$$\sigma_{x(i)}^N = \sigma_{y(i)}^Q = \sigma_{x(i)}^Q = \tau_{xy(i)}^N = 0, \text{ а}$$

$$\sigma_{y(i)}^N = \frac{N(i)}{b(i)l(i)}, \quad (4.11.)$$

где: $b(i)$, $l(i)$ - толщина и длина i -го простенка;

N_i - расчетная вертикальная сила, действующая на i -тый простенок.

Эпюра касательных напряжений τ_{xy}^Q в среднем сечении простенка довольно точно описывается уравнением квадратной параболы, из чего следует, что в центральной точке этого сечения

$$\tau_{xy}^Q = 1,5 \frac{Q(i)}{b(i)l(i)} \leq R_{bsh}. \quad (4.12.)$$

Приняв во внимание сказанное, и, учтя, что $R_{mt} = R_{bt}$, после преобразования (4.9.) получим выражение для определения несущей способности i -го простенка по поперечной силе (Q_i):

$$Q_i = \frac{b(i)l(i)}{1,5} \sqrt{R_{bt} \left(R_{bt} - \frac{N(i)}{b(i)l(i)} \right)}; \quad (4.13.)$$

Для армированных простенков формула (4.13) примет вид:

$$Q_{s(i)} = \frac{b(i)l(i)}{1,5} \sqrt{R_{bt(s)} \left(R_{bt(s)} - \frac{N(i)}{b(i)l(i)} \right)}; \quad (4.14.)$$

где:

$$R_{bt(s)} = R_{bt} \left[1 + \frac{0,7 \ln(q_{sq} + q_{sw})}{b(i)} \right], \quad (4.15.)$$

где:

q_{sq}, q_{sw} - расчетное континуальное усилие соответственно в вертикальных и горизонтальных арматурных стержнях.

$$q_{sq} = \frac{A_{sq} R_{sq}}{S_q}; \quad (4.16.)$$

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} R_{sw}}{S_w}; \quad (4.17.)$$

где:

A_{sq}, A_{sw} - площадь поперечного сечения одной плоскости соответственно вертикальных и горизонтальных стержней;

R_{sq}, R_{sw} - их расчетное сопротивление;

S_q, S_w - их шаг.

4.2.3. Расчет широких простенков.

Переходя к расчету широких простенков следует оговориться, что созданию методики расчета плоскостных железобетонных конструкций по наклонным сечениям посвящены работы многих исследователей, однако, с сожалением приходится констатировать, что итог их усилий пока не достиг желаемой степени совершенства. Причина в сложности решаемой задачи. С одной стороны вследствие действия внешних сил в конструкции возникает сложное напряженное состояние, обусловленное взаимодействием усилий M , Q и N , с другой этим усилиям противодействует работающий на сжатие и срез бетон, контурная и полевая (продольная, поперечная и наклонная) арматура, а также силы зацепления и трения, возникающие по берегам косых трещин.

Сложность задачи побудила многих исследователей искать приближенные методы ее решения, основанные на рассмотрении идеализированных (часто довольно грубо) расчетных моделей [95, 96, 100, 107,132]. Как правило, такие методики дают приемлемый теоретический прогноз для частных расчетных ситуаций, но в большинстве случаев данные аналитических расчетов недопустимо отличаются от соответствующих экспериментальных данных. По некоторым методикам это различие достигает 1,5-2,5 крат. В качестве примера можно обратиться к данным, представленным на рис. 4.7, и результатам анализа таких расчетов, выполненного в разделе 5.2. (таб. 5.1.).

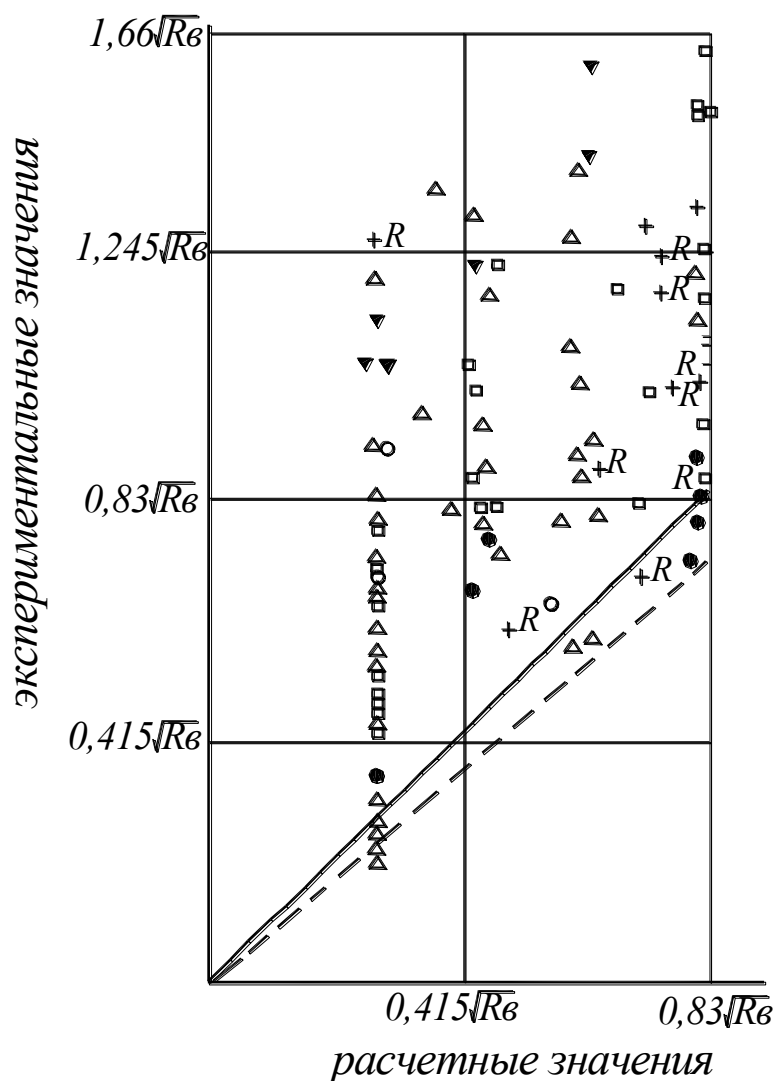


Рис. 4.7. Расчетные (по коду АСІ 318-77) и экспериментальные значения сопротивления стен сдвигу по данным различных авторов.

Аналогичный анализ расчетных методик выполнили Barda F., Hanson J. M и Corley W.G, и пришли к неутешительному выводу, что приемлемых расчетных методов определения прочности стен с $\beta > 1$ при действии перерезывающих сил пока не существует [96].

Значительных успехов в создании теории расчета железобетонных элементов балочного типа достигли А.С. Залесов и его ученики [26, 27, 28, 29, 30, 31]. А.С. Залесов разработал новые методы расчета железобетонных балочных элементов по наклонным сечениям по прочности, образованию и раскрытию трещин, основываясь

на рассмотрении расчетной модели, в которой взаимодействуют изгибающий момент, перерезывающая и продольная силы. При этом он широко использовал результаты многочисленных экспериментов.

Преломляя теоретические посылки А.С. Залесова для плоскостных железобетонных элементов, а также используя довольно емкий соответствующий экспериментальный материал, Ю.В. Измайлов разработал метод расчета прочности широких простенков железобетонных стен при их разрушении по наклонным сечениям [21, 47, 48]. Им была принята обобщенная классическая расчетная модель простенка (рис. 4.8.) с нормальной (горизонтальной) и наклонной (критической) трещинами. Последняя рассекает простенок на два блока А и Б. Отбросив блок Б, условие равновесия блока А можно записать в виде системы трех уравнений, в которые помимо внешних сил входят равнодействующие усилий в сжатой зоне бетона, силы зацепления по берегам наклонной трещины и усилия в арматурных стержнях, пересекаемых этой трещиной:

$$N = N_b + N'_s - N_s - N_{sq} - N_{s.inc} + N_z ; \quad (4.18.)$$

$$Q = Q_b + Q_z + Q_{sw} + Q_{s.inc} + Q_N ; \quad (4.19.)$$

$$QH = N_b Z_b + N'_s Z'_s - N_s Z_s - N_{sq} Z_{sq} + Q_{sw} Z_{sw} - N_{s.inc} Z_{s.inc} - N Z_N + UCQ - Z_3 N_3 \quad (4.20)$$

В этих уравнениях:

Q_b, N_b - равнодействующие напряжений τ_{xy} и σ_y в сжатой зоне бетона;

N_s, N'_s - равнодействующие напряжений в контурной арматуре S и S'

N_{sq}, Q_{sw} - равнодействующие напряжений в вертикальных и горизонтальных полевых стержнях, пересекаемых расчетной кривой трещиной;

$N_{s.inc}, Q_{s.inc}$ - вертикальная и горизонтальная составляющие равнодействующей напряжений в наклонных стержнях, пересекаемых расчетной кривой трещиной;

N_z, Q_z - вертикальная и горизонтальная составляющие равнодействующей сил зацепления по берегам расчетной кривой трещины;

Q_N - равнодействующая сил нагельного сопротивления арматуры.

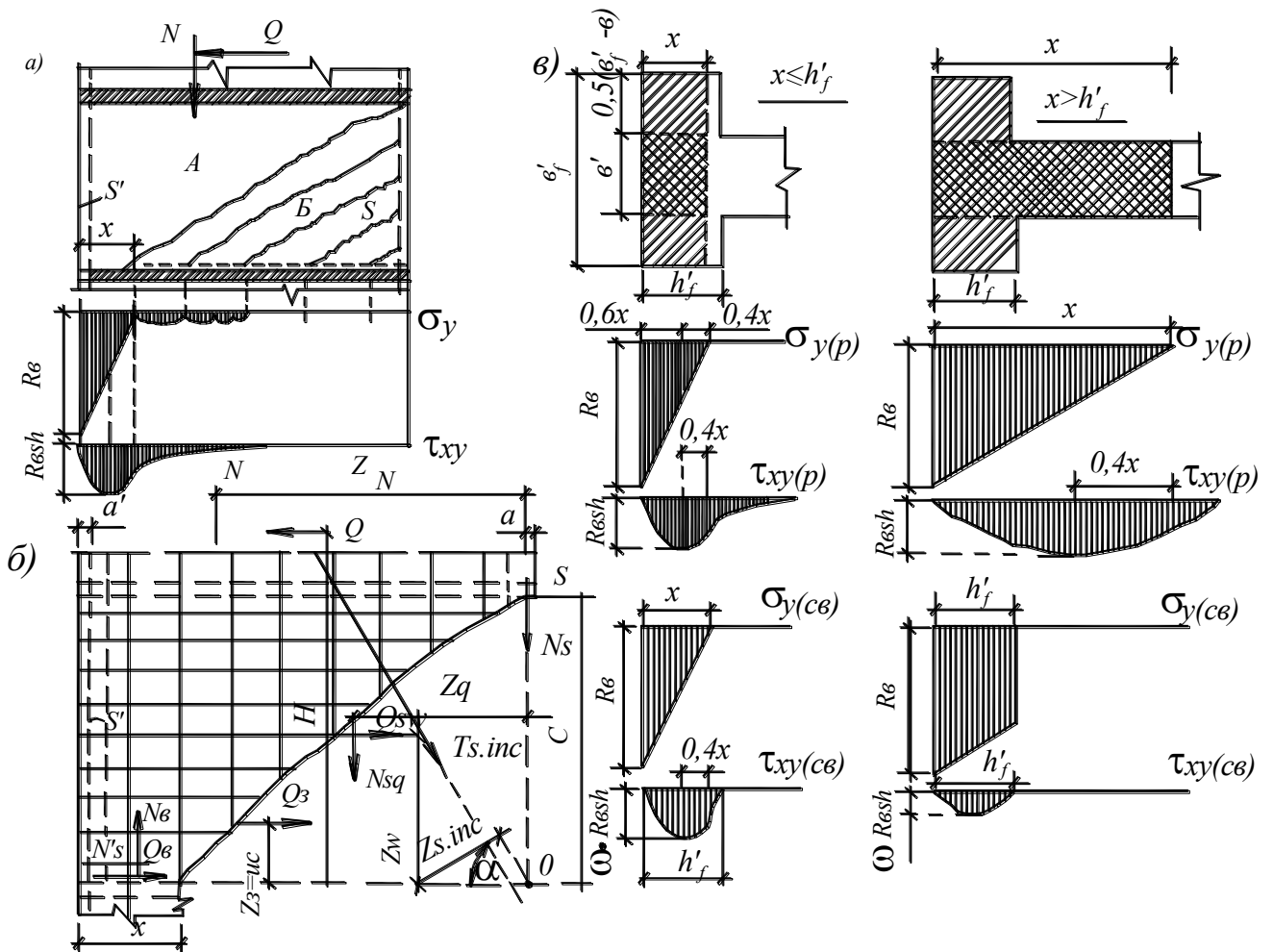


Рис. 4.8. Расчетная модель стены двутаврового профиля при разрушении по косому сечению [48, 21].

Анализируя результаты исследований различных авторов Ю.В. Измайлов принял $Q_N = 0$, и представил расчетную модель сил зацепления в виде соприкасающихся прямоугольных зубьев с разной глубиной зацепления, уменьшающейся от максимального значения у вершины трещины до нуля в ее устье. При этом он отказался от учета вертикальной составляющей сил зацепления - N_z .

Согласно рассматриваемой методики условие прочности i -той стены по наклонному сечению имеет вид

$$Q_T(i) \leq \gamma_\alpha \gamma_m Q(i), \quad (4.21.)$$

где:

$Q_{T(i)}$ - перерезывающая сила в расчетном сечении i -той стены от внешних нагрузок и воздействий;

$Q(i)$ - сопротивление i -той стены срезу;

γ_α - коэффициент, учитывающий снижение сопротивления стены срезу при циклической знакопеременной нагрузке. При расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов рекомендуется принимать его равным соответственно 0,85; 0,8 и 0,75 [10];

γ_m - 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.

Метод расчета железобетонных стен по косым сечениям, разработанный Ю.В. Измайловым, несомненно, является шагом вперед в развитии теории расчета плоскостных конструкций, поскольку он основан на рассмотрении расчетной модели, максимально отражающей сущность физического оригинала, и учитывает сопротивление внешней нагрузке всех компонентов стены, а именно бетона (включая силы зацепления по берегам расчетной трещины), контурной растянутой и сжатой арматуры, горизонтальных, вертикальных и наклонных стержней полевой арматуры. Неслучайно расчеты по этой методике достаточно хорошо описывают результаты стендовых испытаний большого количества однопанельных образцов стен в условиях сложного нагружения [48]. Однако применительно к стенам многоэтажных зданий и этот метод не лишен недостатков. Главный из них заключается в том, что траектория расчетной косо́й трещины принята на основе упомянутых стендовых испытаний одноэтажных образцов стен. Между тем, как показано выше (см. главу 3.), в многоэтажных монолитных зданиях эта траектория может быть иной.

Кроме того силы зацепления по этой методике учитываются приближенно. Во-первых, плечо приложения их равнодействующей (Z_z) принято во всех случаях равным $0,3C$ (где C - длина вертикальной проекции расчетной косо́й трещины), что

заслуживает справедливой критики, т.к. эта величина даже для трещины одной и той же траектории будет изменяться в зависимости от ширины ее раскрытия, поскольку при значительном раскрытии на части длины трещины силы зацепления будут равны нулю.

Нельзя согласиться и с предлагаемым формулой 4.21 учетом технологических швов в стенах с помощью коэффициента γ_m , ибо, как было показано выше, такие швы в стенах не просто снижают их прочность по расчетным наклонным сечениям, а кардинально изменяют траектории последних.

В связи со сказанным представляется справедливым ограничить область применения рассмотренной расчетной методики стенами одноэтажных зданий и стеновыми панелями многоэтажных зданий, у которых в силу повышенной прочности технологических горизонтальных швов и жесткости перекрытий наклонные трещины локализуются в пределах стен каждого этажа, не пересекая перекрытий.

Что же касается наиболее распространенного на практике случая, а именно стен многоэтажных зданий, ослабленных поэтажными технологическими швами, то расчетная проверка прочности **таких стен требует создания соответствующей методики. Этому посвящены последующие разделы настоящей диссертации.**

4.3. Выводы

1. Конструктивное решение здания, в том числе и монолитного, должно обеспечивать ему ремонтноспособность;
2. При определении сейсмических сил, действующих на монолитное здание, необходимо учитывать, что по высоте его стены разрезаны технологическими швами, образующимися по плоскостям контакта перекрытий со стенами. Поэтому при расчете монолитных зданий необходимо учитывать податливость технологических швов путем замены модуля деформаций бетона (E_b) на приведенный модуль деформаций ($E_{b,red}$);
3. Для увеличения сопротивления технологических швов сдвигу их необходимо в пределах горизонтальных участков расчетных зигзагообразных наклонных сечений усиливать вертикальными арматурными коротышами;
4. При конструировании стен монолитных зданий армирование перемычек должно осуществляться с помощью ортогональных стержней и диагональных каркасов;

5. Теория расчета железобетонных элементов балочного типа по наклонным сечениям по прочности, образованию и раскрытию трещин, изложенная в строительных нормах СНиП 2.03.01-84, не приемлема для плоскостных (стеновых) железобетонных элементов;
6. Метод расчета железобетонных стен многоэтажных зданий по косым сечениям с устройством технологических швов в уровнях перекрытий, изложенный в республиканских строительных нормах РСН 13-87, Часть I, не соответствует траекториям наклонных трещин, образующихся в стенах многоэтажных монолитных зданий в результате сейсмических воздействий.

5. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ НА СЕЙСМЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

5.1. Теоретическое изучение напряженно-деформированного состояния стен монолитных зданий при сложном нагружении

Одной из основных задач настоящей работы являлось создание аналитического метода расчета стен монолитных зданий при сейсмическом воздействии. Естественно для этого требовалась исходная информация о напряженно-деформированном состоянии этих конструкций в силовой ситуации, аналогичной расчетной.

Получить такую информацию можно двумя путями: проводя соответствующие опыты со стенами монолитных зданий, либо путем теоретического изучения их напряженно - деформированного состояния. Первый путь сопряжен со значительными материально-трудовыми затратами и поэтому прибегать к нему возможно лишь для постановки контрольного эксперимента. Такой уникальный эксперимент был проведен с двумя 6-этажными фрагментами монолитных зданий, описанного в главе 3. Несомненно он дал весьма ценную информацию о поведении в стадии разрушения монолитных стен. Однако она охватила не все вопросы, с которыми приходится сталкиваться при разработке инженерного метода расчета таких конструкций, и прежде всего с необходимостью выявления причин образования наклонных трещин и изучения их траекторий. Закономерно возникла необходимость в проведении соответствующих теоретических исследований, способных дополнить результаты описанных выше экспериментов.

5.1.1. Метод и направленность теоретических исследований

В настоящее время для расчета различных конструктивных систем широко используется метод конечных элементов. Создание современных вычислительных комплексов сделало его в известной мере универсальным. Применяется он однако для расчета сложных конструктивных систем преимущественно в линейной постановке.

При такой его реализации поведение конструкции после появления в ней пластических деформаций и трещин остается не выявленным, т.е. мы не получаем наиболее важной информации о механизме перераспределения внутренних усилий в элементах конструкции, изменении ее жесткости, характере распределения напряжений в стадии разрушения и др. Одним словом, линейная реализация метода конечных элементов не дает информации, необходимой для разработки методик

расчетного определения прочности и жесткости конструкций и конструктивных систем.

В связи с этим усилия многих ученых различных стран в последние годы были направлены на разработку универсальных расчетных комплексов, реализующих метод конечных элементов с учетом физической нелинейности конструктивных систем, источниками которой являются нелинейность диаграмм деформирования бетона и стали и образования трещин в бетоне. Обзор этих исследований довольно полно выполнен в работе [8]. Попытки разработать соответствующие программные комплексы наталкивались на серьезные трудности [6]. Преодолению некоторых из них способствовала разработка Н. И. Карпенко [50] и его школой теории деформирования железобетона с трещинами. На базе этой теории разработаны ряд программ для расчета на ЭВМ железобетонных конструкций в нелинейной постановке. В числе этих работ есть и такие, которые ставят целью расчет плосконапряженных конструкций за пределами упругости.

Некоторые из них доведены до программной реализации и проверены на расчетных моделях реальных конструкций, но в большинстве случаев при простом пропорциональном нагружении. Используя эту теорию, научные сотрудники Кишиневского Политехнического Института им. С.Лазо создали программные комплексы, реализующие метод конечных элементов в нелинейной постановке [12, 15]. Математические модели, положенные в основу этих комплексов, рассматривают железобетон как физически нелинейный анизотропный материал, в котором арматура "растворена" в бетоне. Причем "растворение" это возможно выполнять локально для заданной группы конечных элементов. Арматура считается нелинейно упругой. В каждом конечном элементе трещина образуется по главной площадке при достижении предельных значений напряжений, равных соответствующим параметрам сопротивления материала.

В описанных ниже теоретических исследованиях использовался программный комплекс "NELIN", позволявший следить за трансформацией упругопластических деформаций и напряжений в различных участках конструкции по мере изменения силовой ситуации [15].

Эти исследования ставили перед собой решение следующих основных задач:

1. Выявить характер трещинообразования в многоэтажной монолитной стене при сложном нагружении. Установить расчетные сечения, по которым происходит разрушение стены.

2. Определить формы эпюр нормальных (σ_y) и касательных (τ_{xy}) напряжений в расчетных сечениях стены в стадии разрушения.

3. Установить характер изменения напряжений по длине сжатой и растянутой контурной арматуры.

Как убедимся в дальнейшем, ответы на эти вопросы были необходимы для разработки аналитического метода расчета стен монолитных многоэтажных зданий.

Прежде чем приступить к описанию результатов этих исследований следует оговориться, что метод конечных элементов - как инструмент теоретического изучения напряженно-деформированного состояния конструктивной системы, не отличается желаемым совершенством в силу ряда причин. Одна из них заключается в том, что на результаты счета оказывает заметное влияние схема разбивки конструкции на конечные элементы. Попытка уменьшить это влияние за счет увеличения густоты разбивочной сетки адекватно увеличивает математические трудности. Использование разреженных разбивочных сеток конструкции на конечные элементы приводит к существенным искажениям не только в величинах напряжений, но и в расстояниях между трещинами. Кроме того, с помощью метода конечных элементов нелегко решаются различного рода контактные задачи. Это обстоятельство имеет место и в данном случае, поскольку в реальной многоэтажной стене всегда имеются технологические швы, по плоскостям которых сопротивление растяжению и срезу, как правило, ослаблено.

