

ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ МОЛДОВЫ

На правах рукописи

УДК: 694.078-413.046 (043.3)

ЗОЛОТКОВ АНАТОЛИЕ

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

Специальность 211.02

Строительные материалы, элементы и сооружения

А в т о р е ф е р а т

**диссертации на соискание ученой степени доктора
хабилитата технических наук**

КИШИНЭУ, 2015

Работа выполнена в Техническом Университете Молдовы, г. Кишинев.

Официальные оппоненты:

1. **BRATU Polidor**, доктор инженер, профессор, президент-генеральный директор, ICECON S.A., Бухарест, Румыния
2. **PASCU Ion Radu** доктор инженер, профессор, Строительный Технический Университет Бухарест, Румыния
3. **ŞTEFAN I. Doina**, доктор инженер, профессор, Технический Университет “Gheorghe Asachi” Яссы, Румыния

Состав специализированного научного совета:

РУСУ Ион, председатель, доктор хабилитат технических наук, профессор, Технический Университет Молдовы;
ТАРАНЕНКО Анатолие, ученый секретарь, доктор технических наук, Технический Университет Молдовы;
ЛЬВОВСКИ Еужен, доктор хабилитат технических наук, профессор, член-корреспондент Академии Наук Молдовы (А.Н.М.);
АЛКАЗ Василе, доктор хабилитат физико-математических наук, Институт Геологии и Сейсмологии, А.Н.М.;
СЕКУ Александру, доктор инженер, профессор, Технический Университет, Яссы, Румыния.

Защита диссертации состоится « 23 » июня 2015 года в 13-00 по адресу: MD-2060, мун. Кишинэу, бул. Дачия, 41, а. 10-310 на заседании Специализированного научного совета ДН 33 211.02-014 Технического Университета Молдовы, мун. Кишинэу, бул. Стефана Великого, 168.

С диссертацией доктора хабилитат и авторефератом можно ознакомиться в библиотеке Технического Университета Молдовы по адресу: мун. Кишинэу, бул. Стефана Великого, 168 и на странице web С.Н.А.А. (www.cnaa.md).

Автореферат разослан « 22 » мая 2015 года

Ученый секретарь Специализированного научного совета,
доктор технических наук _____ **ТАРАНЕНКО Анатолие**

Соискатель: _____ **ЗОЛОТКОВ Анатолие**

© ZOLOTCOV Anatolie Simion, 2015

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 вообще-то ординарных зданий, как средства решения социальных задач, создавались проекты уникальных монолитных зданий - своеобразных памятников этому виду строительства. 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 П-7-81*), 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, поскольку 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 сейсмозэффективного 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 нормах СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах» 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», Республиканские строительные нормы (РСН 13-87, Часть-I), 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, 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 диссертационной работе.

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 расчетной модели стеновых конструкций, работающих в условиях сложного знакопеременного циклического нагружения.
2. Разработка аналитического метода расчета прочности стен монолитных зданий при разрушении по наклонным сечениям в результате 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.

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 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).

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 влияние 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), и «Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat», NCM F.02.02.-2006. Chișinău: 2006.

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 11-th European Conference on Earthquake Engineering. Paris. France. 1998
5. Conferința Tehnică Internațională. Siguranța construcțiilor în 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, 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 224 страницах печатного текста, содержит 81 рисунок, 9 таблиц. Основные результаты научных исследований опубликованы в 25 научных работах и в одной монографии.

1. СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во введении дана общая характеристика диссертации, обосновано направление экспериментальных (статических и динамических) и теоретических научных исследований и сформулированы актуальность и значение изучаемой проблемы, цель и задачи исследований, научная новизна полученных результатов, а так же практическое значение и внедрение результатов работы.

В первой главе «Состояние монолитного домостроения» рассмотрен опыт проектирования и строительства монолитных железобетонных зданий в Молдове и за рубежом, а также их поведение при сильных сейсмических воздействиях. Рассмотрены различные методы возведения монолитных зданий (в скользящей опалубке, объемно-переставной, крупнощитовой и др.) как за рубежом, так и у нас в Молдавии. Описаны преимущества и недостатки возведения монолитных зданий каждого из этих методов.