С существенными трудностями приходится сталкиваться при изучении картины трещинообразования в железобетонных конструкциях. Их расчет с использованием метода конечных элементов в нелинейной постановке дает преувеличенное трещинообразование, не отражая работу бетона на участках между трещинами. В конце 60-х, начале 70-х годов прошлого века появились первые работы по дискретному моделированию трещин путем последовательного разъединения общих узлов тех конечных элементов, у которых напряжения превысили прочность бетона при растяжении [117, 116]. В дальнейшем различные исследователи предприняли попытку усовершенствовать эту методику с учетом нелинейности [104, 115, 106, 105, 118, 130]. Однако до настоящего времени не все аспекты этой проблемы успешно решены.

Поэтому, отдавая должное методу конечных элементов, не следует возводить его в ранг своеобразной расчетной панацеи, а получаемые с его помощью выводы надлежит подкреплять соответствующими экспериментальными данными.

Объектом теоретических исследований, описанных в настоящем разделе, были 6-этажные стены с различными значениями геометрической характеристики (β_p), загруженные поверху узловой постоянной вертикальной нагрузкой (рис. 5.1.). Горизонтальная нагрузка также прикладывалась вверху стены, но ступенями - вплоть до разрушения конструкции.

По высоте стену толщиной 20 см из керамзитобетона ($\gamma_o = 1600 \text{ кг/м}^3$) перерезают монолитные железобетонные перекрытия ($\gamma_o = 2500 \text{ кг/м}^3$) толщиной 16 см.

В основании каждой стены имеется цокольный этаж ($H_l = 2,0 \text{ м}$) со стенками толщиной 40 см. В плане расчетная модель стены имеет С - образную форму.

Технологические швы в уровне перекрытий моделировались путем снижения на 40% сопротивления растяжению (R_{bt}) бетона перекрытий, которые в расчетных моделях выделялись отдельными узкими полосами конечных элементов (рис. 5.2.).

Геометрические размеры стены типа "Б" (см. рис. 5.1.), схема ее армирования и схема загрузки были аналогичны стене без полевого армирования фрагмента № 2 монолитного здания, подвергавшегося вибрационным испытаниям (см. главу 4.).

Неизменными исходными параметрами для стен всех типов являлись характеристики бетона ($R_b = 21,1 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 2,11 \text{ МПа}$; $E_b = 159 \cdot 10^3 \text{ МПа}$) и арматуры ($A_s = A'_s = 27,4 \text{ см}^2$; $R_s = 365,0 \text{ МПа}$). Схема разбивки стен на конечные элементы приведена на рис. 5.2.

5.1.2. Основные результаты теоретических исследований

На рис. 6.2.б в качестве примера показана динамика трещинообразования в стене типа "Б" при довольно высоких уровнях горизонтальной нагрузки (S).

Первые трещины, практически горизонтальные, образуются в месте изменения толщины стены (по сечению 0-0), т.е. в уровне верха цокольного этажа, со стороны ее растянутой грани. С ростом нагрузки S трещины развиваются в сторону сжатой зоны сечения, сокращая тем самым ее длину. Одновременно появляются новые трещины, располагающиеся выше сечения 0-0. У растянутой грани стены они почти горизонтальны, но по мере развития в глубь стены их траектории изгибаются в

сторону опорного сечения 0-0. При нагрузке около 70% от разрушающей такие трещины охватывают по высоте всю стену 1-го этажа.

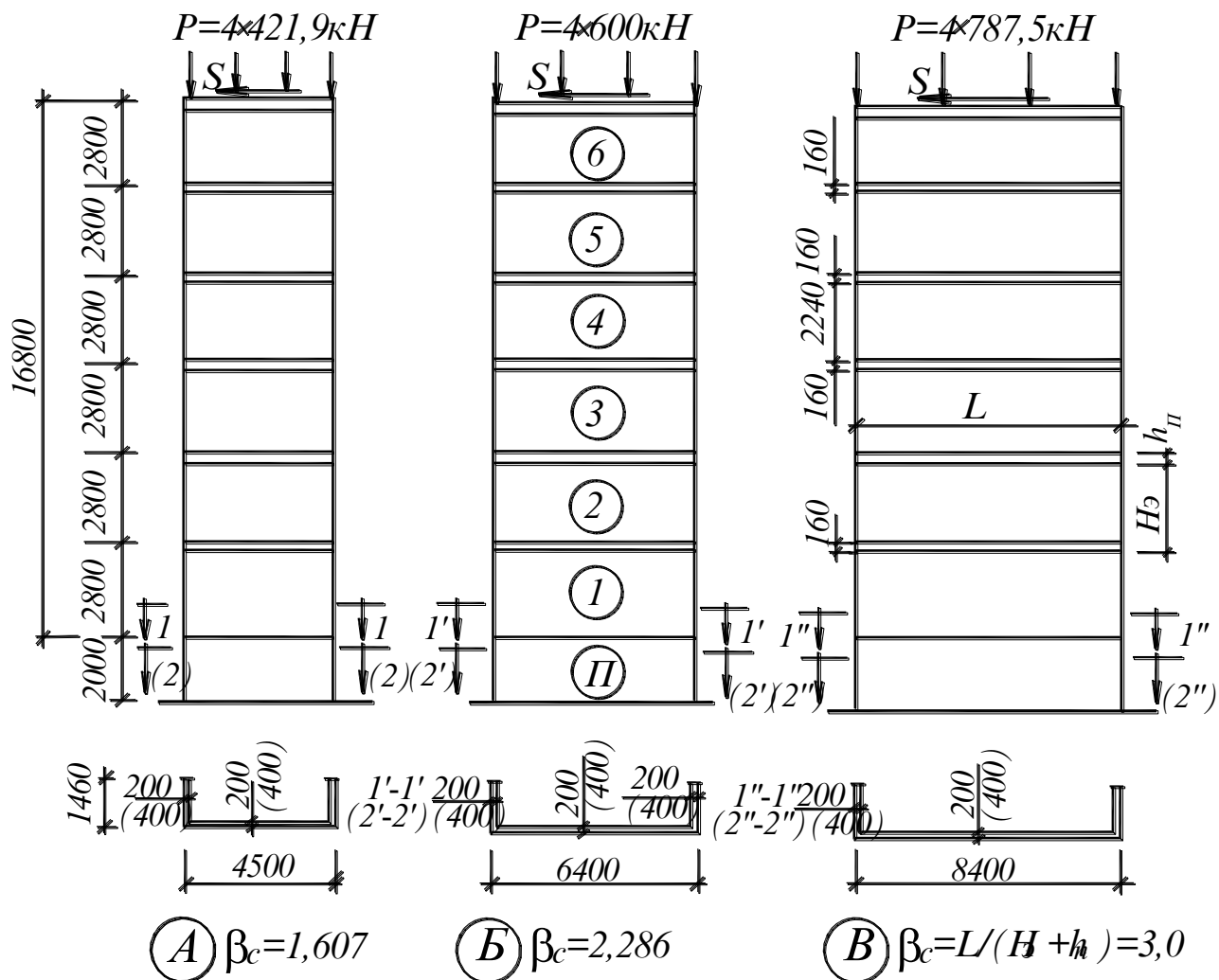


Рис. 5.1. Типы стен, подвергавшиеся расчету на ЭВМ.

С дальнейшим увеличением нагрузки S появляются новые трещины трех типов.

Первые из них - горизонтальные в уровне перекрытия над первым этажом со стороны растянутой грани стены. К стадии разрушения они охватывают большую часть длины стены.

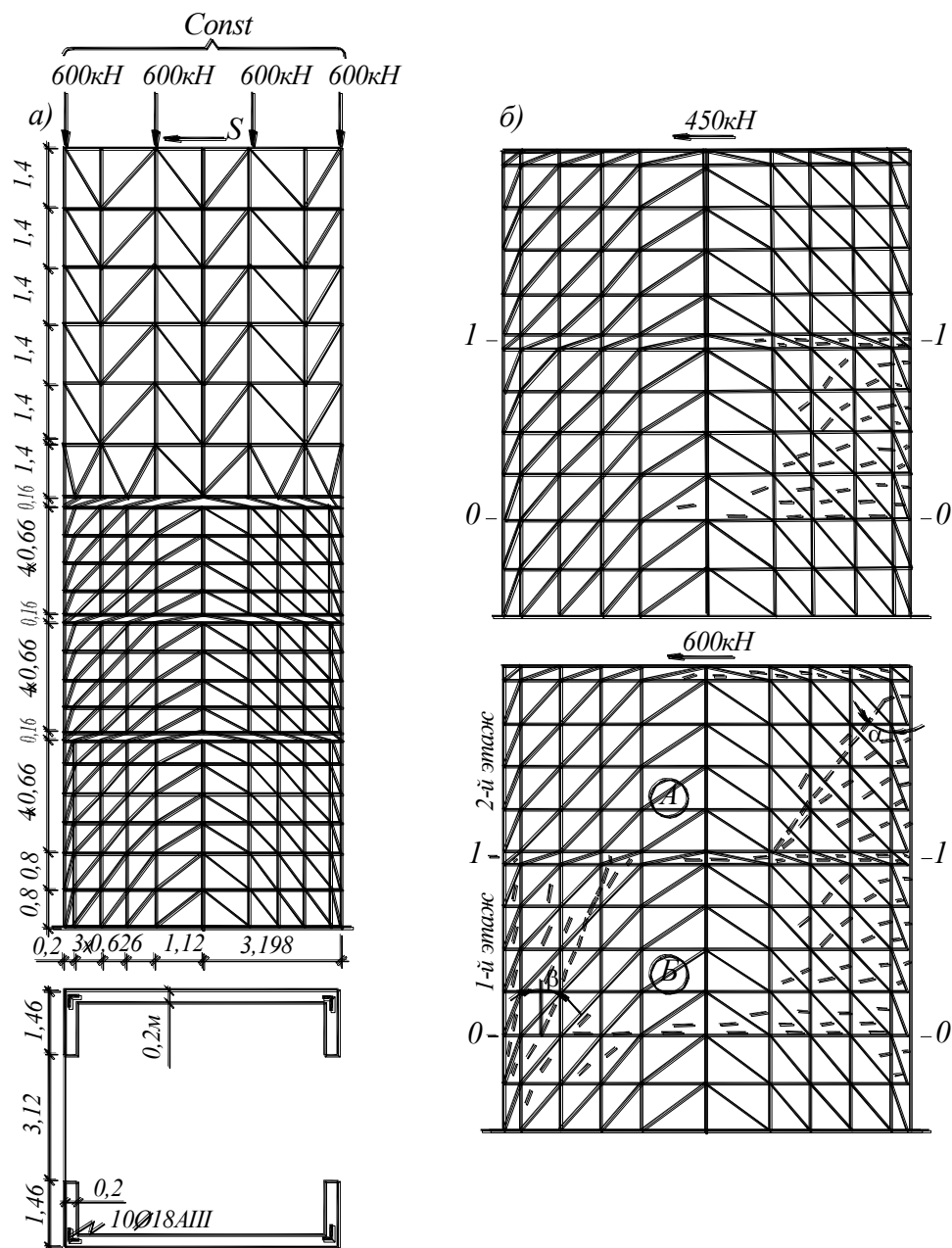


Рис. 5.2. Расчетная модель стены типа Б 6-ти этажного фрагмента здания (а) и схемы трещин на его нижних этажах (б).

Трещины второго типа располагаются выше сечения 1-1 (см. рис. 5.2. б), достигая перекрытия над вторым этажом. Их траектории наклонены в сторону сечения 1-1. В сумме они охватывают участок стены 2-го этажа треугольной формы.

Трещины третьего типа появляются в сжатой зоне стены первого этажа. Их ориентация крутонаклонная к опорному сечению 0-0. Располагаясь пучком, они охватывают участок стены 1-го этажа трапецевидной формы.

Если трещины первых двух типов являются результатом действия растягивающих напряжений, то трещины третьего типа возникают вследствие развития сжимающих напряжений. Появление таких трещин отмечалось и другими исследователями [8, 48, 81].

Рассматривая картину трещинообразования в стене в стадии, близкой к разрушению, можно выявить траекторию критической трещины, по которой происходит расчленение стены на два блока (см. рис. 5.2.). Верхний из них - блок А - отделяется от нижнего блока Б наклонной ломаной трещиной, состоящей из двух наклонных участков, соединенных между собой горизонтальной трещиной, проходящей в уровне перекрытия над первым этажом. Такая траектория трещины подобна траекториям критических трещин, по которым происходило разрушение различных железобетонных элементов с технологическими швами (см. раздел 1.2.2. и главу 3.), т.е. в данном случае теоретические исследования подтвердили соответствующие экспериментальные данные.

Это дает право считать, что расчетное наклонное сечение, по которому происходит разрушение стены при сложном нагружении, **имеет зигзагообразную форму**, состоящую из двух разнонаклоненных участков, соединенных горизонтальным отрезком длиной t (рис. 5.3.).

Анализ результатов расчета различных стен показывает, что крутизна наклонных участков, определяемая углами α и β , зависит преимущественно от геометрической характеристики стен (β_p) и может быть определена по формулам:

$$\alpha = 16,2\beta_p, \beta = 9,6\beta_p, \quad (5.1)$$

$$\text{где: } \beta_p = \frac{L}{(H_e + h_p)};$$

L - длина стены;

H_e - высота этажа в свету;

h_p - толщина перекрытия.

Величина отрезка t расчетной траектории критической трещины может быть найдена из выражения

$$t = L - x - tg\beta(H_e + h_p) - tg\alpha \cdot H_e \quad (5.2)$$

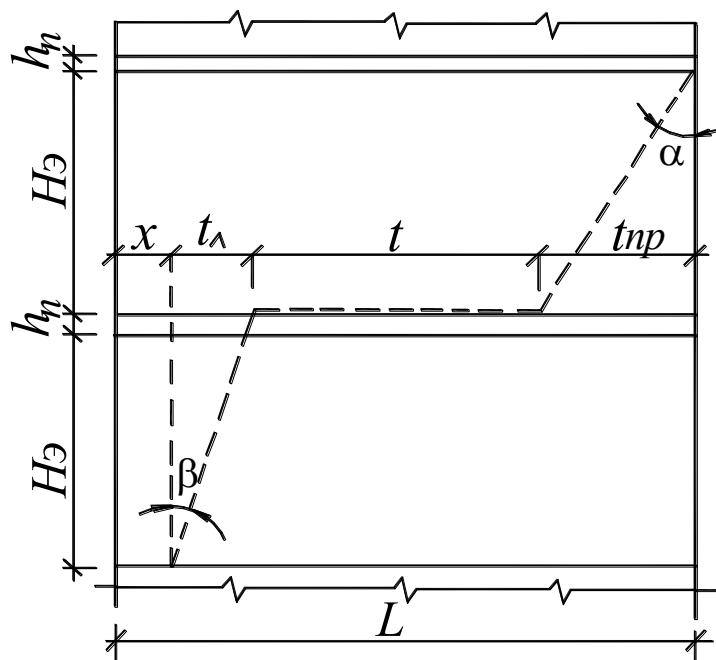


Рис. 5.3. Расчетная траектория критической трещины.

При выводе (5.2.) исходили из того, что горизонтальная трещина проходит по верхнему контакту перекрытия со стеной. Такое решение принято поскольку в соответствии с распространенной на практике технологией возведения монолитных зданий прочность контакта между стеной здания и перекрытием, как правило, будет меньшей по его верхней плоскости, а не по нижней.

Важным моментом разработки аналитического метода расчета стен зданий является выбор формы эпюры напряжений σ_y в сжатой зоне расчетного сечения. Различные исследователи предлагают прямоугольную, трапецевидную и треугольную формы этих эпюр.

Выполненные автором экспериментальные исследования показали (см. главу 2.), что в стадии разрушения наиболее близкой аппроксимацией фактической эпюры напряжений σ_y является треугольник. К этому же выводу приводит рассмотрение эпюр σ_y , полученных при расчетах по методу конечных элементов многоэтажных стен с различной геометрией (рис. 5.4.). Математическая обработка этих эпюр позволяет заключить, что при их треугольной аппроксимации коэффициент полноты эпюр ω_1 , равный отношению площади фактической эпюры напряжений σ_y к

площади заменяющего треугольника, изменяется в пределах 0,92 - 0,96 при среднем значении 0,95.

Эпюры касательных напряжений τ_{xy} в расчетном сечении имеют очертание, очень близкое к квадратной параболе. В стадии разрушения напряжения τ_{xy} фиксируются на участке длиной несколько большей длины сжатой зоны X . Как видно из рис. 5.4., максимум касательных напряжений имеет место там, где нормальные напряжения σ_y достигают примерно $0,4\sigma_{y(\max)}$. Этот вывод согласуется с критерием прочности стены в плосконапряженном состоянии (см. Раздел 5.2).

По результатам выполненных расчетов отношение $\theta = \tau_{xy(\max)} / \sigma_{y(\max)}$ составляет около 0,13, что, как будет показано в разделе 5.2, ниже величины, следующей из критерия плосконапряженного состояния. В этой связи заметим, что величина этого соотношения зависит от густоты разбивочной сетки стены на конечные элементы. Так, в аналогичных исследованиях Ю.В. Измайлова [48], выполненных для однопанельных стен при их довольно густой разбивке на конечные элементы, величина θ колебалась в диапазоне $0,335 \div 0,368$.

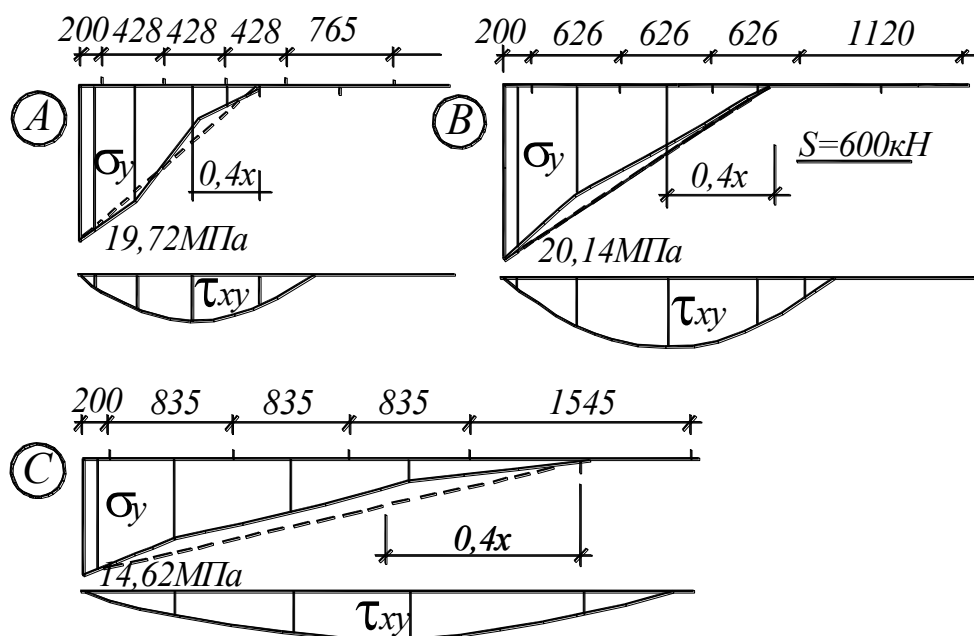


Рис. 5.4. Эпюры напряжений σ_y и τ_{xy} в горизонтальном сечении О-О в стенах типов А, В и С.

На рис. 5.5.а в качестве примера приведена эпюра напряжений σ'_s по длине арматурных стержней S' . В целом эта эпюра носит плавный характер, если не учитывать “сдерживающего” влияния перекрытий. В местах их расположения уровень напряжений σ'_s снижается. Подсчеты показывают, что на всех стадиях работы под нагрузкой, исключая стадию разрушения, напряжения в арматуре S' соответствуют $n \cdot \sigma_y$ (где $n = E_s / E_b$, а σ_y - напряжения в волокнах бетона, окружающих арматуру S').

Эпюры напряжений σ_s по длине растянутых стержней S имеют менее спокойный характер, чем аналогичные эпюры сжатой арматуры S' (рис. 5.5.б). Объясняется это наличием в растянутой грани стены трещин, причем с различной шириной раскрытия.

Максимум напряжений ($\sigma_{s(\max)}$) фиксируется в опорном сечении 0-0, где раньше всего образуется горизонтальная трещина.

По мере удаления от этого сечения напряжения σ_s падают. В уровне первого перекрытия в стадии развитого трещинообразования они достигают примерно 0,8 $\sigma_{s(\max)}$, что соответствует аналогичным данным, приведенным в [48, 21]. При дальнейшем удалении от опорного сечения напряжения σ_s еще больше снижаются, достигая в уровне второго перекрытия величины $\psi_s \sigma_{s(\max)}$. По результатам расчета различных стен коэффициент ψ_s изменяется в диапазоне 0,3 ÷ 0,5.

Внимательное рассмотрение эпюр σ_s позволяет заметить, что с увеличением горизонтальной нагрузки в стадии близкой к разрушению напряжения в опорном сечении 0-0 и вблизи него растут менее интенсивно, чем в более удаленных сечениях. Объяснить это можно тем, что с ростом нагрузки трещины выше опорного сечения раскрываются более интенсивно, чем горизонтальная трещина в опорном сечении.

Благодаря отмеченному обстоятельству в стадии близкой к разрушению происходит выравнивание напряжений по длине арматуры S . Однако и при этом их значения в устье критической наклонной трещины составляют лишь $\psi_s \sigma_{s(\max)}$, тогда как в опорном сечении они достигают R_s ($\sigma_{s(\max)} = R_s$).

Как и в сжатой арматуре S' (см. рис. 5.5. а), на характере эпюры σ_S по длине арматуры S сказывается "сдерживающее" влияние перекрытий.

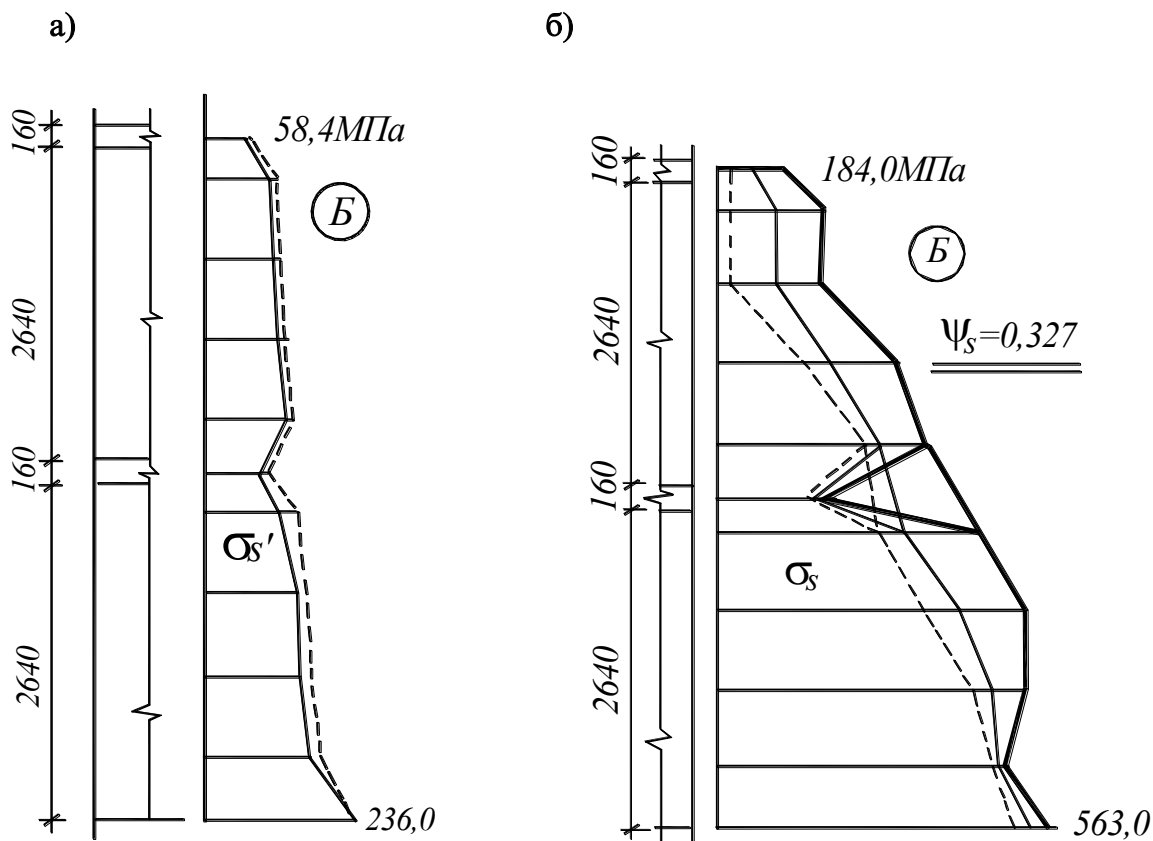


Рис. 5.5. Эпюры напряжений $\sigma_{S'}$ по длине арматуры S' (а) и σ_S по длине арматуры S (б) в стене типа Б.

Распределение напряжений в стержнях полевой арматуры достаточно детально изучено Ю.В. Измайловым [48]. Выполненные им теоретические исследования с помощью метода конечных элементов в нелинейной постановке показали, что как по длине полевых стержней, так и по их фронту напряжения распределяются неравномерно. Однако, если эти стержни выполнены из стали с физическим пределом текучести, то в стадии разрушения напряжения в них заметно выравниваются. В наклонных сечениях, близких к траектории критической трещины, эпюра напряжений (σ_q) по фронту вертикальных стержней практически имеет вид прямоугольника. Менее равномерно распределяются напряжения σ_w по фронту

горизонтальных стержней. В наклонных сечениях стены эти эпюры имеют вид трапеции.

Эти данные позволили их автору заключить, что при выполнении полевого армирования из стали с явно выраженными пластическими свойствами, обеспечивающими перераспределение усилий в стержнях и пластичный характер деформирования конструкции в целом, напряжения как в вертикальных, так и в горизонтальных полевых стержнях в расчетной модели стены можно принимать равными R_s . При использовании для полевого армирования хрупких сортов стали эффект "выравнивания" напряжений в стержнях полевой арматуры не имеет места. Как сказано в [48]: "Вначале максимальные напряжения, соответствующие пределу прочности стали (σ_{tu}), 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 Кишиневского Политехнического Института при испытании панелей с полевой арматурой из стали классов Вр1 и В1, не имевших физического предела текучести...". Такое поведение полевой арматуры при слабом контурном армировании может обусловить хрупкое разрушение стен, что наблюдалось, например, в опытах В.С. Бориева [17, 18].

В связи со сказанным Ю.В.Измайлов считает, что учитывать полевую арматуру из хрупких сортов стали в расчетах стен не следует.

Поскольку направленность наклонных стержней полевого армирования наиболее близка к траекториям изолиний главных растягивающих напряжений, эти стержни обладают наибольшей целевой эффективностью. В стадии разрушения напряжения в них могут быть приняты равными R_s .

Завершая настоящий раздел необходимо заметить, что учитывать в расчетах стен полевую арматуру, равно как и контурную, при работе ее на сжатие, можно лишь при условии принятия конструктивных мер по предотвращению ее выпучивания вследствие продольного изгиба при знакопеременном циклическом нагружении. Напомним, что такой характер деформирования арматурных стержней фиксировался как при натуральных вибрационных испытаниях зданий, так и при обследовании их после сильных землетрясений.

5.2. Аналитический метод расчета прочности стен монолитных зданий с учетом сейсмического воздействия

В современной практике проектирования многоэтажных монолитных зданий принято считать, что разрушение сплошных монолитных стен возможно по горизонтальному и наклонному сечениям (рис. 5.1). Эти сечения в дальнейшем будем называть расчетными.

Для горизонтального расчетного сечения характерно, что в стадии разрушения напряжения в арматуре S , в месте пересечения ее этим сечением, достигают величины R_s .

Наклонное сечение имеет зигзагообразную форму и состоит из двух наклонных участков и соединяющего их горизонтального отрезка в уровне верха перекрытия.

Расчетная трещина (горизонтальная или наклонная) разделяет стену на два блока А и Б. Если рассматривать блок А в состоянии равновесия, то в общем случае на него действуют внешние силы: вертикальные с равнодействующей N_i и горизонтальные сейсмические - S_i . Сопротивляются им сжатый бетон по длине сечения X , силы трения на горизонтальном участке косої трещины, контурная и полевая (горизонтальная, вертикальная и наклонная) арматура.

Многие авторы, изучавшие работу балочных и плоскостных конструкций при разрушении по наклонным сечениям, считают необходимым в прочностных расчетах учитывать силы зацепления, возникающие по берегам косых трещин. С этим нельзя не согласиться, когда речь идет о статическом нагружении конструкций. В этом случае силы зацепления могут играть существенную роль в формировании сопротивления конструкции внешним силовым воздействиям. Однако иную картину приходится наблюдать при динамическом многоцикловом нагружении.

Вибрационные испытания зданий при высоких уровнях инерционной нагрузки показали, что силы зацепления по берегам косых трещин, довольно значительные в момент их возникновения, интенсивно убывают по мере раскрытия этих трещин и истирания их берегов, наблюдаемого при многоцикловом знакопеременном нагружении конструктивной системы. Поэтому при расчете в стадии разрушения систем, воспринимающих сейсмическое воздействие, логично исходить из того, что силы зацепления в расчетной трещине равны нулю.

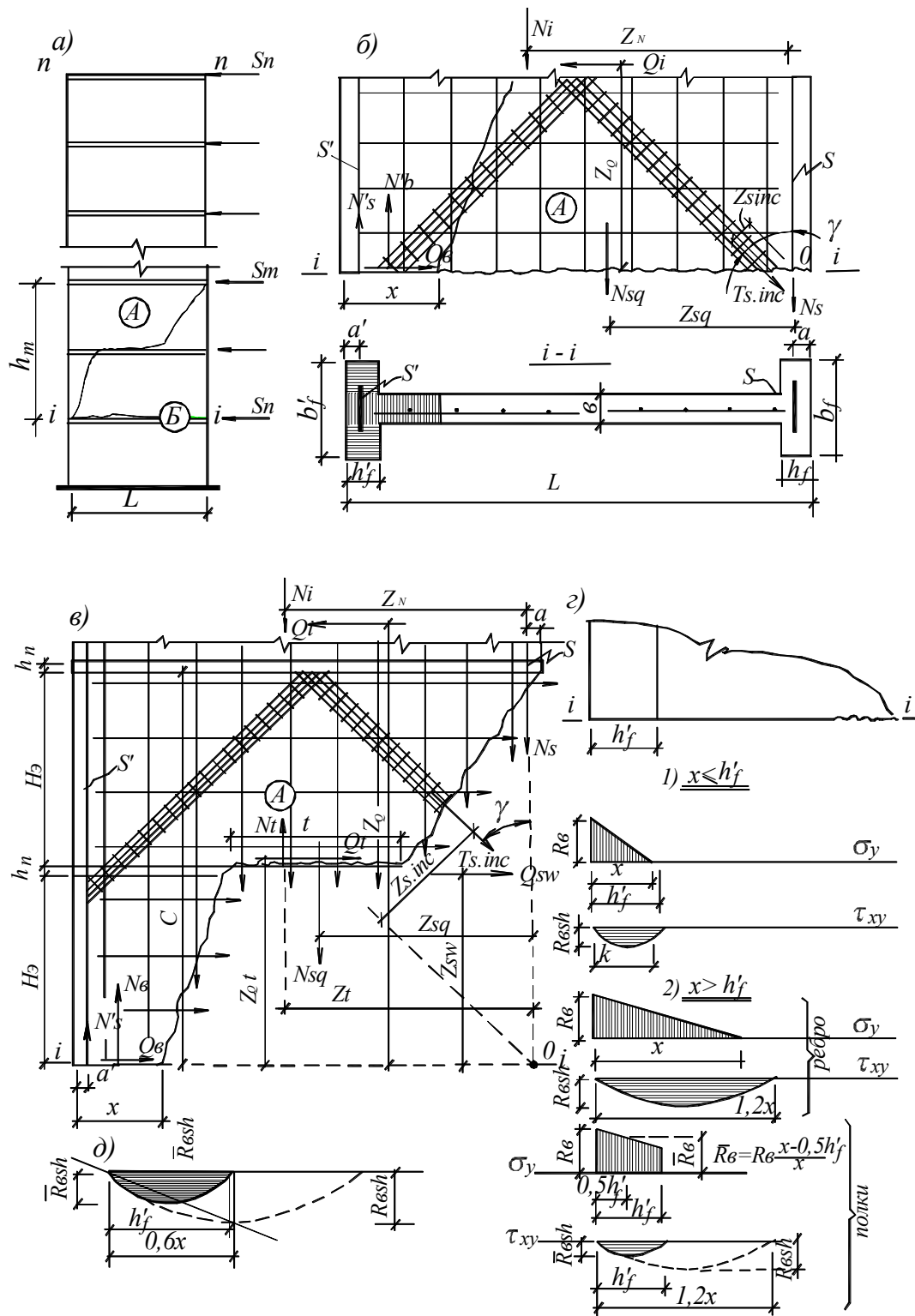


Рис.5.1. К аналитическому расчету стен монолитных зданий

Как отмечено в главе 3, при динамическом знакопеременном нагружении стены в стадии ее разрушения по наклонному сечению происходило скольжение ее верхней части относительно нижней на горизонтальном участке критической трещины. Такой вид деформирования стены с раскрытием зигзагообразной трещины только на ее наклонных участках обуславливается собственными деформациями стеновых блоков, разделенных трещиной. Механизм такого трещинообразования показан на рис. 5.2. В однородной стене траектория наклонной трещины проходит через точки с максимальными значениями главных растягивающих напряжений. Сжимающие напряжения σ_y в этом случае фиксируются за пределами трещины у сжатой грани стены.

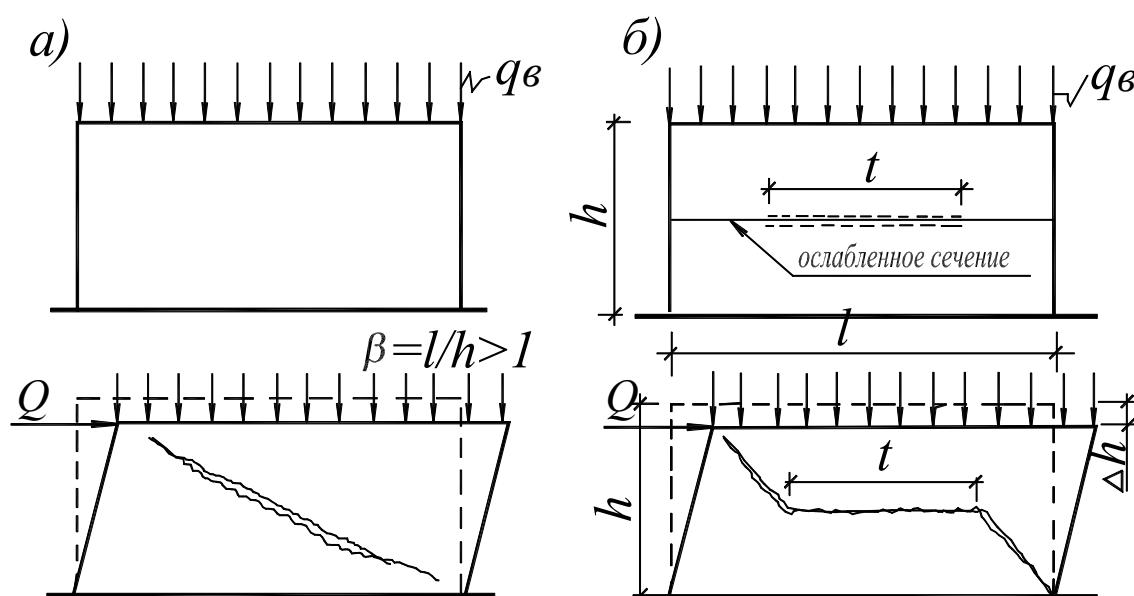


Рис. 5.2. Схемы образования наклонных трещин в однородной стене (а) и в стене с ослабленным сечением (б).

При наличии в стене ослабленного сечения, которое можно на определенной длине t имитировать узкой прорезью (пунктир на рис. 5.2) косая трещина закономерно захватит отрезок этого сечения. Однако за счет перекоса блоков стены А и Б произойдет уменьшение ее высоты на величину Δh . Как следствие воображаемая прорезь закроется, а фактически в трещине на ее горизонтальном

участке длиной t возникнут сжимающие напряжения σ_y и касательные τ_{xy} , которым будут противостоять силы трения. При этом сжимающие напряжения будут иметь место также и за пределами кривой трещины у сжатой грани стены. Такой механизм трещинообразования обязывает нас в прочностных расчетах учитывать силы трения, возникающие на этом участке длиной t расчетного наклонного сечения.

Еще одно замечание следует сделать в отношении нагельного сопротивления арматуры.

Экспериментально различными авторами [8, 18, 63, 111, 96, 108, 109, 110, 119, 127, 125, 129, 134] установлено, что в арматурных стержнях, пересекаемых трещиной, возникает нагельное сопротивление. Однако о величине этого сопротивления и его зависимости от различных факторов единое мнение пока не сформировалось.

Так, P. Soroushian, K. Obaseki, M. Rojas, J. Sim и др. считают, что прочность бетона оказывает незначительное влияние на величину нагельных сил. С ними не согласны S. Zucantasm и F. Varda. J. Hanson и W. Corley убеждены, что угол наклона стержней к плоскости сдвига не входит в число факторов, определяющих величину нагельных сил. Обратного мнения придерживаются H. Aktan и J. Tebbe.

Перечень таких противоречий можно было бы продолжить. Причина их возникновения заключается в недостаточно глубокой изученности природы "нагельного эффекта" и отсутствии единой обоснованной методики проведения его экспериментального изучения.

Г. Ашкинадзе, Л. Мартынова, G. Lacombe, M. Pommeret, T. Paulay, P. Loeber и др. придерживаются мнения, что в основе "нагельного эффекта" лежит обжатие плоскости сдвига, возникающее при деформации под нагрузкой арматурных стержней, пересекающих эту плоскость.

Очень важным является количественная оценка нагельных сил. По данным многих исследователей величина их не превышает 1-2% от общего сопротивления стыков сдвигу. Пожалуй, максимум этой оценки (16%) экспериментально зафиксировали T. Paulay, R. Park и M. Phillips [125] и тем не менее они считают, что **влияние нагельных сил на формирование сопротивления конструкции сдвигу не существенно.**

Довольно глубокое изучение "нагельного эффекта" с выяснением роли различных факторов, определяющих его величину, провел T. Tassios в лаборатории железобетонных конструкций Национального технического университета Греции

[131, 132]. В его опытах образцы испытывались как статической, так и циклической знакопеременной нагрузкой. Эти исследования подтвердили мнение о том, что на величину нагельных сил в большей степени влияет диаметр стержней и в меньшей - прочностные свойства бетона и стали. Это нашло отражение и в формуле для определения нагельных сил (D_N):

$$D_N = kd^2 \sqrt{R_b R_s \left[1 - \left(\frac{\sigma_s}{R_s} \right)^2 \right]}, \quad (5.1)$$

где:

k - эмпирический коэффициент;

d - диаметр стержня;

σ_s - растягивающее напряжение в стержне.

Из формулы (5.1.) следует, что при стремлении σ_s к R_s величина нагельных сил стремится к нулю. Таким образом, в стадии разрушения конструкции, когда в большинстве арматурных стержней напряжения достигают величины R_s или приближаются к ней, учет нагельных сил не представляется обоснованным. К этому следует добавить и тот факт, что "нагельный эффект" может проявляться лишь при условии окружения арматурного стержня достаточно толстым слоем прочного бетона.

В современных же конструкциях защитный слой бетона измеряется в лучшем случае несколькими сантиметрами и не представляет серьезного препятствия для деформаций арматурных стержней. В добавление к сказанному обратим внимание на обычно довольно слабую арматурную насыщенность стен монолитных зданий, и тогда станет ясно, что **учитывать нагельные силы в прочностных расчетах таких стен вряд ли целесообразно**. Лучше пренебречь ими в пользу запаса прочности стен.

Рассмотрим расчетную модель многоэтажной железобетонной стены двутаврового профиля, армированную контурной и полевой (вертикальной, горизонтальной и наклонной) арматурой (см. рис. 5.1.).

Условие прочности по i -му расчетному горизонтальному сечению (см. рис. 5.1,б) можно записать в виде системы уравнений

$$N_i = N_b + N'_s - N_s - N_{sq} - T_{s.inc} \cdot \text{Cos}\gamma; \quad (5.2.)$$

$$Q_i = Q_b + T_{s.inc} \cdot \text{Sin}\gamma; \quad (5.3.)$$

$$M_{i(o)} = Q_i Z_Q = N_b Z_b + N'_s Z'_s - N_i Z_n - N_{sq} Z_{sq} - T_{s.inc} Z_{s.inc}; \quad (5.4)$$

Для расчетной модели с i -тым наклонным сечением (см. рис. 5.5. в) условия равновесия блока "А" будут иметь вид

$$N_i = N_b + N'_s - N_s + N_t - N_{sq} - T_{s.inc} \cdot \text{Cos}\gamma; \quad (5.5.)$$

$$Q_i = Q_b + Q_t + Q_{sw} + T_{s.inc} \cdot \text{Sin}\gamma; \quad (5.6.)$$

$$M_{i(o)} = Q_i Z_Q = N_b Z_b + N'_s Z'_s + N_t Z_t + Q_t Z_{qt} - N_{sq} Z_{sq} + Q_{sw} Z_{sw} + T_{s.inc} Z_{s.inc} - N_i Z_n. \quad (5.7.)$$

В уравнениях (5.2.) ÷ (5.7.):

N_i - равнодействующая вертикальной нагрузки для i -го расчетного сечения.

В ее состав входят все внешние силы, приложенные выше расчетного сечения (горизонтального или наклонного);

Q_i - перерезывающая сила от внешней горизонтальной нагрузки в i -м сечении.

Для расчетной модели стены, изображенной на рис. 5.1. в Q_i определяется с учетом того, что сила S_i распределяется между блоками А и Б;

$M_{i(o)}$ - сумма моментов относительно точки o горизонтальных сил S_k .

$$M_{i(o)} = \sum_{k=i+1}^n S_k h_k \quad (5.8.)$$

Величину $M_{i(o)}$ иначе можно определить как момент равнодействующей горизонтальных сил S_k относительно точки O , находящейся на пересечении i -го сечения с линией действия усилия N_s (см. рис. 5.1. в).

$$M_{i(o)} = Z_Q Q_i ; \quad (5.9.)$$

$$Z_Q = \frac{\sum_{k=i+1}^n S_k h_k}{\sum_{k=i+1}^n S_k}, \quad (5.10.)$$

N_s, N'_s - равнодействующая напряжений соответственно в растянутой и сжатой контурной арматуре в расчетном сечении;

$N_{sq}, Q_{sw}, T_{s.inc}$ - равнодействующая напряжений соответственно в вертикальных, горизонтальных и наклонных полевых стержнях, пересекаемых расчетным сечением;

N_t - равнодействующая напряжений σ_y на горизонтальном участке расчетного наклонного сечения;

Q_t - равнодействующая сил трения на горизонтальном участке наклонного расчетного сечения;

Q_b - сопротивление сжатой зоны бетона срезу;

N_b - равнодействующая напряжений σ_y в сжатой зоне стены;

x - длина сжатой зоны стены;

$Z_b, Z'_s, Z_N, Z_t, Z_{qt}, Z_{sq}, Z_{sw}, Z_{s.inc}$ - плечи соответствующих сил относительно точки O .

Определим значения усилий, входящих в уравнения (5.2.)÷ (5.7.) для двух случаев работы стены: $x \leq h'_f$ и $x > h'_f$.

При этом в обоих случаях будем придерживаться принципа

$$G = G_{(p)} + G_{(n)}, \quad (5.11.)$$

где: G - равнодействующая усилий в сжатой части сечения стены;

$G_{(p)}, G_{(n)}$ - часть равнодействующей усилия G , действующая соответственно в ребре и полках сечения.

5.2.1. Усилия в сжатом бетоне

Основываясь на результатах экспериментального и теоретического изучения распределения напряжений в горизонтальном опорном сечении стены в стадии, близкой к разрушению, аппроксимируем эпюры напряжений σ_y и τ_{xy} в сжатой части сечения соответственно треугольником с максимальной ординатой R_b и квадратной параболой с максимальной ординатой R_{bsh} (см. рис. 5.1. г).

Усилие N_b определится из выражений:

при $x \leq h'_f$:

$$N_b = 0,5\omega_1 R_b b'_f x, \quad (5.12.)$$

где: ω_1 - коэффициент полноты эпюры напряжений σ_y . На основании математической обработки этих эпюр, полученных при расчетах различных стен по методу конечных элементов, можно принять $\omega_1 = 0,95$ (см. раздел 5.2);

при $x > h'_f$

$$N_b = N_{b(p)} + N_{b(n)} = 0,5\omega_1 R_b \left[bx + \frac{2x - h'_f}{x} (b'_f - b) h'_f \right]; \quad (5.13.)$$

Для определения сопротивления бетона срезу (R_{bsh}) напомним, что стеновая конструкция находится в условиях плоского напряженного состояния. Для установления критерия прочности бетона при двухосном нагружении воспользуемся рекомендациями СНиП 2.01.03.01-84 [82], основанными на экспериментах с тяжелым бетоном класса В35 и ниже:

$$\begin{aligned}
&\text{при } \sigma_{mc} \leq 0,5R_b : & \sigma_{mt} \leq R_{bt}; \\
&\text{при } \sigma_{mc} > 0,5R_b : & \sigma_{mt} \leq 2R_{bt} \left(1 - \frac{\sigma_{pc}}{R_b} \right), \quad (5.14.)
\end{aligned}$$

где: - σ_{mc}, σ_{mt} главные сжимающие и главные растягивающие напряжения.