Необходимо отметить, что монолитное домостроение открывает большие возможности для решения задач по обеспечению сейсмостойкости жилищного фонда.

В этой главе также выполнен глубокий анализ отечественных и зарубежных теоретических и экспериментальных исследований по изучению влияния различных факторов на несущую способность панелей при действии горизонтальной нагрузке (таблица 1.)

Изучение информации, полученной различными авторами, показало, 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.

Вторая глава «Экспериментальное изучение монолитных стен зданий при сложном нагружении в своей плоскости» посвящена экспериментальному изучению железобетонных стен в условиях сложного нагружения.

Целью экспериментальных исследований автора являлось сокращение

существующих пробелов в изучении работы стен монолитных зданий в условиях сложного нагружения. **Конкретно ставились следующие задачи:**

1. Изучить характер деформирования стеновых конструкций при знакопеременном и циклическом нагружении горизонтальной нагрузкой;
2. Установить характер эпюр напряжений σ_y и τ_{xy} в сжатой зоне бетона стеновых панелей и эпюр σ_s по длине растянутой контурной арматуры;
3. Разработать эффективные конструктивные приемы предотвращения выпучивания контурной арматуры;
4. 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.

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 $l=4,8\text{м}$; $H=2,8\text{м}$ 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" желательнее 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.1).

Во всех опытных образцах мощность контурного армирования была постоянной (4 \emptyset 14А-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).

Принятые схемы армирования (рис.2.) нуждаются в пояснении.

Таблица 1. Факторы, влияющие на несущую способность панелей при действии горизонтальной нагрузке

Интенсивность вертикального обжатия		Геометрическая характеристика		Прочность бетона		Армирование				
Авторы	Вывод	Авторы	Вывод	Автор	Вывод	Авторы	Контурное	Полевое		Нагельный эффект (dowel effect)
								Сетчатое	Диагональное	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<p>Измайлов Ю. [48] Paulay T. Priestley M. Synge A. [126] Ашкинадзе Г. [8] Alexander C, Heichebrecht A, Tso W.[94] Vecchio F.I, Collins M.P. [135]</p>	<p>Положительно влияет до нагрузок эксплуатационных уровней ($N < 0,19N_u$) N_u-разрушающая нагрузка при $Q = 0$</p>	<p>MauS., Hsu T.T.C. [112] BardaF., HansonJ. [96], Coull A, Abu E. [100]</p>	<p>С ростом геометрической характеристики β_p ($\beta_p = L/H$), сопротивление панелей срезу и их жесткость возрастают. (L, H – соответственно длина и высота панели)</p>	<p>Измайлов Ю. [48]</p>	<p>Сопротивление 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.</p>	<p>Измайлов Ю. [48], Ашкинадзе Г. [8], Cardenas A. Russele H., Corley W. [99], Alexander C , Heichebrecht A, Tso W. [94] Fiorato A, Oesterle R. [103], Beekhi W. [97] , Tassios [131] и др.</p>	<p>Увеличивает несущую способность панели, но необходимо предотвратить выпучивание (продольный изгиб) арматуры, установленной по контуру панели.</p>	<p>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%.</p>	<p>Более эффективно, чем сетчатое, так как траектория главных растягивающих напряжений совпадает с осями арматурных каркасов.</p>	<p>TassiosT. [131] на основании проведенных статических и циклических знакопеременных испытаний получил формулу $D_N = kd^2 \sqrt{R_b R_s} \left[1 - \left(\frac{\sigma_s}{R_s} \right)^2 \right]$ для определения нагельной силы. В стадии разрушения σ_s стремится к R_s и таким образом нагельные силы можно не учитывать.</p>