Основываясь на (5.14.), из известных соотношений теории упругости получим:

$$\begin{aligned}
&\text{при } \sigma_y \leq 0,5R_b - R_{bt} : & R_{bsh} = \sqrt{R_{bt}(R_{bt} + \sigma_y)}; \\
&\text{при } \sigma_y > 0,5R_b - R_{bt} : & R_{bsh} = \frac{\sqrt{(1 - \sigma_y/R_b)(1 + \sigma_y/2R_{bt})}}{1/R_b = 1/2R_{bt}}. \quad (5.15.)
\end{aligned}$$

Из (5.15.) следует, что максимум R_{bsh} фиксируется при нормальных напряжениях $\sigma_y = 0,5R_b - R_{bt}$. При таком значении σ_y сопротивление бетона срезу определяется по формуле:

$$R_{bsh} = \sqrt{0,5R_b R_{bt}}. \quad (5.16.)$$

При значениях σ_y отличных от $(0,5R_b - R_{bt})$ значение R_{bsh} уменьшается. Все сказанное справедливо для бетона классов В35 и ниже. Для наиболее употребляемых в монолитном домостроении Молдовы бетонов классов В10-В20:

$$R_{bt} = (0,093 \div 0,113)R_b \text{ или в среднем } R_{bt} = 0,1R_b.$$

Согласно (5.16) для таких бетонов значение R_{bsh} будет равно $2,24R_{bt}$ или $0,224R_b$ при нормальных напряжениях $\sigma_y = 0,4R_b$.

Нетрудно показать, что уравнение квадратной параболы, описывающей закон распределения касательных напряжений, будет иметь вид

$$Y = \frac{4R_{bsh}}{1,44k^2} (1,2k - x)x, \quad (5.17.)$$

где: через k обозначена глубина сжатой зоны расчетного сечения, а через x - абсцисса параболы.

Тогда:

при $x \leq h'_f$: (рис. 5.1, г):

$$F_\tau = 0,74 \cdot k \cdot R_{bsh}, \quad (5.18.)$$

где: F_τ - часть площади, ограниченная параболой на участке длиной k .

С учетом (5.11.)

$$Q_b = 0,74R_{bsh}[\varpi_2 b + \varpi_3(b'_f - b)]x, \quad (5.19.)$$

где: ϖ_2, ϖ_3 - коэффициенты полноты эпюр τ_{xy} соответственно в ребре и полках сечения. Согласно [48], можно принять $\varpi_2 = 1$ и $\varpi_3 = 0,7$. Тогда (5.19.) примет вид

$$Q_b = 0,74R_{bsh}[b + 0,7(b'_f - b)]x \quad (5.20.)$$

при $x > h'_f$ (см. рис. 5.1.г).

Согласно (5.11.):

$$Q_b = Q_{b(p)} + Q_{b(n)}; \quad (5.21.)$$

$$Q_{b(p)} = 0,74R_{bsh}bx, \quad (5.22.)$$

$$Q_{b(n)} = \frac{2}{3}\bar{R}_{bsh}h'_f(b'_f - b)\varpi_3. \quad (5.23.)$$

Ориентируясь на рис. 5.1.д и, принимая во внимание (5.17.), величину \bar{R}_{bsh} можно найти из уравнения

$$\bar{R}_{bsh} = 1,39R_{bsh} \frac{h'_f}{x^2} (1,2x - 0,5h'_f). \quad (5.24.)$$

Этот же параметр можно определить из подобия треугольников (см. рис. 5.1, д):

$$\bar{R}_{bsh} = 0,83\omega_4 R_{bsh} \frac{h'_f}{x}. \quad (5.25.)$$

Приравняв правые части выражений (5.24.) и (5.25.), определим величину коэффициента ω_4 :

$$\omega_4 = 2 \left(1 - 0,42 \frac{h'_f}{x} \right). \quad (5.26.)$$

Подставив (5.26.) в (5.25.), получим

$$\bar{R}_{bsh} = 1,66R_{bsh} \left(1 - 0,42 \frac{h'_f}{x} \right) \frac{h'_f}{x}. \quad (5.27.)$$

Представив (5.22.) и (5.23.) с учетом (5.27.) в (5.21.), получим

$$Q_b = 0,74R_{bsh} \left[bx + \left(1,04 - 0,44 \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) \frac{h_f'^2}{x} \right]. \quad (5.28.)$$

Для стен реальных зданий можно приближенно принять $1,04 - 0,44h'_f/x = 1$. Это упростит дальнейшие вычисления.

5.2.2. Усилия на горизонтальном участке наклонного расчетного сечения

Усилие N_t неизвестно. Найти его можно решением системы уравнений (5.5.) + (5.7.).

Плечо приложения этого усилия относительно точки O (см. рис. 5.1.в) определим исходя из допущения, что эпюра напряжений σ_y аппроксимируется треугольником:

$$Z_t = \frac{2}{3}t + t_d - a; \quad (5.29.)$$

$$t = L - t_d - t_s - x; \quad (5.30.)$$

$$t_s = (H_e + h_p)tg\beta;$$

$$t_d = H_e \cdot tg\alpha. \quad (5.31.)$$

С учетом (5.30.) и (5.31.) выражение (5.29.) примет вид:

$$Z_t = \frac{2}{3}[L - (H_e + h_p)tg\beta + 0,5tg\alpha - x] - a. \quad (5.32.)$$

Значения $tg\alpha$ и $tg\beta$ определяются на основании (5.1.).

Величина Q_t в соответствии с теорией трения определяется из выражения

$$Q_t = f \cdot N_t, \quad (5.33.)$$

где: f - коэффициент трения. Для бетонных поверхностей принимается равным 0,7.

5.2.3. Усилия в контурной арматуре S' и S

Арматура S' . Как отмечалось выше, одной из важнейших проблем достижения высокой сейсмостойкости железобетонных конструкций является обеспечение продольной устойчивости арматурных стержней в фазе работы их на сжатие. Приходится констатировать, что, несмотря на внимание ученых различных стран, проблема эта не получила эффективного решения. В качестве приемов, позволяющих уменьшить вероятность выпучивания сжатых стержней, обычно используются увеличение толщины защитного слоя бетона и уменьшение шага поперечных стержней. Если же этот шаг недостаточно мал, то сжатые стержни

выключаются из работы за счет продольного изгиба на участках между хомутами. Логично, что в этом случае их не следует учитывать в прочностных расчетах конструкций, воспринимающих знакопеременную циклическую нагрузку.

Однако, как было показано в главе 2, возможно создать такие условия для арматуры S' , при которых она будет работать вплоть до полного разрушения конструкции. Поэтому в общем случае будем считать, что в арматуре S' в стадии разрушения стены возникает усилие N'_S , величину которого можно определить исходя из условия совместности деформаций стержней S' и окружающего их бетона

$$N'_S = nR_b A'_S \frac{x - a'}{x}, \quad (5.34.)$$

где: A'_S - площадь поперечного сечения арматуры S' .

Формула (5.34.) справедлива при $nR_b \leq R_{sc}$. При несоблюдении этого условия в (5.34.) вместо nR_b принимается R_{sc} (где, $n = E_s/E_b$).

Арматура S . Теоретические исследования, описанные в предыдущем разделе, показывают, что напряжения по длине растянутых стержней S распределяются неравномерно, достигая максимума в расчетном опорном сечении стены, где обычно и образуется первая горизонтальная трещина. В результате напряжения σ_S здесь резко возрастают и с увеличением горизонтальной нагрузки достигают величины R_S . В вышележащих сечениях конструкции значения σ_S не достигают величины R_S , даже после появления трещин.

По мере развития процесса трещинообразования происходит процесс перераспределения напряжений с бетона на арматуру. В итоге значения напряжений в арматуре S в различных по высоте сечениях с трещинами сближаются, однако не достигают равенства. Можно утверждать, что в стадии разрушения по наклонному сечению напряжения σ_S в вершине этого сечения равны $\psi_S R_S$ при $\psi_S < 1$.

Следовательно в расчетных сечениях:

$$\text{горизонтальном} \quad N_S = R_S A_S, \quad (5.35.)$$

$$\text{наклонном} \quad N_S = \psi_S R_S A_S, \quad (5.36.)$$

где: A_S - площадь поперечного сечения арматуры S .

Ю.В. Измайлов, на основании выполненных им теоретических исследований [48], считает возможным принять $\psi_S = 0,8$. Здесь следует оговориться, что такое значение ψ_S получено им на основе изучения напряженного состояния одноэтажных стен. При пересечении наклонным сечением двух этажей снижение напряжений в арматуре S в вершине наклонной трещины, по сравнению с напряжением R_S в опорном сечении, будет еще большим. Это видно из рис. 5.5.б.

Можно предложить следующую методику определения напряжений σ_S в арматуре S в месте, где ее пересекает наклонное расчетное сечение.

Вначале по уравнениям (5.2 ÷ 5.4) при $\sigma_S = R_S$ определим величину перерезывающей силы, которую может воспринять стена для i -го горизонтального сечения в стадии разрушения.

Зная характер распределения сейсмических сил по высоте здания, определим перерезывающую силу $Q_{(i+2)}$ и момент $M_{(i+2)0}$ для сечения $i+2$ (см. рис. 5.1.).

Составив систему уравнений равновесия для горизонтального сечения $i+2$ и решив ее, найдем $x, \delta_b = \psi_b R_b$ (при $\psi_b < 1$) и σ_S . Зная σ_S , переходим к расчету прочности стены по наклонному сечению путем решения системы уравнений (5.5.) ÷ (5.7.).

Понятно, что описанный метод определения σ_S заметно увеличивает общую трудоемкость расчетного определения несущей способности стены. Между тем расчеты по МКЭ большого количества многоэтажных монолитных стен с геометрическими параметрами, взятыми из реальных проектов зданий, показали, что величина коэффициента ψ_S для расчетной модели, показанной на рис. 5.1, изменяется в относительно небольшом диапазоне 0,3 ÷ 0,5. Как будет показано в конце настоящего раздела на примере расчета реальной стены, при принятии

$\psi_s = 0,4$ возможная погрешность в определении несущей способности конструкции находится в пределах $\pm 5\%$ (рис. 5.3.).

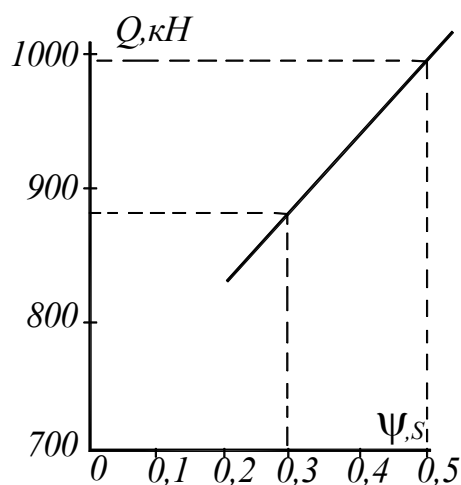


Рис. 5.3. Зависимость несущей способности стены от величины ψ_s

Формула (5.35.) справедлива для нормально армированных сечений ($\xi \leq \xi_R$). Для перearмированных сечений ($\xi > \xi_R$) в ней вместо R_s следует принимать σ_s . Этот параметр можно определить по формуле:

$$\sigma_s = \frac{0,002E_s}{1 - \theta/1,1} \left(\frac{\theta}{\xi} - 1 \right), \quad (5.37.)$$

где : $\xi = \frac{x}{L_a}$; $\theta = 0,85 - 0,008R_b$ (для тяжелого бетона).

Согласно СНиП 2.03.01-84 [82] граничное значение относительной высоты сжатой зоны определяется по формуле

$$\xi_R = \frac{\theta}{1 + \frac{\sigma_s R}{400} \left(1 - \frac{\theta}{1,1} \right)} ; \quad (5.38.)$$

где: σ_{sR} - напряжение в арматуре, нормируемое СНиП 2.03.01-84 для арматуры различных классов. Для стали классов AI, AII и AIII: $\sigma_{sR} = R_s$

5.2.4. Усилия в стержнях полевой арматуры

Теоретические исследования с использованием МКЭ в нелинейной постановке показали, что раскрытие критической трещины приводит к выравниванию напряжений в полевых стержнях, которые она пересекает. В стадии разрушения величина этих напряжений достигает R_s . Об этом также свидетельствуют имевшие место разрывы стержней полевой арматуры во время виброиспытаний фрагментов монолитных зданий.

Исходя из сказанного, можно принять:

$$N_{sq} = \sum A_{sq} \cdot R_{sq}; \quad (5.39.)$$

$$Q_{sw} = \sum A_{sw} \cdot R_{sw}; \quad (5.40.)$$

$$T_{s.inc} = \sum A_{s.inc} \cdot R_{s.inc}; \quad (5.41)$$

где: $\sum A_{sq}, \sum A_{sw}, \sum A_{s.inc}$ - суммарная площадь поперечного сечения соответственно вертикальных, горизонтальных и наклонных стержней, пересекаемых критической трещиной;

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

При монотонном полевом армировании вертикальной и горизонтальной арматурой можно равнодействующую усилий в каждой плоскости стержней заменить на рассредоточенное усилие по длине, равной их шагу (q_{sq} и q_{sw}), воспользовавшись формулами (4.16.) и (4.17.). Тогда выражения (5.39.) и (5.40.) примут вид

$$N_{sq} = q_{sq}(L - h_f - x); \quad (5.42.)$$

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c, \quad (5.43.)$$

где : C - вертикальная проекция расчетного наклонного сечения.

Формула (5.42.) справедлива для горизонтального расчетного сечения. Что касается наклонного сечения, то в соответствии с принятой расчетной моделью стены (см. рис. 5.1.в) логично напряжения в вертикальных стержнях полевой арматуры на участке длиной t принять равными нулю. С учетом этих соображений формула (5.42.) примет вид

$$N_{sq} = q_{sq}(L - h_f - x - t). \quad (5.44.)$$

Экспериментально различными авторами установлено, что напряжения в стержнях полевой арматуры, расположенных у устья расчетной трещины, обычно не достигают расчетного сопротивления. В связи с этим в прочностных расчетах эту плоскость стержней принято не учитывать. Приняв это во внимание, скорректируем приведенные выше формулы.

Для горизонтального расчетного сечения:

$$N_{sq} = q_{sq}(L - h_f - x - S_q); \quad (5.45.)$$

Для наклонного расчетного сечения:

$$N_{sq} = q_{sq}(L - h_f - x - t - S_q); \quad (5.46.)$$

$$Q_{sw} = q_{sw}(c - S_w), \quad (5.47.)$$

где : S_q, S_w - соответственно шаг вертикальных и горизонтальных стержней полевой арматуры.

Подставив найденные значения усилий в бетоне и арматуре в выражения (5.2.) ÷ (5.7.), получим систему уравнений для i -го расчетного сечения стены.

Для горизонтального сечения:

а) при $x \leq h'_f$

$$N_i = R_b \left(0,47b'_f x + nA'_s \frac{x - a'}{x} \right) - R_s A_s - q_{sq}(L - h_f - x - S_q) - A_s \text{inc} R \text{sinc} \text{Cos} \gamma; \quad (5.48.)$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh}[b + 0,7(b'_f - b)]x + A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \text{Sin}\gamma; \quad (5.49.)$$

$$M_{i(o)} = R_b \left[0,47b'_f x \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + nA'_s \frac{x - a'}{x} (L - a - a') \right] - 0,5q_{sq}(L - h_f - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot Z_{s.inc} - N_i Z_N. \quad (5.50.)$$

б) при $x > h'_f$

$$N_i = R_b \left\{ 0,47 \left[bx + \frac{2x - h'_f}{x} (b'_f - b) h'_f \right] + nA'_s \frac{x - a'}{x} \right\} - R_s A_s - q_{sq}(L - h_f - x - S_q) - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \text{Cos}\gamma; \quad (5.51.)$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} \left[bx + \left(1,04 - 0,44 \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) \frac{h'^2_f}{x} \right] + A_{s.inc} R_{s.inc} \text{Sin}\gamma; \quad (5.52.)$$

$$M_{i(o)} = R_b \left\{ 0,47 \left[bx \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + \frac{2x - h'_f}{x} (b'_f - b) h'_f \left(L - a - \frac{h'_f}{3} \cdot \frac{3x - 2h'_f}{2x - h'_f} \right) \right] + nA'_s \frac{x - a'}{x} (L - a - a') \right\} - 0,5q_{sq}(L - h_f - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} Z_{s.inc} - N_i Z_N. \quad (5.53.)$$

Для наклонного сечения:

а) при $x \leq h'_f$

$$N_i = R_b \left(0,47b'_f x + nA'_s \frac{x - a'}{x} \right) - \psi_s R_s A_s + N_t - q_{sq}(L - h_f - t - x - S_q) - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \text{Cos}\gamma; \quad (5.54.)$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh}[b + 0,7(b'_f - b)]x + fN_t + q_{sw}(c - S_w) + A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \text{Sin}\gamma; \quad (5.55.)$$

$$M_{i(o)} = R_b \left[0,47b'_f x \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + nA'_s \frac{x - a'}{x} (L - a - a') \right] +$$

$$+ N_t \left\{ \frac{2}{3} \left[L - (H_e + h_p) \right] g\beta + 0,5H_e t g\alpha - x \right\} - a + f(H_e + h_p) \left\} -$$

$$- 0,5q_{sq} \cdot (L - h_f - t - x - S_q) (L - a - x - S_q) + 0,5q_{sq}(c - S_w)^2 -$$

$$- A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (5.56.)$$

б) при $x > h'_f$

$$N_i = R_b \left\{ 0,47 \left[bx + \frac{2x - h'_f}{x} (b'_f - b) h'_f \right] + nA'_s \frac{x - a'}{x} \right\} - \psi_s R_s A_s + N_t - q_{sq}(L - h_f -$$

$$- t - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} \text{Cos}\gamma \quad (5.57.)$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} \left[bx + \left(1,04 - 0,44 \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) \frac{h'^2_f}{x} \right] + fN_t + q_{sw}(c - S_w) +$$

$$+ A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \text{Sin}\gamma; \quad (7.58.)$$

$$M_{i(o)} = R_b \left\{ 0,47 \left[bx \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + \frac{2x - h'_f}{x} (b'_f - b) h'_f \left(L - a - \frac{h'_f}{3} \cdot \frac{3x - 2h'_f}{2x - h'_f} \right) \right] + \right.$$

$$\left. + nA'_s \frac{x - a'}{x} (L - a - a') \right\} + N_t \left\{ \frac{2}{3} \left[L - (H_e + h_p) \right] g\beta + 0,5H_e t g\alpha - x \right\} - a + f(H_e + h_p) \left\} -$$

$$- 0,5q_{sq} (L - h_f - t - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) + 0,5q_{sw}(c - S_w)^2 -$$

$$- A_{s.inc} R_{s.inc} Z_{s.inc} - N_i Z_N. \quad (5.59.)$$

Входящее в формулы (5.53.) и (5.59.) выражение $h'_f(3x - 2h'_f)/3(2x - h'_f)$ может без ощутимого ущерба для точности расчетов заменено на $0,45h'_f$. Это значительно снизит трудоемкость решения уравнений (5.48) ÷ (5.59).

Входящее в формулы (5.49.), (5.52.), (5.55.) и (5.58.) сопротивление бетона срезу (R_{bsh}) определяется по формуле (5.16).

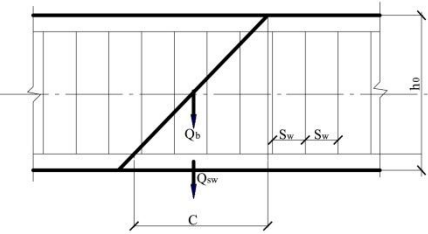
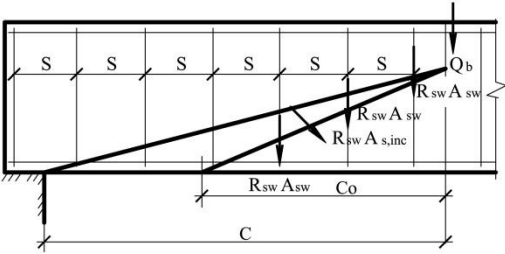
Для апробирования изложенного выше расчета прочности стен монолитных зданий была рассчитана стена без полевого армирования фрагмента 2 (см. Приложение 1), подвергнутого виброиспытаниям до разрушения. Напомним, что эта стена разрушилась при $Q = 877$ кН.

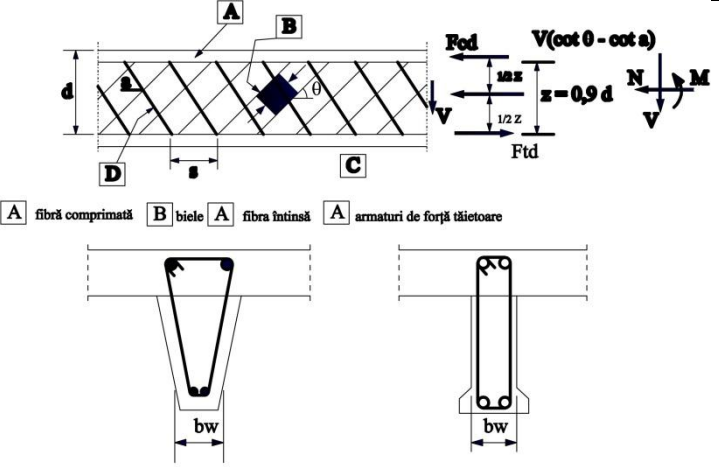
Как отмечалось выше, в мировой практике проектирования монолитных зданий применяются различные методы расчета стен с учетом сейсмической нагрузки. Большинство из них сугубо приближенные, основанные на рассмотрении существенно идеализированных расчетных моделей стен. В табл. 5.1 приведены результаты определения несущей способности указанной выше стены различными методами.

Анализ этих данных приводит к выводу, что за исключением методики, изложенной в Республиканских строительных нормах «РСН-13-87. Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР. Часть I.» [76] все остальные методы дают завышенный расчетный прогноз несущей способности железобетонных стен при сейсмическом воздействии. Причем завышение это в большинстве случаев весьма значительно.

Что касается методики автора, то она основана на классической обобщенной расчетной модели стены, довольно близко воспроизводящей физический оригинал.

Таблица 5.1. Несущая способность стены без полевого армирования, определенная различными расчетными методами

№	Название документа (страна)	Поперечная сила в наклонном сечении, воспринимаемая бетоном, kN.	Отклонение расчетного значения несущей способности от экспериментального, %	Расчетная схема
1	2	3	4	5
1.	Свод правил. СП 63.13330-2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003, Москва 2012	1696	93	
2.	NCM F.02.02.-2006. Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat. Chișinău: 2006.	3297	276	
3.	Cod de proiectare a construcțiilor cu pereți structurali de beton armat. Inițiativ CR 2-1-1.1:2012. Romania	2696	207	

1	2	3	4	5
4.	Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. (ACI 318-11) American Concrete Institute, August, 2011.	5339	509	
5.	Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.	3710	323	 <p data-bbox="1317 810 1818 833">A fibră comprimată B biele A fibră întinsă A armături de forță tăietoare</p> <p data-bbox="1496 1098 1877 1136">EC-2 Modelul de grindă cu zăbrele și notațiile în cazul elementelor cu armături pentru forța tăietoare</p>

5.3. Выводы

Разработанный аналитический метод расчета позволяет сделать следующие выводы:

1. Предлагаемый метод расчета монолитных зданий дает более достоверные результаты, чем существующие методы, которые дают завышенный расчетный прогноз несущей способности железобетонных стен при сейсмическом воздействии.
2. Принятая расчетная модель траектории критической трещины в монолитных стенах зданий с учетом сейсмического воздействия учитывает влияние технологических особенностей возведения монолитных зданий таких как: раздельное бетонирование стен и устройство технологических швов.;
3. Динамическая модель, основанная на классической обобщенной расчетной модели стены, довольно близко воспроизводит её физический оригинал, позволяет получить повышенную безопасность зданий и сооружений при сейсмических воздействиях.
4. Разработанный метод расчета прочности монолитных стен при их разрушении по наклонным сечениям, позволяет учитывать основные факторы, влияющие на несущую способность зданий при действии сейсмической нагрузки, а именно:
 - усилия в сжатом бетоне;
 - усилия на горизонтальном участке наклонного расчетного сечения;
 - усилия в контурной арматуре (сжатая и растянутая);
 - усилия в стержнях полевой арматуры.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

Результаты выполненных научных исследований послужили основанием для разработки нового научного направления в области сейсмостойкого проектирования строительных конструкций по расчету прочности монолитных стен при разрушении по наклонным сечениям. Разработанный аналитический метод расчета, а также динамическая модель, основанная на классической обобщенной расчетной модели стены, которая довольно близко воспроизводит её физический оригинал, позволит обеспечить повышенную безопасность зданий и сооружений на сейсмические воздействия. Результаты исследований позволили сделать следующие основные выводы:

1. Контурное армирование увеличивает несущую способность панели, но для этого необходимо предотвратить выпучивание (продольный изгиб) арматуры, установленной по контуру панели;
2. Полевое диагональное армирование более эффективно, чем сетчатое, так как траектория главных растягивающих напряжений совпадает с осями арматурных каркасов.
3. Нагельные силы в расчетах стен монолитных зданий при сейсмическом воздействии можно не учитывать, так как в стадии разрушения напряжения σ_s стремятся к расчетным значениям сопротивления арматуры R_s .
4. Силы зацепления на наклонных участках трещин (зацепление выступов по берегам наклонных трещин) при многоцикловом знакопеременном нагружении стен, за счет истирания берегов этих трещин, можно не учитывать при расчете стен по наклонному сечению в условиях сложного нагружения.
5. Взаимные подвижки блоков стены после образования в них зигзагообразных трещин приводят к существенной диссипации энергии колебаний, особенно на горизонтальных участках трещин в технологических швах.
6. Сохранность сжатой зоны в панелях со спиральным усилением контурных стержней гарантирует повышение несущей способности конструкций при увеличении мощности контурного армирования в пределах $\varepsilon < \varepsilon_R$. Такая схема армирования увеличивает сопротивление панелей как изгибу, так и сдвигу, полностью локализуя агрессивное воздействие контурной арматуры на окружающий сжатый бетон.
7. Анализ картины трещинообразования в сплошных стенах позволяет определить траекторию критической трещины для расчетной модели таких стен. Начинается

она в растянутой зоне вышележащего этажа, примерно под углом 60° , опускается к перекрытию, проходит по его технологическому шву и под таким же углом уходит к сжатой зоне нижележащего этажа. Таким образом траектория критической (расчетной) трещины имеет зигзагообразный характер.

РЕКОМЕНДАЦИИ

Результаты статических и вибродинамических экспериментальных исследований, а также поведение монолитных железобетонных зданий при сейсмических воздействиях позволили разработать следующие рекомендации:

1. Решающая роль в формировании несущей способности стен монолитных зданий, и в первую очередь повышенной этажности, принадлежит контурной арматуре, устанавливаемой на периферийных участках стен. Однако к установке этой арматуры следует относиться весьма внимательно, так как при нарушении определенных правил она становится агрессивной по отношению к окружающему ее бетону в фазе работы "на сжатие". Принимая во внимание соответствующие результаты статических испытаний стеновых панелей, можно эти правила сформулировать в следующем виде:
 - а) стыки контурной арматуры должны быть вынесены за пределы $1/4$ высоты этажа над уровнем каждого перекрытия. Конструкция стыков должна исключать эксцентричность передачи усилий в стыкуемых стержнях;
 - б) следует стремиться расчетное сечение контурной арматуры набирать минимальным количеством стержней, т.е. стержнями возможно большего диаметра;
 - в) в зонах возможного выпучивания (приблизительно $1/4$ высоты этажа от уровня перекрытия) контурную арматуру целесообразно усиливать косвенным армированием.
2. Несущая способность стен при разрушении по наклонным сечениям при проектировании монолитных зданий на сейсмические воздействия рекомендуется определять с помощью разработанного аналитического метода расчета. Основой его является расчетная модель, учитывающая одновременное действие в расчетном наклонном сечении изгибающих моментов, поперечных и нормальных усилий, а также влияние технологических особенностей возведения монолитных зданий таких как: раздельное бетонирование стен и устройство технологических швов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Burovenco V., Zolotcov A., Pavlov O. Restabilirea compactității betonului la construcțiile afectate de cutremur. On. A XYI-a Conferință pentru beton cu participare internațională. Comportarea și calculul structurilor din beton la acțiuni seismice și alte acțiuni speciale. Comunicări. Brașov: Romania, 28-30 Iunie, 1994, vol.2, p.3-99 – 3-104.
2. Cod de proiectare a construcțiilor cu pereții structurali din beton armat. Indicativ CR 2-1-1.1:2011, p. 148. România.
3. Livovschi E., Zolotcov A. ș.a. Beton armat și beton precomprimat. Chișinău: Tehnica-Info, 2010. 229 p.
4. NCM F.02.02.-2006. Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat. Chișinău: 2006. 208 p
5. Zolotcov A. Aprecierea rezistenței clădirilor la cutremur conform caracteristicilor dinamice reale. În. A XYI-a Conferință pentru beton cu participare internațională. Comportarea și calculul structurilor din beton la acțiuni seismice și alte acțiuni speciale. Comunicări. Brașov: Romania, 28-30 Iunie, 1994, vol.2, p.3-95 – 3-98.
6. Александров А.В., Карпенко Н.И., Шапошников Н.Н. О развитии новых направлений в теории расчета и проектирования строительных конструкций зданий и сооружений. Журнал "Промышленное и гражданское строительство", N4, 1994.
7. Ашкинадзе Г.Н., Мартынова Л.Д. Исследование работы зданий на натурном фрагменте. Сб. "Монолитное домостроение". М., ЦНИИЭП жилища, 1982.
8. Ашкинадзе Г. Н., Соколов М.Е. и др. Железобетонные стены сейсмостойких зданий. М., Стройиздат, 1988.
9. Ашкинадзе Г.Н., Скрипник Т.В. Экспериментальное исследование влияния технологических швов на напряженно-деформированное состояние монолитных стен. //Сборник «Монолитное домостроение.» ЦНИИЭП жилища М. 1982. С. 141-154.
10. Бабаков И.М. Теория колебаний. М., Гостехиздат, 1958.
11. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. М., Стройиздат, 1985.
12. Балан Т.А. Дискретные расчетные модели железобетонных конструкций при плоском напряженном состоянии с учетом нелинейных свойств бетона. Автореферат диссертации на соискание степени кандидата технических наук. НИИЖБ, М.1979.

13. Барков Ю.В., Глина Ю.В. Экспериментальные исследования работы монолитных зданий при испытании крупномасштабной модели. Сб. "Конструкции крупнопанельных зданий". М., ЦНИИЭПжилища, 1980.
14. Белов В.П. Монолитный железобетон. М., Изд. "Знание", 1977.
15. Бидный Г.Р., Клованич С.Ф., Осадченко К.А. Расчет железобетонных конструкций при сложном нагружении методом конечных элементов. Строительная механика, № 5, 1986.
16. Бидный Г.Р., Клованич С.Ф., Имас В.Г., Осадченко К.А. Исследование нелинейного деформирования стен бескаркасных жилых зданий методом конечных элементов. Сб. "Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов". М., ЦНИИЭПжилища, 1986.
17. Бориев В.С.-Г. Предельные состояния бетонных стен бескаркасных гражданских зданий при сложном нагружении. Сб. "Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов". М., ЦНИИЭПжилища, 1986.
18. Бориев В.С.-Г. Прочность плоскостных стеновых конструкций бескаркасных жилых зданий при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил. Автореферат диссертации ЦНИИЭПжилища. М., 1987.
19. Брусков Б.П. Вибрационные испытания натурального девятиэтажного фрагмента крупнопанельного здания. Сб. "Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов". М., ЦНИИЭПжилища, 1977.
20. Бычкова Н.С. Современные системы скользящих и самоподъемной опалубок. Экспресс- информация ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, серия "Специальные строительные работы", вып. С.М., 1986.
21. Бубуек И.В. Прочность, деформации и расчет стен монолитных жилых зданий при разрушении по наклонным сечениям. Автореферат. Диссертация кандидата технических наук. Москва, 1989. 25 с.
22. Булгаков Л.Д. Опыт архитектурной реконструкции жилого дома. Архитектура СССР, №12, 1934.
23. Вибрационные испытания 13-этажного сборно-монолитного жилого дома в г. Кишиневе. Отчет ЦНИИЭП жилища. М., 1975.
24. Временные указания по проектированию и строительству монолитных и сборно-монолитных зданий повышенной этажности в Молдавской ССР. РСН-13-77. Кишинев, 1977.
25. Друмя А.В., Гинсарь В.Н. и др. Карпатское землетрясение 1986 г. Кишинев, изд. Штиинца, 1990.

26. Залесов А.С. Новый метод расчета прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям. В кн. "Расчет и конструирование железобетонных конструкций". Вып. 39. Изд. НИИЖБ. М., 1977.
27. 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.
28. Залесов А.С. Сопротивление железобетонных элементов при действии поперечных сил. Теория и новые методы расчета прочности. Автореферат докторской диссертации. М., 1980.
29. Залесов А.С., Ильин О.Ф. Несущая способность железобетонных элементов при действии поперечных сил. "Бетон и железобетон", № 6, 1973.
30. Залесов А.С., Ильин О.Ф. Сопротивление железобетонных балок действию поперечных сил. Напряженное состояние перед разгрузением. Опыт разгрузки новой теории прочности балок в зоне действия поперечных сил. В: "Новое о прочности железобетона". М., Стройиздат, 1978.
31. Залесов А.С., Николаев В.Б., Рубин О.Д. Совершенствование методики расчета железобетонных элементов по наклонным сечениям. "Гидротехническое строительство", № 12, 1987.
32. Золотков А.С. Расчет прочности стен монолитных зданий на сейсмические воздействия. X-ая Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию, 9-13 сентября, 2013, г. Сочи, Российская Федерация, с. 96-97
33. Золотков А.С. Сейсмостойкость монолитных зданий. Кишинев. /Изд-во «Картя Молдовей», 2000 283 с.
34. Золотков А. С., Я. А. Айзенберг. Международные строительные нормы стран Содружества Независимых Государств. Строительство в сейсмических районах. В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2002, № 3, с. 27-56, ISSN 1681-6560.
35. Золотков А. Сейсмостойкое монолитное строительство в Молдове. В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2010, № 3, с. 28-46, ISSN 1681-6560.
36. Золотков А. Нормирование сейсмостойкого монолитного домостроения в Молдове. În: Buletinul Institutului de Geologie și Seismologie al AȘM. Chișinău, 2010, № 1, с. 25-31, ISSN 1857-0046.

37. Золотков А. Диагностика физического состояния зданий по их динамическим характеристикам. В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2010, № 6, с. 31-33, ISSN 1681-6560.
38. Золотков А. Метод теоретического изучения напряженно-деформированного состояния стен с повреждениями. В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2011, № 2, с. 30-34, ISSN 1681-6560.
39. Золотков А. Натурные виброиспытания фрагментов монолитных зданий. În: Buletinul Institutului de Geologie și Seismologie al AȘM. Chișinău, 2011, № 2, с. 22-26, ISSN 1857-0046.
40. Золотков А. Вибрационные испытания фрагментов монолитных зданий до разрушения. в: Инженерно-строительный журнал. Санкт-Петербург. 2012, № 1 (27), с.14 - 21, ISSN 2071-4726.
41. Золотков А. Метод расчета прочности стен монолитных зданий с учетом сейсмического воздействия. В: Бетон и железобетон. М., 1997, № 3, с. 30-33, ISSN 0005-9889.
42. Золотков А. Диагностика физического состояния зданий по их динамическим характеристикам в: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2010, № 6, с. 31-33, ISSN 1681-6560.
43. Золотков А. Проектирование монолитных железобетонных зданий в сейсмических районах Республики Молдова. Сборник научных трудов. Современные строительные конструкции из металла и древесины. Одесская Государственная Академия Строительства и Архитектуры. Одесса 2011. № 15, с. 68-75, ISBN 972-966-8169-35-9.
44. Золотков А. Теоретические основы определения физического состояния здания по их динамическим характеристикам. Научно-техническая конференция «30 лет образования КПИ им. С. Лазо». Кишинев: Кишиневский Политехнический Институт им. С. Лазо, 1994, с. 2
45. Золотков А. Новые принципы армирования сейсмостойких монолитных зданий. В: Стихия. Строительство. Безопасность. Тезисы докладов международной конференции. Владивосток: Россия, 8-12 сентября, 1997, 2 с.
46. Авдиенко А.П., Нечепорчук А. А., Золотков А. С. И др. ДБН В. 1.1-12:2006. Издание официальное. Государственные строительные нормы Украины. Строительство в сейсмических районах Украины. Киев, 2006. 84 с.
47. Измайлов Ю.В. Расчет стен бескаркасных зданий при разрушении по наклонному сечению. Журнал "Строительная механика и расчет сооружений", N 6, 1990.

48. Измайлов Ю.В. Сейсмостойкие монолитные здания. Кишинев, изд. "Картя Молдовеняскэ", 1989. 288 с.
49. Калиниченко Н.Н. Пространственные структуры монолитных жилых домов. Промышленное строительство и инженерные сооружения, N 4. Киев, 1986.
50. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. М., Стройиздат, 1976.
51. Квасников А.А., Семченков А.С., Макаренко С.К. Анализ экспериментально-теоретических исследований на сдвиг сопряжений сборных перекрытий В: Бетон и железобетон. М., 2008. №1. с. 2-6.
52. Кириллов А.П., Николаев В.П. Прочность строительных швов в железобетонных конструкциях гидротехнических сооружений. Обзор ИнформЭнерго. М., 1976.
53. Кириллов А.П., Николаев В.Б., Рубин О.Д. и др. Совершенствование метода расчета прочности наклонных сечений в элементах массивных железобетонных конструкций. "Гидротехническое строительство", N 4, 1984.
54. Кириллов А.П., Николаев О.Д., Лукша Л.К. Прочность железобетонных конструкций гидросооружений, имеющих блочные швы. "Гидротехническое строительство", N 12, 1979.
55. Кириллов А.П., Николаев В.Б., Рубин О.Д. и др. Учет влияния строительных швов на прочность массивных железобетонных конструкций. "Гидротехническое строительство", N 6, 1983.
56. Кислый В.В., Щеглов П.П. и др. О нормативном обеспечении экологической безопасности малоэтажного жилища. Жилищное строительство, N 2. М., 1994.
57. Коханенко М.П. Основные направления дальнейшего развития жилищного строительства. Жилищное строительство, N 2, М., 1987.
58. Кудзис А.П. Железобетонные и каменные конструкции. М., Изд. "Высшая школа", 1989.
59. Кукебаев М.М. Натурные испытания железобетонного сборного каркаса для сейсмостойких зданий. Сб. "Сейсмостойкость сборных крупноэлементных зданий". М., Госстройиздат, 1963.
60. Курдюкова Т.В. Особенности нелинейного деформирования и предельного состояния конструкций монолитных диафрагм жилых зданий. Сб. "Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов". М., ЦНИИЭП жилища, 1981.
61. Мамаева Г.В. Динамические характеристики каркасных зданий. "Строительная механика и расчет сооружений", N 5, 1998.

62. Мануилов Н. Н. Строительство 16-этажного жилого дома из монолитного бетона. Жилищное строительство, N 10, 1987.
63. Мартынова Н.Г. Прочность и деформативность вертикальных стыковых соединений стен бескаркасных монолитных зданий. Автореферат диссертации. М., ЦНИИЭПжилища, 1986.
64. Меркенбаева О.М. Блочно-переставная опалубка В. А. Загоронева. Инд. листок N 87. Алма-Ата, КазЦНТИС, 1987.
65. Методическое руководство по инженерному анализу последствий землетрясений. Изд. ЦНИИСК, М., 1984.
66. Михайлов Р.М. Теплый бетон. М., Стройиздат, 1928.
67. Ни В.Е. Результаты наблюдений за состоянием гидротехнических сооружений канала имени Москвы. "Гидротехническое строительство", 1977, Л 12, с. 28-33.
68. Николаев В.Б., Рубин О.Д. Совершенствование методов расчета и прочности железобетонных конструкций гидротехнических сооружений со строительными швами. Обзор ИнформЭнерго, 1986.
69. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. М., Изд. "Высшая школа", 1983.
70. Поляков С.В. Последствия сильных землетрясений. М., Стройиздат, 1978.
71. Пуме Д. Сопротивление неармированных соединений бетонных элементов срезу и сжатию. "Строительная механика и расчет сооружений", № 5, 1981.
72. Рекомендации по проектированию конструкций бескаркасных монолитных зданий. М., ЦНИИЭПжилища, 1976.
73. Рекомендации по разработке проектов жилых зданий из монолитного бетона. М., ЦНИИЭПжилища, 1978.
74. Рекомендации по рациональному применению конструкций из монолитного бетона для жилых и общественных зданий. М., ЦНИИЭПжилища, 1983.
75. Рекомендации по расчету и конструированию монолитных и панельных стен жилых зданий для сейсмических районов. М., ЦНИИЭПжилища, 1988.
76. Республиканские строительные нормы. РСН-13-87. Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР. Часть I . Кишинев: Тимпул, 1988.108 с.
77. Рубин О.Д. Прочность наклонных сечений в элементах массивных железобетонных конструкций гидротехнических сооружений со строительными швами. Диссертация. М., 1984.

78. Савин С.Н., Демишин С.В., Ситников И.В. Мониторинг уникальных объектов с использованием динамических параметров по ГОСТ Р 53778-2010 // Инженерно-строительный журнал. 2011. №7(25). С. 33-39
79. Сахновский К.В. Железобетонные конструкции. М., Госстройиздат, 1959.
80. Синельников И.Ю. О влиянии рабочих швов бетонирования на жесткость сейсмостойких зданий. Сб. "Совершенствование методов расчета и конструирования зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. Ташкент, изд. "ФАН", 1976
81. Скрипник Т.В. Напряженное состояние монолитных стен бескаркасных зданий в зонах высокой сейсмичности. Сб. "Конструкции полносборных жилых зданий". М., ЦНИИЭПжилища, 1983.
82. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Москва:Стройиздат, 1985. 30с.
83. СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». Москва:2012. 155 с.
84. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах. Москва: Стройиздат, 1985. 79 с.
85. СНиП 2.02.05.-87 Фундаменты машин с динамическими нагрузками. Стройиздат. Москва. 1988.
86. Технология быстрого возведения малоэтажных зданий. Бюллетень строительной техники, № 8. М., 1994.
87. Чеботарь В., Рэйляну И., Золотков А. и др. Обеспечение сейсмостойкости зданий и сооружений в Республике Молдова. Informație de sinteză, Chișinău: 1997, 29 с.
88. Уваров Б.С. Дома из бетона. "Строительная промышленность", № 9, 1936.
89. Шаблинский Г. Э., Зубков Д. А., Румянцев А. А., Исайкин А. С. Сравнительный анализ собственных колебаний главного корпуса Ново-Воронежской АЭС по результатам расчетов и экспериментальных исследований в натуральных условиях. В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2010, № 3, с. 68-72.
90. Шаблинский Г. Э., Румянцев А. А., Зубков Д. А. С. Экспериментальные натурные исследования сейсмостойкости 16-ти этажного объемно-блочного здания и идентификации его расчетной схемы. В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2010, № 1, с.32-38

91. Шаповалова О.Я. Возведение здания отеля с использованием тоннельной опалубки. Экспресс информация. Серия "Технология строительного-монтажных работ", вып.9.М., ВНИИИС Госстроя СССР, 1987.
92. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary. American Concrete Institute. Farmington Hills, Michigan. 2008. 350 p.
93. ACI, 2005, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05), Section 10.11.1, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan. SEAOC
94. Alexander C.M., Heichebrecht F.C., Tso W.K. Cyclic Load Tests on Shear Wall Panels. Proc. V-WCEE, Rome, 1973.
95. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. (ACI 318-11) American Concrete Institute, August, 2011.
96. Barda F, Hanson J.M., Gorley 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.
97. Beekhi W.J. An Experimental Study of Squat Shear Walls. Master of Engineering Report Department of Civil Engineering. University of Conterburg, Cristchurch. - New Zealand, 1971.
98. Bubuioc I., Zolotcov A., Izmailov Iu. Experemental substantiation of reinforcement philosophy regarding strengthening of walls of aseismic monolithic buildings. //Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering. Paris. France. September 6-11. 1998. Volume of Abstracts. Pp. 603.
99. Cardenas A.E., Russele H.G. Gorley W.G. Strength of Low-Rise Structural Walls. Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces, SP - 63, American Concrete Institute, Detroit, 1980.
100. Coull F., Abu El Magd S.A., Analysis of Wide-Flanged Snear Wall Structures. Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces. Sp-63, American Concrete Institute, Detroit, 1980.
101. EN 1998-1:2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. 193 p.
102. EN 1992-2-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. 209 p.
103. Fiorato A.F., Oesterle R.G., Carpenter Jr., Carpenter I.E. Reversing load tests of five isolated structural walls. Proc. Intern. on ESE. St. Lous, Missouri, 1975

104. Franklin H.A. Non-linear Analysis of Reinforced Concrete Frames and Panels. Ph.D. Dissertation. Dept. of Civil Engineering. Univ. of California. Berkeley, 1970.
105. Gan C.J., X.L. Luand, W. Wang. Seismic behavior of steel plate reinforced concrete shear walls. //Proceedings of the Fourteenth World Conference on Earthquake Engineering. October 12-17, 2008, Beijing, China.
106. Hans I. Archundia-Aranda1 and Arturo Tena-Colunga. Cyclic behavior of reinforced concrete haunched beams failing in shear. //Proceedings of the Fourteenth World Conference on Earthquake Engineering. October 12-17, 2008, Beijing, China.
107. Hernandez O.B., Zermeno M.E. Strength and Behaviour of Structural Walls with Shear Failure. Proc. 7 WCEE, Istanbul, 1980.
108. Jimenez 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.
109. Jimenez R., White R.N., Gergeley P. Bond and Dowel Capacities of Reinforced Concrete. ACI Journal, Proc. v.76, N 1, Jan. 1979.
110. Lacombe G., Pommeret M. Les joints structurandans les constructions en grands panneau prefabriques. Annales de panneau JTBTP., N.134. Fev., 1974.
111. Al-Mahaidi R.H. Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members. Ph.D. Thesis, Cornell University, Ithaca, May, 1978.
112. Mau S. T. and Hsu T. T. C. Shear Design and Analysis of Low-Rise Structural Walls. // Journal of the American Concrete Institute.Proceedings. Volume 83. No. 2. March-April. 1986. Pp. 306-315.
113. Mirza M.S. Study of the Behaviour of Coupled Sheawall Systems. Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces. AP-63. American Concrete Institute. Detroit, 1980.
114. Mochizuki S. Experiment on slip strength of horizontal of precast concrete multi-story shear walls. //Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco. Mexico. June 23-28. 1996. Volume of Abstracts. Pp. 458.
115. Ngo D.A. Network Topological Approach to the Finite Element Analysis of Progressive Crack Growth in Concrete Members. Ph.D.Dissertation. Division of Structural Engineering and Structural Mechanics. University of California. Berkeley, 1975.
116. Ngo D., Franklin H.F., Scordelis A.C. Finite Element Study of Reinforced Engineering University of California. Bekerley, 1970.