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

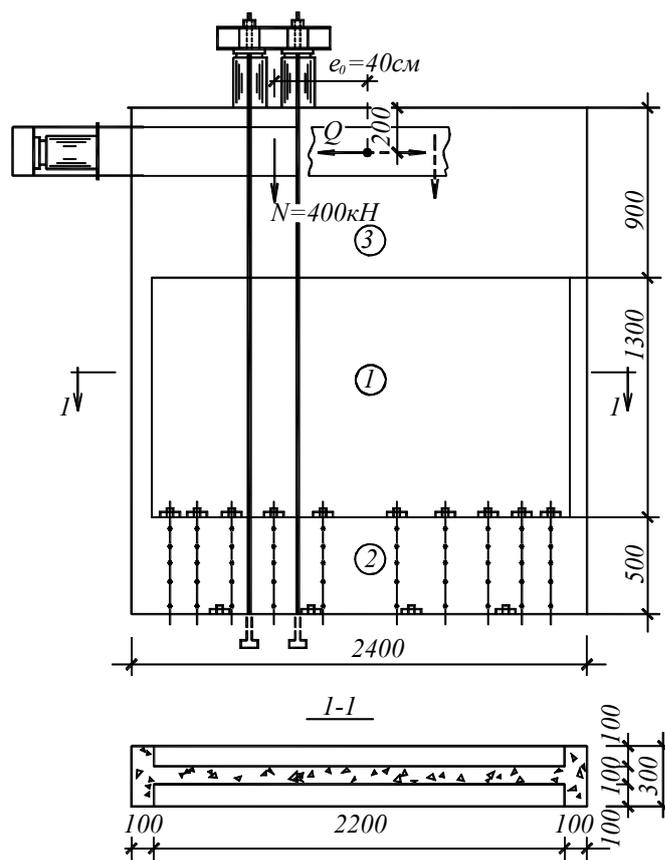


Рис. 1. Конструкция опытных панелей и схема их испытаний:

1-поле панели; 2 - опорная зона; 3 - нагрузочная зона.

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.

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.

Таблица 2. Характеристика опытных панелей

Шифр панели	Предел прочности бетона при сжатии, МПа		Армирование	
	Кубов	Призм	Контурное	Полевое
П-1	12,10	10,00	каркас 4Ø14 А-III	-
П-2	12,30	10,00	каркас 4Ø14 А-III	сетка Ø4 Вр-I, 200x200
П-3	15,10	12,00	пучок 4Ø14 А-III	-
П-4	7,40	5,10	каркас 4Ø14 А-III	диагональные каркасы 4Ø8А-III
П-5	12,60	10,30	пучок 4Ø14 А-III, усиленный спиралью	-
П-6	15,80	12,60	пучок 4Ø14 А-III, усиленный спиралью	-
А-1	14,80	11,80	каркас 4Ø14 А-III	диагональные каркасы 4Ø10А-III
А-2	11,90	9,50	каркас 4Ø14 А-III	сетка Ø4 Вр-I, 200x200
А-3	19,90	16,00	каркас 4Ø14 А-III	сетка Ø5 Вр-I, 100x100
А-4	14,40	11,50	каркас 4Ø14 А-III	сетка Ø5 Вр-I, 50x50