117. Ngo D., Scordelis A. Finite Element Analysis of R.C. Beams, ACI Journal. Proc., Vol.64, 1967.
118. Nilson A.H. Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the Finite Element Method. Journal of the American Concrete Institute. Vol.63, N0, 1968.
119. Nicula I., Popescu P., Stanescu M., Stefanescu M. Some recent experimental investigation on reinforced concrete large panels and connections. RILEM 81 CP Meeting CIB W 23 Meeting. Copenhagen, 1985.
120. NZS 4203:1992. Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings. Standards Association of New Zealand. New Zealand. 1992. 52 p.
121. 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.
122. Park R., Paul T. Reinforced Concrete Structures. Wiley, 1975.
123. Paul F. Rice, Edward S. Hoffman, David P. Gustafson, Albert J. Gouwens. Structural Design Guide to the AICI Building Code. New York: Van Nostrand Reinhold Company Inc. 1985. 477 p.
124. 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.
125. 209. Paulay, T., Park, R. and Phillips, M.H. Horizontal Construction Joints in Cast in Place Reinforced Concrete //Shear in Reinforced Concrete. ACI Special Publications SP 42. Detroit. Volume 2. 1974.Pp. 599-616.
126. Paulay T., Priestley M., Syng A. Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls. ACI Journal. July-August, 1982.
127. Paulay T., Loeber P.J. Shear Transfer by Aggregate Interlock. Shear in Reinforced Concrete. Sp-42. American Concrete Institute. Detroit. 1974.
128. Paulay T.A. Critique of the Special Provisions for Seismic Design of the Building Code Requirements for reinforced Concrete, ACI Journal, March-April, 1986.
129. Soroushian P, Obaseki K., Rojas M., Sim J. Proc. ACI Journal July-Aug. 1986.
130. Scarpas A. Nonlinear Finite Elements Analysis of Reinforced Concrete Members. Ph.D. Dissertation. Dept. of Civil Engineering. Athens National Technical University, 1981.

131. Tassios T.P. Advances in earthquake-resistant design of concrete structures. //Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco. Mexico. June 23-28. 1996. Volume of Abstracts. P. 15.
132. Tassios T., Lefas J., Lulurgas S. Response Degradation and Hysteretic Damping of Reinforced Concrete Linear Elements and Shear Walls Under Large Cyclic Post Yielding Deformations, NTU Report, Athens, 1983.
133. Takahashi J., Shibata A., Shiga T., The Hysteretic Behaviour of Shear Walls in the Building of Tohoku University During the MIYAGI-KRN-OKI Earthquake. Proc. of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering. San Francisco, 1984.
134. Tebbe J., Aktan H.M. Shear Transfer Behaviour of RC Wall Structural Systems under Cyclic Loads. Proc. of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering. San-Francisco, 1984.
135. Vecchio F. Collins M. The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. ACI Journal, March-April, 1986.
136. Zolotcov A. Assessment of earthquake resistance of buildings by their dynamic characteristics. //Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering. Paris. France. September 6-11. 1998. Volume of Abstracts. p. 519.
137. Zolotcov A. Determination of buildings condition by their dynamic characteristics. //Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco. Mexico. June 23-28. 1996. Volume of Abstracts. p. 508.
138. Zolotcov A., Izmailov Iu. Vibrational tests on sections of monolithic building at high levels of loading. //Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco. Mexico. June 23-28. 1996. Volume of Abstracts. p. 514.
139. Zolotcov A. The calculation of reinforced concrete walls under seismic action. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Volume of Abstracts. Vancouver: Canada. August 1-6. 2004

ПРИЛОЖЕНИЕ № 1

Пример расчета прочности монолитной стены по аналитическому методу автора

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТОВ

$$\begin{aligned}
 N_i &= 3060 \text{ кН}; & R_b &= 17,17 \text{ МПа}; & R_{bsh} &= 3,84 \text{ МПа}; & A_s &= A'_s = 27,4 \text{ см}^2; \\
 n &= 11,8; & R_s &= 416,0 \text{ МПа}; & \operatorname{tg} \beta &= \operatorname{tg} 22^\circ = 0,4; & \operatorname{tg} \alpha &= \operatorname{tg} 30^\circ = 0,577 \\
 L &= 640 \text{ см}; & H_e &= 264 \text{ см}; & b = h'_f &= 20 \text{ см}; & b'_f &= 60 \text{ см}; \\
 h_p &= 16 \text{ см}; & c &= 544 \text{ см}; & a = a' &= 24 \text{ см}.
 \end{aligned}$$

Примем $\psi_s = 0,4$.

Схема приложения инерционных сил дана на рис. 5.4.

ПРИМЕР РАСЧЕТА

$$Z_N = 0,5L - a = 0,5 \times 640 - 24 = 296 \text{ см.}$$

$$\sum_{k=0}^n S_k = 230,7 + 196,0 + 164,0 + 128,5 + 85 + 21 = 825,0 \text{ кН}$$

$$M_o = 2,8(230,7 \times 6 + 196 \times 5 + 164 \times 4 + 128,5 \times 3 + 85 \times 2 + 2,1) = 10070 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Z_Q = \frac{10070}{825} = 12,1 \text{ м.}$$

Составим расчетные уравнения (5.57.)... (5.59.):

$$N_i = 171,7 \left\{ 0,47 \left[20x + \frac{2x-20}{x} (60-20)20 \right] + 11,8 \cdot 27,4 \frac{x-24}{x} \right\} - 0,4 \cdot 27,4 \cdot 4160 + N_t,$$

откуда,

$$N_t = 166952 - 1614x + \frac{2623396}{x};$$

$$Q_i = 0,74 \cdot 38,4 \left[20x + \frac{16000}{x} \right] + 0,7 \left(166952 - 1614x + \frac{2623396}{x} \right) = 116866 - 561,5x +$$

$$+ \frac{2291033}{x};$$

$$\left(116866 - 561,5x + \frac{2291033}{x} \right) 1210 = 171,7 \left[0,47 \cdot 20(616 - x/3) + 456464 - (1 - 10/x) + \right.$$

$$\left. + 191394(1 - 24/x) \right] + (166952 - 1614x + 2623396/x) \cdot \left\{ 2/3 \cdot [640 - 280 \cdot 0,4 + 0,5 \times \right.$$

$$\left. \times 264 \cdot 0,577 - x \right] - 24 + 0,7 \cdot 280 \left. \right\} - 306000 \cdot 296$$

После необходимых преобразований получим:

$$x^3 + 11644x^2 - 49227x - 5200453 = 0,$$

откуда $x = 87,1 \text{ см}$. Далее определим $N_t = 564,92 \text{ кН}$ и $Q_i = 942,63 \text{ кН}$, т.е.

отклонение от экспериментального значения Q_i составило 8%.

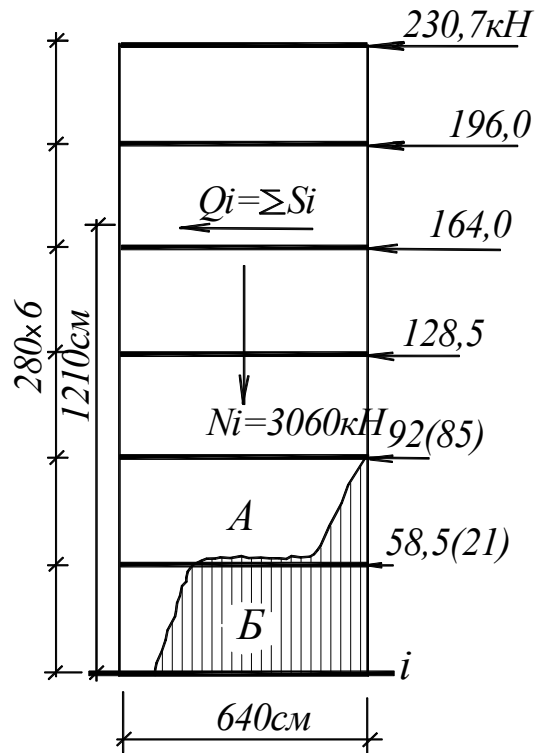


Рис. 5.4. К примеру расчета.

Расчет данной стены был повторен при различных значениях коэффициента ψ_x .

Полученные результаты (рис. 5.4.) свидетельствуют, что при отклонении ψ_x от величины 0,4 в диапазоне 0,3...0,5 значение Q изменяется в пределах $\pm 5\%$.

ПРИЛОЖЕНИЕ № 2

Приказ об утверждении нормативного документа «Изменение № 1 нормативного документа NCM F.02.02-2006 «Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat»

**Acte ale Ministerului Dezvoltării Regionale și Construcțiilor
al Republicii Moldova****355 ORDIN****cu privire la aprobarea Catalogului documentelor
normative în construcții în vigoare pe teritoriul Republicii
Moldova la data de 1 martie 2014**

În temeiul Regulamentului Ministerului Dezvoltării Regionale și Construcțiilor al Republicii Moldova, aprobat prin Hotărârea Guvernului nr. 662 din 10 noiembrie 2009; în conformitate cu prevederile NCM A.01.03-96 „Principiile și metodologia reglementării în construcții. Modul de elaborare a documentelor normative”; având în vedere procesul-verbal nr.16 din 26.12.2013 al ședinței Comitetului tehnic CT-C 01 „Normative și standarde metodico-organizatorice”,

ORDON:

1. Se aprobă Catalogul documentelor normative în construcții în vigoare pe teritoriul Republicii Moldova la data de 1 ianuarie 2014.
2. Catalogul menționat se pune în aplicare începând cu data de 01.03.2014.

**MINISTRUL DEZVOLTĂRII
REGIONALE ȘI CONSTRUCȚIILOR**

Nr. 22a. Chișinău, 28 februarie 2014.

3. Direcția reglementări tehnico-economice va:
 - efectua înregistrarea acestui Catalog în modul stabilit;
 - asigura publicarea prezentului ordin în Monitorul Oficial al Republicii Moldova;
 - amplasa Catalogul documentelor normative în construcții pe pagina web a Ministerului Dezvoltării Regionale și Construcțiilor: www.ednc.gov.md, la rubrica „Normative în construcții”, iar ordinul pe www.mdrc.gov.md, la rubrica „Transparența decizională – Documente aprobate”.
 - asigura multiplicarea și publicarea Catalogului documentelor normative în construcții în modul stabilit.
4. Controlul asupra executării prezentului ordin se pune în sarcina dlui Anatolie Zolotcov, viceministru.

Marcel RĂDUCAN

356 ORDIN**cu privire la aprobarea documentului normativ
Modificarea nr. 1 MD la documentul normativ
NCM F.02.02-2006 „Calculul, proiectarea
și alcătuirea elementelor de construcții din beton
armat și beton precomprimat”**

În temeiul Regulamentului Ministerului Dezvoltării Regionale și Construcțiilor al Republicii Moldova, aprobat prin Hotărârea Guvernului nr. 662 din 10 noiembrie 2009; în conformitate cu prevederile NCM A.01.03-96 „Principiile și metodologia reglementării în construcții. Modul de elaborare a documentelor normative”; având în vedere procesul-verbal nr. 01 din 23.01.2014 al ședinței Comitetului tehnic CT-C F.02 „Construcții din beton și beton armat”,

ORDON:

1. Se aprobă documentul normativ Modificarea nr. 1 MD la documentul normativ NCM F.02.02-2006 „Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat”.
2. Documentul normativ Modificarea nr. 1 MD la documentul normativ NCM F.02.02-2006 „Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat” se pune în aplicare începând cu data de 01.03.2014.

**MINISTRUL DEZVOLTĂRII
REGIONALE ȘI CONSTRUCȚIILOR**

Nr. 27. Chișinău, 10 martie 2014.

tarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat” se pune în aplicare începând cu data de 01.03.2014.

3. Direcția reglementări tehnico-economice va:
 - efectua înregistrarea acestui document normativ în modul stabilit;
 - asigura publicarea prezentului ordin în Monitorul Oficial al Republicii Moldova;
 - amplasa prezentul document normativ în construcții pe pagina web a Ministerului Dezvoltării Regionale și Construcțiilor: www.ednc.gov.md;
 - asigura multiplicarea și publicarea normativului în modul stabilit.
4. Controlul asupra executării prezentului ordin se pune în sarcina dlui Anatolie Zolotcov, viceministru.

Marcel RĂDUCAN



ORDIN
ПРИКАЗ

"10" martie 2014

Nr. 27

mun. Chișinău

Cu privire aprobarea documentului normativ
Modificarea nr. 1 MD la documentul normativ
NCM F.02.02-2006 „Calculul, proiectarea și
alcătuirea elementelor de construcții din beton
armat și beton precomprimat”

În temeiul Regulamentului Ministerului Dezvoltării Regionale și Construcțiilor al Republicii Moldova, aprobat prin Hotărârea Guvernului nr. 662 din 10 noiembrie 2009;

În conformitate cu prevederile NCM A.01.03-96 „Principiile și metodologia reglementării în construcții. Modul de elaborare a documentelor normative”.

Având în vedere procesul verbal nr. 01 din 23.01.2014 al ședinței Comitetului Tehnic CT-C F.02 „Construcții din beton și beton armat”,

ORDON:

1. Se aprobă documentul normativ Modificarea nr. 1 MD la documentul normativ NCM F.02.02-2006 „Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat”.

2. Documentul normativ Modificarea nr. 1 MD la documentul normativ NCM F.02.02-2006 „Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat” se pune în aplicare, începând cu data de 01.03.2014.

3. Direcția reglementări tehnico - economice va:

- efectua înregistrarea acestui document normativ în modul stabilit;
- asigura publicarea prezentului ordin în Monitorul Oficial al Republicii Moldova;
- amplasa prezentul document normativ pe pagina web a documentelor normative în construcții al Ministerului Dezvoltării Regionale și Construcțiilor: www.ednc.gov.md;
- asigura multiplicarea și publicarea normativului în modul stabilit.

4. Controlul asupra executării prezentului ordin se pune în seama dlui Anatolie Zolotcov, viceministru.

Ministru

Marcel RĂDUCAN

Elaborat	P. Eremeev	
Coordonat:	A. Zolotcov	
	Gh. Croitoru	
	V. Gaina	

Акты Министерства регионального развития и строительства Республики Молдова

355 ПРИКАЗ
об утверждении Каталога нормативных документов в строительстве, действующих на территории Республики Молдова на 1 марта 2014 г.

На основании Положения о Министерстве регионального развития и строительства, утвержденного Постановлением Правительства № 662 от 10.11.2009 г; в соответствии с требованиями нормативного документа NCM A.01.03-96 «Принципы и методология нормирования в строительстве. Порядок разработки нормативных документов»; принимая во внимание протокол № 16 от 26.12.2014 г. заседания Технического комитета СТ-С 01 «Бетонные и железобетонные конструкции», ПРИКАЗЫВАЮ:

1. Утвердить Каталог нормативных документов в строительстве, действующих на территории Республики Молдова на 1 марта 2014 г.
2. Указанный каталог ввести в действие с 1.03.2014 г.
3. Управлению технико-экономического регламентирования:

- осуществить регистрацию указанного каталога в установленном порядке;
 - обеспечить опубликование настоящего приказа в Monitorul Oficial al Republicii Moldova;
 - разместить Каталог нормативных документов в строительстве на web-странице Министерства регионального развития и строительства www.ednc.gov.md в рубрике „Normative in constructii” и настоящий приказ на web-странице www.mdrc.gov.md, в рубрике „Transparență decizională – Documente aprobate”;
 - обеспечить размножение и опубликование Каталога нормативных документов в строительстве в установленном порядке.
4. Контроль за исполнением настоящего приказа возложить на г-на Анатолия ЗОЛОТКОВА, заместителя министра.

МИНИСТР РЕГИОНАЛЬНОГО РАЗВИТИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА

№ 22а. Кишинэу, 28 февраля 2014 г.

Марчел РЭДУКАН

356 ПРИКАЗ
об утверждении нормативного документа «Изменение № 1 к нормативному документу NCM F.02.02-2006 «Расчет, проектирование и методика изготовления элементов из обычного и преднапряженного железобетона»

На основании Положения о Министерстве регионального развития и строительства, утвержденного Постановлением Правительства № 662 от 10.11.2009 г; в соответствии с требованиями нормативного документа NCM A.01.03-96 «Принципы и методология нормирования в строительстве. Порядок разработки нормативных документов»; принимая во внимание протокол № 01 от 23.01.2014 г. заседания Технического комитета СТ-С F.02 «Бетонные и железобетонные конструкции», ПРИКАЗЫВАЮ:

1. Утвердить нормативный документ «Изменение № 1 к нормативному документу NCM F.02.02-2006 «Расчет, проектирование и методика изготовления элементов из обычного и преднапряженного железобетона».
2. Нормативный документ «Изменение № 1 к нормативному документу NCM F.02.02-2006 «Расчет, проектирование и методика изготовления элементов из обычного

и преднапряженного железобетона» ввести в действие с 1.03.2014 г.

3. Управлению технико-экономического регламентирования:

- осуществить регистрацию указанного нормативного документа в установленном порядке;
- обеспечить опубликование настоящего приказа в Monitorul Oficial al Republicii Moldova;
- разместить указанный нормативный документ на web-странице нормативных документов Министерства регионального развития и строительства www.ednc.gov.md;
- обеспечить размножение и опубликование нормативного документа в установленном порядке.

4. Контроль за исполнением настоящего приказа возложить на г-на Анатолия ЗОЛОТКОВА, заместителя министра.

МИНИСТР РЕГИОНАЛЬНОГО РАЗВИТИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА

№ 27. Кишинэу, 10 марта 2014 г.

Марчел РЭДУКАН

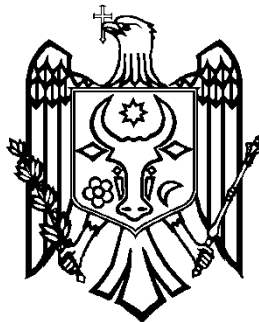
357 ПРИКАЗ
о приостановке действия Приказа № 14 от 1.02.2013 г. «Об утверждении нормативного документа NCM G.05.01-2012 «Газораспределительные системы»

На основании Положения о Министерстве регионального развития и строительства, утвержденного Постановлением Правительства № 662 от 10.11.2009 г; в соответствии с требованиями нормативного документа NCM A.01.03-96 «Принципы и методология нормирования в строительстве. Порядок разработки нормативных документов» ПРИКАЗЫВАЮ:

1. Приостановить действие Приказа № 14 от 1.02.2013 «Об утверждении нормативного документа NCM G.05.01-2012 «Газораспределительные системы» в связи с внесением некоторых изменений в этот документ.

2. Восстановить действие нормативного документа NCM G.05.01-2006 «Газораспределительные системы» начиная с 3.03.2014 г. до внесения изменений в нормативный

REPUBLICA



MOLDOVA

NORMATIV ÎN CONSTRUCȚII

CONSTRUCȚII DIN BETON ȘI BETON ARMAT

**CALCULUL, PROECTAREA ȘI ALCĂTUIREA
ELEMENTELOR DE CONSTRUCȚII DIN BETON ARMAT ȘI
BETON PRECOMPRESAT**

NCM F.02.02 - 2006

EDIȚIE OFICIALĂ

**AGENȚIA CONSTRUCȚII ȘI DEZVOLTARE A TERITORIULUI
A REPUBLICII MOLDOVA**

CHIȘINĂU * 2006

Modificare nr. 1 la NCM F.02.02-2006 Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat. Se introduce pct. 5.2.10 cu următorul conținut:

5.2.10 Se admite adoptarea schemei de calcul a rezistenței pereților structurali din beton armat în secțiunea orizontală și înclinată a clădirilor din beton armat monolit, construite cu utilizarea elementelor mari de cofraj și/sau cofraj modular-spațial, conform fig. П1-1.

Condiția de rezistență conform secțiunii orizontale de calcul i (a se vedea fig.П1-1, б) se prezintă sub formă de un sistem de ecuații:

$$N_i = N_b + N'_s - N_s - N_{sq} - T_{s.inc} \cdot \cos \gamma; \quad (\text{П1-1})$$

$$Q_i = Q_b + T_{s.inc} \cdot \sin \gamma \quad (\text{П1-2})$$

$$M_{i(o)} = Q_i Z_Q = N_b Z_b + N'_s Z'_s - N_i Z_n - N_{sq} Z_{sq} - T_{s.inc} Z_{s.inc} \quad (\text{П1-3})$$

Pentru modelul de calcul cu secțiunea înclinată i (vezi fig. П1-1, в) condițiile de echilibru vor avea forma:

$$N_i = N_b + N'_s - N_s + N_t - N_{sq} - T_{s.inc} \cdot \cos \gamma; \quad (\text{П1-4})$$

$$Q_i = Q_b + Q_t + Q_{sw} + T_{s.inc} \cdot \sin \gamma; \quad (\text{П1-5})$$

$$M_{i(o)} = Q_i Z_Q = N_b Z_b + N'_s Z'_s + N_t Z_t + Q_t Z_{qt} - N_{sq} Z_{sq} + Q_{sw} Z_{sw} + T_{s.inc} Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (\text{П1-6})$$

În relațiile ((П1-1)... (П1-6):

N_i - rezultanta sarcinii verticale pentru secțiunea i de calcul, care cuprinde toate forțele exterioare, aplicate în secțiunea de calcul (orizontală sau înclinată);

Q_i - forța tăietoare de la sarcina exterioară orizontală în secțiunea i . Pentru modelul de calcul al peretelui (Figura П1-1,в) Q_i se determină ținând cont de forța S_i , care se distribuie între blocurile «А» și «Б»;

$M_{i(o)}$ - suma momentelor în raport cu punctul O al forțelor orizontale S_k ;

$$M_{i(o)} = \sum_{k=i+1}^n S_k h_k \quad (\text{П1-7})$$

Valoarea $M_{i(o)}$ se determină altfel, ca un moment al rezultantei forțelor orizontale S_k în raport cu punctul O , aflat la intersecția secțiunii i cu linia de acțiune a efortului N_s (Figura П1-1,в).

$$M_{i(o)} = Z_Q Q_i \quad (\text{П1-8})$$

$$Z_Q = \frac{\sum_{k=i+1}^n S_k h_k}{\sum_{k=i+1}^n S_k} \quad (\text{II-9})$$

$N_{sq}, Q_{sw}, T_{s.inc}$ – rezultanta eforturilor unitare, corespunzător în barele de câmp verticale și înclinate, intersectate de secțiunea de calcul;

N_t – rezultanta eforturilor unitare σ_y pe sectorul orizontal al secțiunii înclinate de calcul;

Q_t – rezultanta forțelor de frecare pe sectorul orizontal al secțiunii înclinate de calcul;

Q_b – rezistența zonei comprimate a betonului la forfecare;

N_b – rezultanta eforturilor unitare σ_y în zona comprimată a peretelui;

C – proiecția verticală a secțiunii înclinate de calcul (Figura II-2);

$$C = H_e + h_p + H_e$$

x – lungimea zonei comprimate a peretelui;

$Z_b, Z'_s, Z_N, Z_t, Z_{qt}, Z_{sq}, Z_{sw}, Z_{s.inc}$ – brațele forțelor corespunzătoare în raport cu punctul O ;

N_s, N'_s – rezultanta eforturilor unitare corespunzător în armătura de contur întinsă și comprimată în secțiunea de calcul;

$$N'_s = nR_b A'_s \frac{x - a'}{x}, \quad (\text{II-10})$$

în care, A'_s – aria secțiunii transversale a armăturii S' .

Formula (II-10) este valabilă în cazul $nR_b \leq R_{sc}$. La nerespectarea acestei condiții în Formula (II-10) nR_b se substituie cu R_{sc} (în care, $n = E_s/E_b$).

În secțiunile de calcul:

$$\text{orizontale: } N_s = R_s A_s, \quad (\text{II-11})$$

$$\text{înclinate: } N_s = \psi_s R_s A_s, \quad (\text{II-12})$$

în care, A_s – aria secțiunii transversale a armăturii S ,

ψ_s – coeficient egal cu $\psi_s = 0,4$,

Valorile eforturilor, cuprinse în relațiile (II-1)... (II-6) se determină pentru două cazuri de funcționare a peretelui: $x \leq h'_f$ și $x > h'_f$.

În ambele cazuri, se respectă principiul:

$$G = G_{(p)} + G_{(n)} \quad (\text{II-13})$$

în care, G – rezultanta eforturilor în zona comprimată a secțiunii peretelui,

$G_{(p)}, G_{(n)}$ – partea rezultantei efortului G , care acționează corespunzător în inima și bulbii secțiunii peretelui.

Verificarea rezistenței pentru secțiunea de calcul i a peretelui se efectuează din condiția:

Pentru secțiune orizontală:

a) la $x \leq h'_f$

$$N_i = R_b \left(0,47b'_f x + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right) - R_s A_s - q_{sq} (L - h_f - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} \cos \gamma \quad (\text{II-14})$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} [b + 0,7(b'_f - b)]x + A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \sin \gamma \quad (\text{II-15})$$

$$M_{i(o)} = R_b \left[0,47b'_f x \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + nA'_s \frac{x-a'}{x} (L - a - a') \right] - 0,5q_{sq} (L - h_f - x - S_q) \times \\ \times (L - a - x - S_q) - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (\text{II-16})$$

b) la $x > h'_f$

$$N_i = R_b \left\{ 0,47 \left[bx + \frac{2x - h'_f}{x} (b'_f - b) h'_f \right] + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right\} - R_s A_s - q_{sq} (L - h_f - x - S_q) - \\ - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \sin \gamma \quad (\text{II-17})$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} \left[bx + \left(1,04 - 0,44 \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) \frac{h'^2_f}{x} \right] + A_{s.inc} R_{s.inc} \sin \gamma \quad (\text{II-18})$$

$$M_{i(o)} = R_b \left\{ 0,47 \left[bx \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + \frac{2x - h'_f}{x} (b'_f - b) h'_f \left(L - a - \frac{h'_f}{3} \cdot \frac{3x - 2h'_f}{2x - h'_f} \right) \right] + nA'_s \frac{x-a'}{x} (L - \\ a - a') \right\} - 0,5q_{sq} (L - h_f - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} Z_{s.inc} - N_i Z_N. \quad (\text{II-19})$$

Pentru secțiunea înclinată:

a) la $x \leq h'_f$

$$N_i = R_b \left(0,47b'_f x + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right) - \psi_s R_s A_s + N_t - q_{sq} (L - h_f - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} \cos \gamma \quad (\text{II-20})$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} [b + 0,7(b'_f - b)]x + fN_t + q_{sw}(c - S_w) + A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \sin\gamma \quad (\text{II-21})$$

$$M_{i(o)} = R_b \left[0,47b'_f x \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + nA'_s \frac{x-a'}{x} (L - a - a') \right] + N_t \left\{ \frac{2}{3} [L - (H_e + h_p)tg\beta + 0,5H_e tg\alpha - x] - a + f(H_e + h_p) \right\} - 0,5q_{sq}(L - h_f - t - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) + 0,5q_{sq}(c - S_w)^2 - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (\text{II-22})$$

6) la $x > h'_f$

$$N_i = R_b \left\{ 0,47 \left[bx + \frac{2x-h'_f}{x} (b'_f - b)h'_f \right] + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right\} - \psi_s R_s A_s + N_t - q_{sq}(L - h_f - t - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} \cos\gamma \quad (\text{II-23})$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} \left[bx + \left(1,04 - 0,44 \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) \frac{h'_f}{x} \right] + fN_t + q_{sw}(c - S_w) + A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \sin\gamma \quad (\text{II-24})$$

$$M_{i(o)} = R_b \left\{ 0,47 \left[bx \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + \frac{2x-h'_f}{x} (b'_f - b)h'_f \left(L - a - \frac{h'_f}{3} \cdot \frac{3x-2h'_f}{2x-h'_f} \right) \right] + nA'_s \frac{x-a'}{x} (L - a - a') \right\} + N_t \left\{ \frac{2}{3} [L - (H_e + h_p)tg\beta + 0,5H_e tg\alpha - x] - a + f(H_e + h_p) \right\} - 0,5q_{sq}(L - h_f - t - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) + 0,5q_{sw}(c - S_w)^2 - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (\text{II-25})$$

$$Z_t = \frac{2}{3} [L - (H_e + h_p)tg\beta + 0,5tg\alpha - x] - a. \quad (\text{II-26})$$

în care, f - coeficient de frecare, $f = 0,7$;

q_{sq}, q_{sw} - efortul de calcul corespunzător în barele verticale și orizontale ale armăturii de câmp;

$$q_{sq} = \frac{A_{sq} R_{sq}}{S_q}, \quad (\text{II-27})$$

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} R_{sw}}{S_w}, \quad (\text{II-28})$$

în care, A_{sq}, A_{sw} - aria secțiunii transversale a unei suprafețe corespunzător în barele verticale și orizontale a armăturii de câmp,

R_{sq}, R_{sw} - rezistența de calcul corespunzător în barele verticale și orizontale ale armăturii de câmp,

S_q, S_w - distanța (pasul) corespunzător în barele verticale și orizontale ale armăturii de câmp,

a, a' - distanța de la muchia exterioară pînă la punctul de aplicare a rezultantei eforturilor corespunzător în armătura întinsă și comprimată.

Expresia $h'_f(3x - 2h'_f)/3(2x - h'_f)$ din formulele (Π1-19) și (Π1-25) se înlocuiește cu $0,45h'_f$.

Rezistența betonului la forfecare (R_{bsh}) din formulele (Π1-15), (Π1-18), (Π1-21) și (Π1-24)

se determină cu formula $R_{bsh} = \sqrt{0,5R_b R_{bt}}$.

Valoarea segmentului t a traiectoriei de calcul a fisurii critice poate fi găsită din expresia (Figura 2):

$$t = L - x - tg\beta(H_e + h_p) - tg\alpha \cdot H_e \quad (\text{Π1-29})$$

$$\alpha = 16,2\beta_p, \quad \beta = 9,6\beta_p, \quad (\text{Π1-30})$$

în care, $\beta_p = L / (H_e + h_p)$,

L - lungimea peretelui,

H_e - înălțimea etajului în lumină,

h_p - grosimea planșeului.

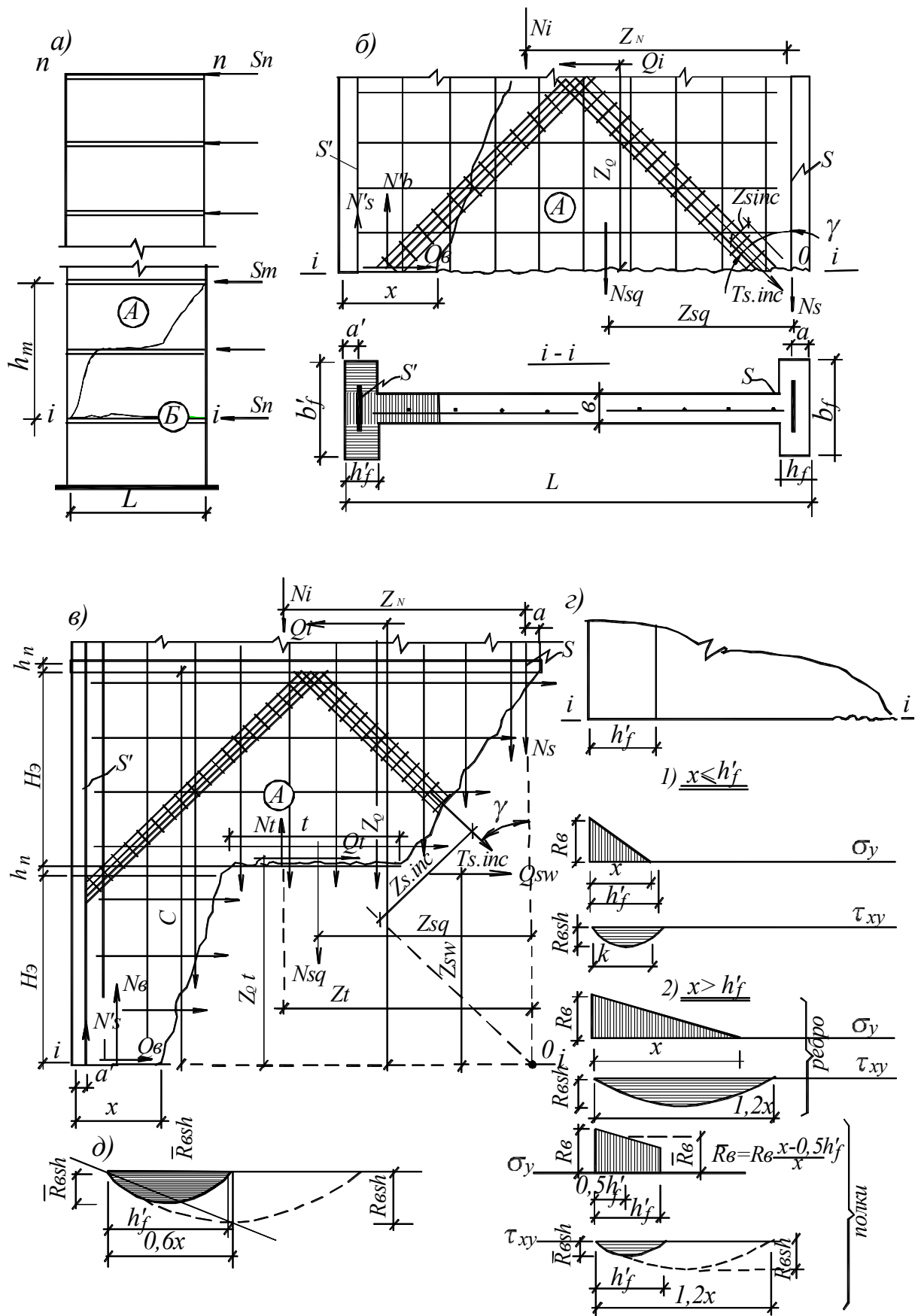


Fig. III-1 Schema de calcul a rezistenței pereților structurali din beton armat, construiți cu utilizarea elementelor mari de cofraj și/sau cofraj modular-spațial

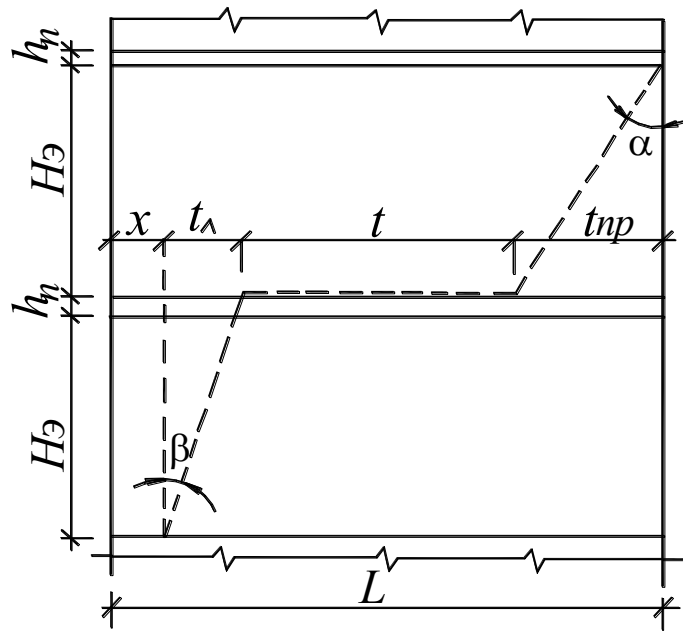


Fig. III-2. Traectoria de calcul a fisurii critice

ПРИЛОЖЕНИЕ № 3

Приказ об утверждении нормативного документа «Изменение № 1 нормативного документа РСН 13-87, часть I «Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР»

357 ORDIN
cu privire la suspendarea Ordinului nr. 14
din 01.02.2013 "Cu privire la aprobarea
documentului normativ NCM G.05.01-2012
„Sisteme de distribuție a gazelor”

În temeiul Regulamentului Ministerului Dezvoltării Regionale și Construcțiilor al Republicii Moldova, aprobat prin Hotărârea Guvernului nr. 662 din 10 noiembrie 2009; în conformitate cu prevederile NCM A.01.03-96 „Principiile și metodologia reglementării în construcții. Modul de elaborare a documentelor normative”,

ORDON:

1. Se suspendă ordinul nr. 14 din 01.02.2013 "Cu privire la aprobarea documentului normativ NCM G.05.01-2012 „Sisteme de distribuție a gazelor” în legătură cu introducerea unor modificări în acest document.

2. Se restabilește și se declară în vigoare începând

cu data de 03.03.2014 documentul normativ NCM G.05.01-2006 „Sisteme de distribuție a gazelor” până la modificarea documentului normativ în construcții NCM G.05.01-2012 „Sisteme de distribuție a gazelor”.

3. Direcția reglementări tehnico-economice va:

- asigura publicarea prezentului ordin în Monitorul Oficial al Republicii Moldova;

- amplasa prezentul ordin pe pagina web www.mdrc.gov.md, rubrica „Transparența decizională – Documente aprobate”.

4. Controlul asupra executării prezentului ordin se pune în sarcina dlui Anatolie Zolotcov, viceministru.

MINISTRUL DEZVOLTĂRII
REGIONALE ȘI CONSTRUCȚIILOR

Marcel RĂDUCAN

Nr. 28. Chișinău, 10 martie 2014.

358 ORDIN
cu privire la aprobarea documentului normativ
Modificarea nr. 1 MD la documentul normativ
PCH 13-87, Часть I „Строительство монолитных
зданий в сейсмических районах Молдавской ССР”

În temeiul Regulamentului Ministerului Dezvoltării Regionale și Construcțiilor al Republicii Moldova, aprobat prin Hotărârea Guvernului nr. 662 din 10 noiembrie 2009; în conformitate cu prevederile NCM A.01.03-96 „Principiile și metodologia reglementării în construcții. Modul de elaborare a documentelor normative”;

având în vedere procesul-verbal nr. 01 din 23.01.2014 al ședinței Comitetului tehnic CT-C F.02 „Construcții din beton și beton armat”,

ORDON:

1. Se aprobă documentul normativ Modificarea nr. 1 MD la documentul normativ PCH 13-87, Часть I „Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР”.

2. Documentul normativ Modificarea nr. 1 MD la documentul normativ PCH 13-87, Часть I „Строительство

монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР”, se pune în aplicare începând cu data de 01.03.2014.

3. Direcția reglementări tehnico-economice va:

- efectua înregistrarea acestui document normativ în modul stabilit;

- asigura publicarea prezentului ordin în Monitorul Oficial al Republicii Moldova;

- amplasa prezentul document normativ pe pagina web a Ministerului Dezvoltării Regionale și Construcțiilor: www.ednc.gov.md, la rubrica “Normative în construcții”, iar ordinul pe www.mdrc.gov.md, la rubrica „Transparența decizională – Documente aprobate”;

- asigura multiplicarea și publicarea normativului în modul stabilit.

4. Controlul asupra executării prezentului ordin se pune în sarcina dlui Anatolie Zolotcov, viceministru.

MINISTRUL DEZVOLTĂRII
REGIONALE ȘI CONSTRUCȚIILOR

Marcel RĂDUCAN

Nr. 29. Chișinău, 10 martie 2014.

документ в строительстве NCM G.05.01-2012 «Газораспределительные системы».

3. Управлению технико-экономического регламентирования:

- обеспечить опубликование настоящего приказа в Monitorul Oficial al Republicii Moldova;

- разместить настоящий приказ на web-странице www.mdrc.gov.md в рубрике „Transparența decizională – Documente aprobate”.

4. Контроль за исполнением настоящего приказа возложить на г-на Анатолия ЗОЛОТКОВА, заместителя министра.

**МИНИСТР РЕГИОНАЛЬНОГО
РАЗВИТИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА**

№ 28. Кишинэу, 10 марта 2014 г.

Марчел РЭДУКАН

358

ПРИКАЗ

об утверждении нормативного документа «Изменение № 1 нормативного документа РСН 13-87, часть I „Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР”

На основании Положения о Министерстве регионального развития и строительства, утвержденного Постановлением Правительства № 662 от 10.11.2009 г; в соответствии с требованиями нормативного документа NCM A.01.03-96 «Принципы и методология нормирования в строительстве. Порядок разработки нормативных документов»; принимая во внимание протокол № 01 от 23.01.2014 г. заседания Технического комитета СТ-С F.02 «Бетонные и железобетонные конструкции», ПРИКАЗЫВАЮ:

1. Утвердить нормативный документ «Изменение № 1 нормативного документа РСН 13-87, часть I „Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР”.

2. Нормативный документ «Изменение № 1 нормативного документа РСН 13-87, часть I „Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР” ввести в действие с 1.03.2014 г.

3. Управлению технико-экономического регламентирования:

- осуществить регистрацию указанного нормативного документа в установленном порядке;

- обеспечить опубликование настоящего приказа в Monitorul Oficial al Republicii Moldova;

- разместить указанный нормативный документ на web-странице Министерства регионального развития и строительства www.ednc.gov.md в рубрике „Normative în construcții” и настоящий приказ на web-странице www.mdrc.gov.md, в рубрике „Transparența decizională – Documente aprobate”;

- обеспечить размножение и опубликование нормативного документа в установленном порядке.

4. Контроль за исполнением настоящего приказа возложить на г-на Анатолия ЗОЛОТКОВА, заместителя министра.

**МИНИСТР РЕГИОНАЛЬНОГО
РАЗВИТИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА**

№ 29. Кишинэу, 10 марта 2014 г.

Марчел РЭДУКАН



ORDIN
ПРИКАЗ

"10" martie 2014

Nr. 49

mun. Chișinău

Cu privire aprobarea documentului normativ
Modificarea nr. 1 MD la documentul normativ
PCH 13-87, Часть I „Строительство
монолитных зданий в сейсмических
районах Молдавской ССР”

În temeiul Regulamentului Ministerului Dezvoltării Regionale și Construcțiilor al Republicii Moldova, aprobat prin Hotărârea Guvernului nr. 662 din 10 noiembrie 2009;

În conformitate cu prevederile NCM A.01.03-96 „Principiile și metodologia reglementării în construcții. Modul de elaborare a documentelor normative”.

Având în vedere procesul verbal nr. 01 din 23.01.2014 al ședinței Comitetului Tehnic CT-C F.02 „Construcții din beton și beton armat”,

ORDON:

1. Se aprobă documentul normativ Modificarea nr. 1 MD la documentul normativ **PCH 13-87, Часть I** „Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР”.

2. Documentul normativ Modificarea nr. 1 MD la documentul normativ **PCH 13-87, Часть I** „Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР” se pune în aplicare, începând cu data de 01.03.2014.

3. Direcția reglementări tehnico - economice va:

- efectua înregistrarea acestui document normativ în modul stabilit;

- asigura publicarea prezentului ordin în Monitorul Oficial al Republicii Moldova;

- amplasa prezentul document normativ pe pagina web al Ministerului Dezvoltării Regionale și Construcțiilor: www.ednc.gov.md, în rubrica Normative în construcții, iar ordinul pe www.mdrc.gov.md, rubrica „Transparența decizională – Documente aprobate”.