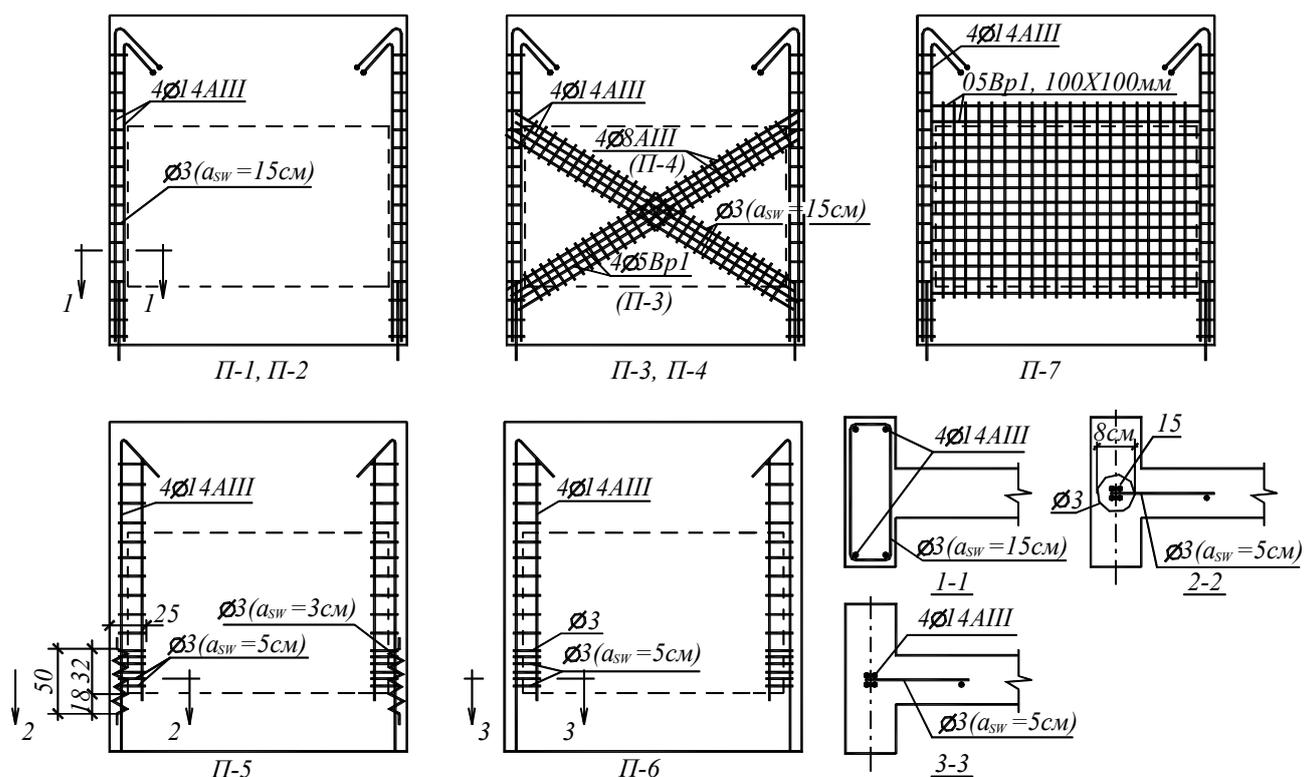


Рис. 2. Армирование опытных панелей (армирование опорных и нагрузочных зон условно не показано).

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. 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.

Таким образом, контурная арматура в стене играет двойную 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 учитывать сопротивление сжатию контурной арматуры.

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 сводится в сварной пучок либо заменяется одним стержнем с равноценной площадью сечения. Во-вторых, этот пучок (или стержень) обвивается спиралью. 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, 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-х типов. Помимо этого 2 образца армировались диагональными каркасами (см.рис.2).

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 ($e_o=40$ см.). Это позволяло достичь в опытных панелях напряженного состояния, характерного для стен нижних этажей монолитных зданий повышенной этажности.

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 (НДС), которая охватывает наиболее емкий диапазон горизонтальной нагрузки.

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.

С введением полевой арматуры картина трещинообразования существенно изменяется. Даже при слабом полевым армировании количество трещин значительно возрастает (рис.3). 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.3).

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, удастся 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, 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).

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.).