- asigura multiplicarea și publicarea normativului în modul stabilit.

4. Controlul asupra executării prezentului ordin se pune în seama dlui Anatolie Zolotcov, viceministru.

Ministru

Marcel RĂDUCAN

Elaborat	P. Eremeev	
Coordonat:	A. Zolotcov	
	Gh. Croitoru	
	V. Gaina	

Государственный комитет Молдавской ССР
по делам строительства

**Строительство
монолитных зданий
в сейсмических районах
Молдавской ССР**

Республиканские строительные нормы
РСН 13—87

Часть I

Издание официальное

«Тимпул»

Modificare nr. 1 la PCN 13-87, Часть-I «Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР, Республиканские строительные нормы» se completează pct. 5.25 cu subpunctul 5.25.1 cu următorul conținut:

5.25.1 Se admite adoptarea schemei de calcul a rezistenței pereților structurali din beton armat în secțiunea orizontală și înclinată a clădirilor din beton armat monolit, construite cu utilizarea elementelor mari de cofraj și/sau cofraj modular-spațial, conform fig. П2-1.

Condiția de rezistență conform secțiunii orizontale de calcul i (a se vedea fig. П2-1, б) se prezintă sub formă de un sistem de ecuații:

$$N_i = N_b + N'_s - N_s - N_{sq} - T_{s.inc} \cdot \cos \gamma; \quad (\text{П2-1})$$

$$Q_i = Q_b + T_{s.inc} \cdot \sin \gamma \quad (\text{П2-2})$$

$$M_{i(o)} = Q_i Z_Q = N_b Z_b + N'_s Z'_s - N_i Z_n - N_{sq} Z_{sq} - T_{s.inc} Z_{s.inc} \quad (\text{П2-3})$$

Pentru modelul de calcul cu secțiunea înclinată i (vezi fig. П2-1, в) condițiile de echilibru vor avea forma:

$$N_i = N_b + N'_s - N_s + N_t - N_{sq} - T_{s.inc} \cdot \cos \gamma; \quad (\text{П2-4})$$

$$Q_i = Q_b + Q_t + Q_{sw} + T_{s.inc} \cdot \sin \gamma; \quad (\text{П2-5})$$

$$M_{i(o)} = Q_i Z_Q = N_b Z_b + N'_s Z'_s + N_t Z_t + Q_t Z_{qt} - N_{sq} Z_{sq} + Q_{sw} Z_{sw} + T_{s.inc} Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (\text{П2-6})$$

În relațiile (П2-1)... (П2-6):

N_i - rezultanta sarcinii verticale pentru secțiunea i de calcul, care cuprinde toate forțele exterioare, aplicate în secțiunea de calcul (orizontală sau înclinată);

Q_i - forța tăietoare de la sarcina exterioară orizontală în secțiunea i . Pentru modelul de calcul al peretelui (Figura П2-1,в) Q_i se determină ținând cont de forța S_i , care se distribuie între blocurile «А» și «Б»;

$M_{i(o)}$ - suma momentelor în raport cu punctul O al forțelor orizontale S_k ;

$$M_{i(o)} = \sum_{k=i+1}^n S_k h_k \quad (\text{П2-7})$$

Valoarea $M_{i(o)}$ se determină altfel, ca un moment al rezultantei forțelor orizontale S_k în raport cu punctul O , aflat la intersecția secțiunii i cu linia de acțiune a efortului N_s (Figura 1,в).

$$M_{i(o)} = Z_Q Q_i \quad (\text{П2-8})$$

$$Z_Q = \frac{\sum_{k=i+1}^n S_k h_k}{\sum_{k=i+1}^n S_k} \quad (\text{II2-9})$$

$N_{sq}, Q_{sw}, T_{s.inc}$ – rezultanta eforturilor unitare, corespunzător în barele de câmp verticale și înclinate, intersectate de secțiunea de calcul;

N_t – rezultanta eforturilor unitare σ_y pe sectorul orizontal al secțiunii înclinate de calcul;

Q_t – rezultanta forțelor de frecare pe sectorul orizontal al secțiunii înclinate de calcul;

Q_b – rezistența zonei comprimate a betonului la forfecare;

N_b – rezultanta eforturilor unitare σ_y în zona comprimată a peretelui;

C – proiecția verticală a secțiunii înclinate de calcul (Figura II2-2);

$$C = H_e + h_p + H_e$$

x – lungimea zonei comprimate a peretelui;

$Z_b, Z'_s, Z_N, Z_t, Z_{qt}, Z_{sq}, Z_{sw}, Z_{s.inc}$ – brațele forțelor corespunzătoare în raport cu punctul O ;

N_s, N'_s – rezultanta eforturilor unitare corespunzător în armătura de contur întinsă și comprimată în secțiunea de calcul;

$$N'_s = nR_b A'_s \frac{x - a'}{x}, \quad (\text{II2-10})$$

în care, A'_s – aria secțiunii transversale a armăturii S' .

Formula (II2-10) este valabilă în cazul $nR_b \leq R_{sc}$. La nerespectarea acestei condiții în Formula (II2-10) nR_b se substituie cu R_{sc} (în care, $n = E_s/E_b$).

În secțiunile de calcul:

$$\text{orizontale: } N_s = R_s A_s, \quad (\text{II2-11})$$

$$\text{înclinate: } N_s = \psi_s R_s A_s, \quad (\text{II2-12})$$

în care, A_s – aria secțiunii transversale a armăturii S ,

ψ_s – coeficient egal cu $\psi_s = 0,4$,

Valorile eforturilor, cuprinse în relațiile (II2-1)... (II2-6) se determină pentru două cazuri de funcționare a peretelui: $x \leq h'_f$ și $x > h'_f$.

În ambele cazuri, se respectă principiul:

$$G = G_{(p)} + G_{(n)} \quad (\text{II2-13})$$

în care, G – rezultanta eforturilor în zona comprimată a secțiunii peretelui,

$G_{(p)}, G_{(n)}$ – partea rezultantei efortului G , care acționează corespunzător în inima și bulbii secțiunii peretelui.

Verificarea rezistenței pentru secțiunea de calcul i a peretelui se efectuează din condiția:

Pentru secțiune orizontală:

a) la $x \leq h'_f$

$$N_i = R_b \left(0,47b'_f x + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right) - R_s A_s - q_{sq} (L - h_f - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} \cos \gamma \quad (\text{II2-14})$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} [b + 0,7(b'_f - b)]x + A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \sin \gamma \quad (\text{II2-15})$$

$$M_{i(o)} = R_b \left[0,47b'_f x \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + nA'_s \frac{x-a'}{x} (L - a - a') \right] - 0,5q_{sq} (L - h_f - x - S_q) \times \\ \times (L - a - x - S_q) - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (\text{II2-16})$$

b) la $x > h'_f$

$$N_i = R_b \left\{ 0,47 \left[bx + \frac{2x - h'_f}{x} (b'_f - b) h'_f \right] + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right\} - R_s A_s - q_{sq} (L - h_f - x - S_q) - \\ - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \sin \gamma \quad (\text{II2-17})$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} \left[bx + \left(1,04 - 0,44 \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) \frac{h'^2_f}{x} \right] + A_{s.inc} R_{s.inc} \sin \gamma \quad (\text{II2-18})$$

$$M_{i(o)} = R_b \left\{ 0,47 \left[bx \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + \frac{2x - h'_f}{x} (b'_f - b) h'_f \left(L - a - \frac{h'_f}{3} \cdot \frac{3x - 2h'_f}{2x - h'_f} \right) \right] + nA'_s \frac{x-a'}{x} (L - \\ a - a') \right\} - 0,5q_{sq} (L - h_f - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} Z_{s.inc} - N_i Z_N. \quad (\text{II2-19})$$

Pentru secțiunea înclinată:

a) la $x \leq h'_f$

$$N_i = R_b \left(0,47b'_f x + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right) - \psi_s R_s A_s + N_t - q_{sq} (L - h_f - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} \cos \gamma \quad (\text{II2-20})$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} [b + 0,7(b'_f - b)]x + fN_t + q_{sw}(c - S_w) + A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \sin\gamma \quad (\text{II2-21})$$

$$M_{i(o)} = R_b \left[0,47b'_f x \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + nA'_s \frac{x-a'}{x} (L - a - a') \right] + N_t \left\{ \frac{2}{3} [L - (H_e + h_p)tg\beta + 0,5H_e tg\alpha - x] - a + f(H_e + h_p) \right\} - 0,5q_{sq}(L - h_f - t - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) + 0,5q_{sq}(c - S_w)^2 - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (\text{II2-22})$$

6) la $x > h'_f$

$$N_i = R_b \left\{ 0,47 \left[bx + \frac{2x-h'_f}{x} (b'_f - b)h'_f \right] + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right\} - \psi_s R_s A_s + N_t - q_{sq}(L - h_f - t - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} \cos\gamma \quad (\text{II2-23})$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} \left[bx + \left(1,04 - 0,44 \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) \frac{h'_f}{x} \right] + fN_t + q_{sw}(c - S_w) + A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \sin\gamma \quad (\text{II2-24})$$

$$M_{i(o)} = R_b \left\{ 0,47 \left[bx \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + \frac{2x-h'_f}{x} (b'_f - b)h'_f \left(L - a - \frac{h'_f}{3} \cdot \frac{3x-2h'_f}{2x-h'_f} \right) \right] + nA'_s \frac{x-a'}{x} (L - a - a') \right\} + N_t \left\{ \frac{2}{3} [L - (H_e + h_p)tg\beta + 0,5H_e tg\alpha - x] - a + f(H_e + h_p) \right\} - 0,5q_{sq}(L - h_f - t - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) + 0,5q_{sw}(c - S_w)^2 - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (\text{II2-25})$$

$$Z_t = \frac{2}{3} [L - (H_e + h_p)tg\beta + 0,5tg\alpha - x] - a. \quad (\text{II2-26})$$

în care, f - coeficient de frecare, $f = 0,7$;

q_{sq}, q_{sw} - efortul de calcul corespunzător în barele verticale și orizontale ale armăturii de câmp;

$$q_{sq} = \frac{A_{sq} R_{sq}}{S_q}, \quad (\text{II2-27})$$

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} R_{sw}}{S_w}, \quad (\text{II2-28})$$

în care, A_{sq}, A_{sw} - aria secțiunii transversale a unei suprafețe corespunzător în barele verticale și orizontale a armăturii de câmp,

R_{sq}, R_{sw} - rezistența de calcul corespunzător în barele verticale și orizontale ale armăturii de câmp,

S_q, S_w - distanța (pasul) corespunzător în barele verticale și orizontale ale armăturii de câmp,
 a, a' - distanța de la muchia exterioară pînă la punctul de aplicare a rezultantei eforturilor
 corespunzător în armătura întinsă și comprimată.

Expresia $h'_f(3x - 2h'_f)/3(2x - h'_f)$ din formulele (19) și (Π2-25) se înlocuiește cu $0,45h'_f$.

Rezistența betonului la forfecare (R_{bsh}) din formulele (Π2-15), (Π2-18), (Π2-21) și (Π2-24)
 se determină cu formula $R_{bsh} = \sqrt{0,5R_b R_{bt}}$.

Valoarea segmentului t a traiectoriei de calcul a fisurii critice poate fi găsită din expresia (Figura
 Π2-2):

$$t = L - x - tg\beta(H_e + h_p) - tg\alpha \cdot H_e \quad (\Pi 2-29)$$

$$\alpha = 16,2\beta_p, \quad \beta = 9,6\beta_p, \quad (\Pi 2-30)$$

în care, $\beta_p = L / (H_e + h_p)$,

L - lungimea peretelui,

H_e - înălțimea etajului în lumină,

h_p - grosimea planșeului.

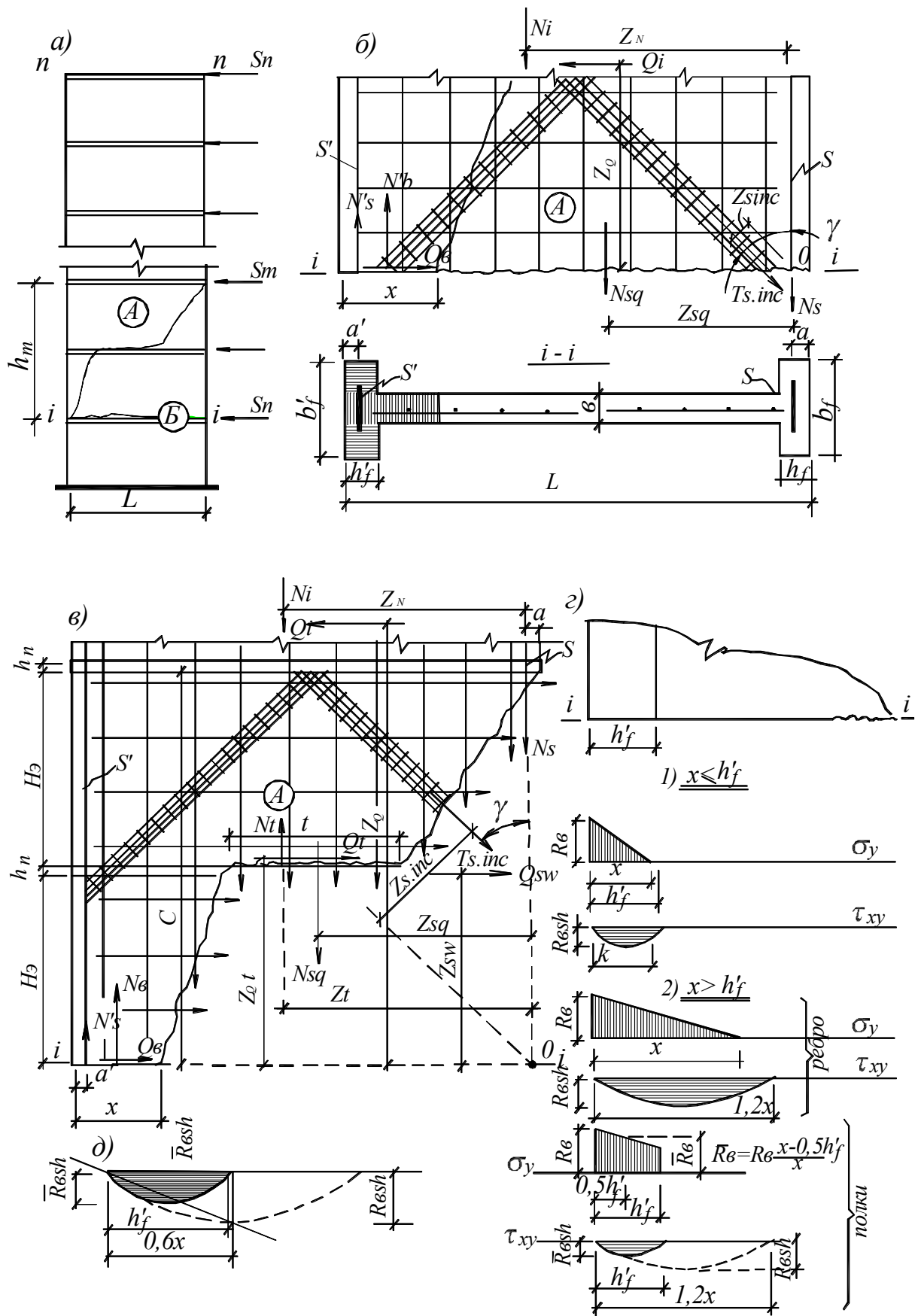


Fig. П2-1 Schema de calcul a rezistenței pereților structurali din beton armat, construiți cu utilizarea elementelor mari de cofraj și/sau cofraj modular-spațial

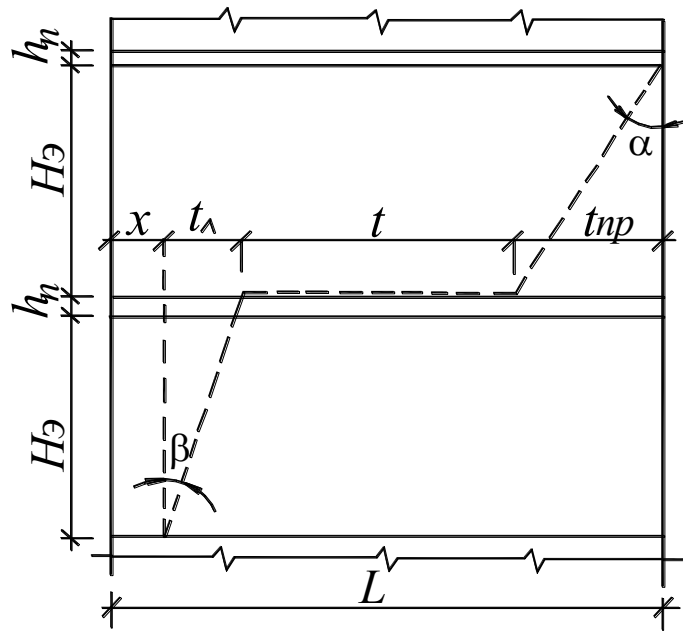


Fig. II2-2. Traiectoria de calcul a fisurii critice

ДЕКЛАРАЦИЯ ОБ ОТВЕТСТВЕННОСТИ

Нижеподписавшийся, заявляю под личную ответственность, что материалы, представленные в докторской диссертации, являются результатом личных научных исследований и разработок. Осознаю, что в противном случае, буду нести ответственность в соответствии с действующим законодательством.

ЗОЛОТКОВ АНАТОЛИЕ

Подпись _____

Число _____ 2015

CURRICULUM VITAE АВТОРА



Фамилия: ЗОЛОТКОВ
Имя: Анатолий
Год рождения: 24 марта 1957
Место рождения: с. Погребы, Дубоссарский р-н, Республика Молдова
Гражданство: Молдова
Семейное положение: женат, двое детей

ОБРАЗОВАНИЕ:

Ученая степень: Доктор Технические Наук, Одесский Инженерно-Строительный Институт, 1983.

Ученое звание: Доцент, 1990.

- Государственная Академия повышения квалификации и переподготовки кадров для строительства и жилищно-коммунального комплекса, Москва, Россия, июнь 2004;
- Технический Университет, Истамбул, Турция, октябрь 2003;
- Научно-Технический Центр по Строительству, Париж, Франция, декабрь 1995, ноябрь 1996;
- Университет Черного Моря, Костинешть, Румыния, сентябрь 1993;
- Московский Инженерно-Строительный Институт, февраль-июнь 1986;
- **Кишиневский Политехнический Институт, Факультет «Промышленное и Гражданское Строительство», Специальность: инженер-строитель 1974-1979;**

- Средняя школа, с. Кошница, Дубоссарский р-н, 1972-1974;
- Первоначальная школа, с. Погребы, Дубоссарский р-н, 1964-1972.

ПРОФЕССИОНАЛЬНАЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТЬ:

Период	Занимаемая должность	Наименование учреждения и место расположения
11/2009 – до настоящего времени	Заместитель министра	Министерство Регионального Развития и Строительства, ул. Космонавтов, 9, г. Кишинев, Республика Молдова
2008-2009	Технический директор	О.О.О. “Imoproiect”, ул. Кожбуг, 13, г. Кишинев
2007-2008	Технический директор	О.О.О. “Cirasico”, ул. Матеевич, 46, г. Кишинев
2005-2007	Заместитель Президента	О.О.О. “PROSPERA-HABITAT” С.П. молдо-итальянская компания, ул. П. Майор, 7, г. Кишинев
1994-2005	Генеральный Манажер	Республиканский центр научных исследований и нормирования в строительстве “CERCON”, ул. Дм. Рышкану, 18, г. Кишинев
1992-1994	Заместитель начальника управления	Министерство Архитектуры и Строительства (по совместительству), ул. Космонавтов, 9, г. Кишинев
1991-1992	Начальник отдела	Государственный департамент по архитектуре, урбанизму и надзору за строительными работами (по совместительству), ул. Космонавтов, 9, г. Кишинев
1986-1994	Доцент	Кишиневский Политехнический Институт, Факультет «Промышленное и Гражданское Строительство», Пр. Дачия, г. Кишинев
1982-1986	Старший научный сторудник	Кишиневский Политехнический Институт, Факультет «Промышленное и Гражданское Строительство», Лаборатория сейсмостойкого строительства, ул. Пушкина, 26, г. Кишинев

1980-1982	Старший инженер	Лаборатория сейсмостойкого строительства. Филиал Центрального Научно-Исследовательского Института Строительных Конструкций им. В. Кучеренко (ЦНИИСК), ул. Пушкина, 26, г. Кишинев
1979-1980	Мастер	Кишиневский Опытно-Экспериментальный Домостроительный Комбинат (КОЭДСК) ул. Добровольского, 5, г. Кишинев.

СЕРТИФИКАТЫ ПО АТТЕСТАЦИИ В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА :

- Сертификат “Технический Эксперт”;
- Сертификат “Технический Надзор”;
- Сертификат “Проектировщик”;
- Сертификат “Начальник Стройки”
- Сертификат “Проверяющий Проектов”

ОСНОВНЫЕ ОБЛАСТИ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ:

- Разработка строительных норм и стандартов в области строительства;
- Технические и экономические экспертизы в области строительства;
- Проектирование жилых, гражданских и промышленных объектов;
- Научные исследования в области строительства;

УЧАСТИЕ В РАБОТАХ МЕЖДУНАРОДНЫХ СОВЕЩАНИЙ:

- X-ая Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию, 9-13 сентября, 2013, г. Сочи, Российская Федерация.
- Семинар по гармонизации молдавских строительных норм с Еврокодами, г. Кишинев, Республика Молдова, ноябрь, 2009
- 11-й Европейский Съезд по Сейсмостойкому Строительству, Париж, Франция, сентябрь, 1998;
- 11-й Всемирный Съезд по Сейсмостойкому Строительству, Акапулько, Мексика, июль 1996;

- Международная Выставка по Строительным Материалам ВАТИМАТ-97
Париж, Франция, ноябрь, 1997.
- 14-я Конференция по Бетону и Железобетону, Брашов, Румыния, 1994;

ГОСУДАРСТВЕННЫЕ НАГРАДЫ: **Медаль “MERITUL CIVIC”, 1994**

ЗНАНИЕ ЯЗЫКОВ:	Язык	Уровень
	Румынский	родной
	Русский	в совершенстве
	Французский	хорошо
	Английский	со словарем

ОБУБЛИКОВАННЫЕ МОНОГРАФИИ: **2**

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЕ ПУБЛИКАЦИИ: **95 (в том числе строительные нормы)**

КОНТАКТЫ:

Ул. Академией, 11/3

Мун. Кишинэу

Республика Молдова

E-mail: zolotcov@hotmail.com