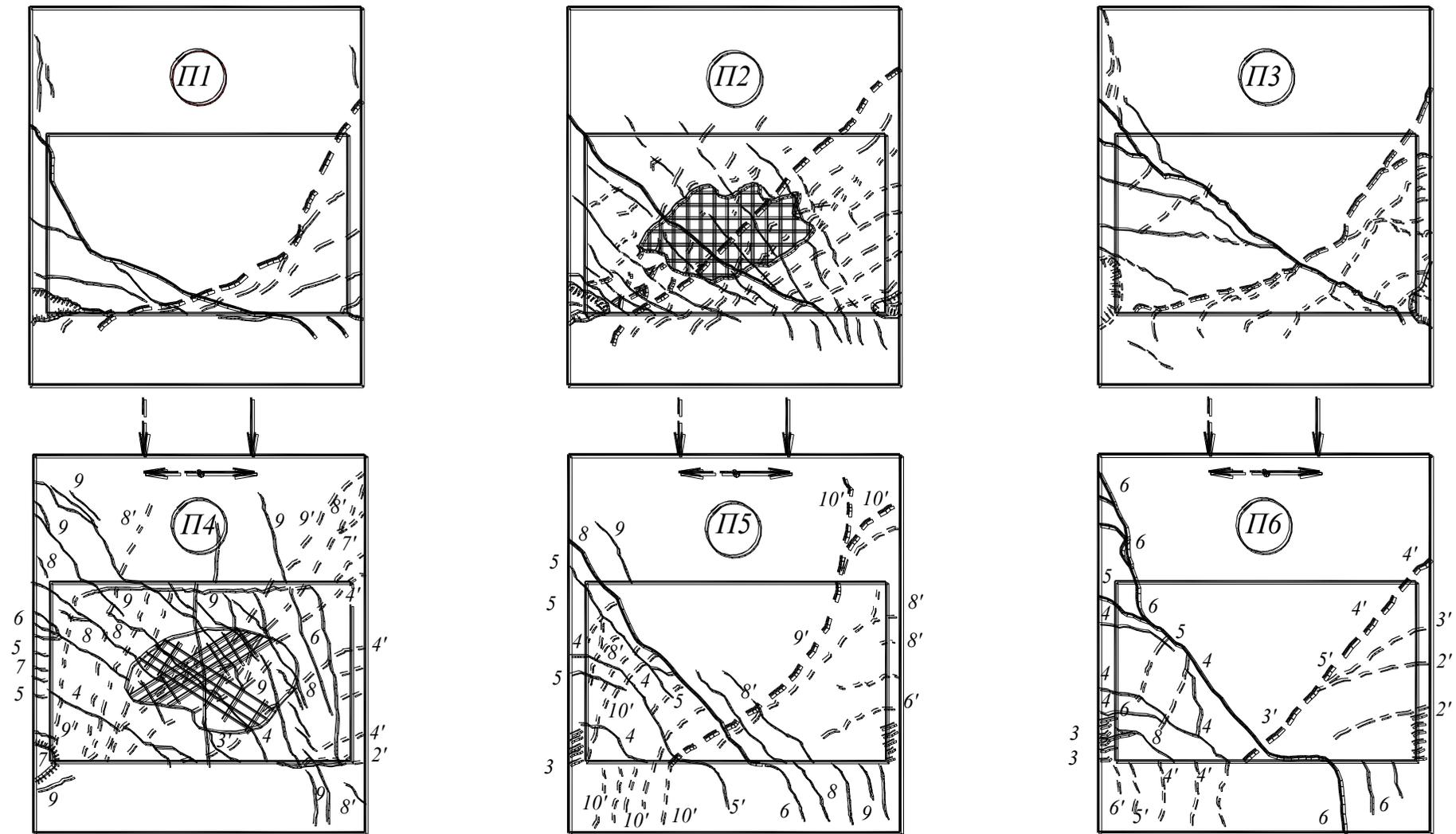


Рис. 3. Схемы трещинообразования в опытных панелях

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.3). Наличие полевой арматуры обеспечивает конструкции мягкий характер разрушения.

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. 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). Еще более убедительный результат дает графический анализ значений $Q_{u(e)}$ для панелей, армированных сетками (рис.4). В образцах этой серии процент полевого армирования варьировался от 0,057 до 0,354%.

Таблица 3. 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	

Из рис. 4 видно и то, что диагональное полевое армирование характеризуется существенно более высокой технико-экономической эффективностью, чем сетчатое.

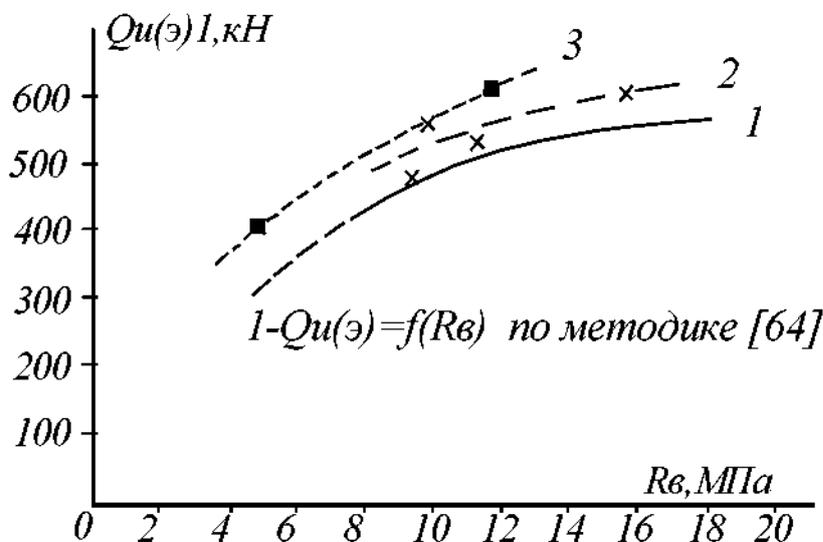


Рис. 4. Несущая способность панелей без полевого армирования (1), армированных сетками (2) и диагональными каркасами (3).

Теоретический прогноз Q_u по методике, изложенной у Ю. В. Измайлова, 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 Ю.В. Измайлова ориентирована на учет сил зацепления по траекториям наклонных трещин. Между тем, эти силы в панелях без полевого армирования в значительной степени деградируют за счет большого 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. 3 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 нагружении конструкций в обоих направлениях падение

несущей способности панелей будет большим.

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 (рис.5, а, опыты Ю.В. Измайлова, И.В. Бубуйок). 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 нагружении, то есть в ситуации, характерной для сейсмостойких конструкций.

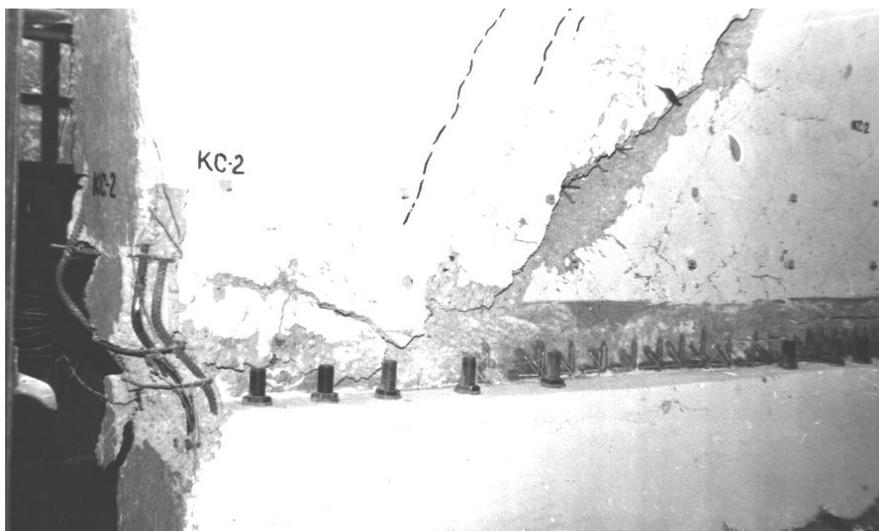
Совершенно иначе вели себя в стадии разрушения панели П-5 и П-6, пучки контурной арматуры которых у опорных зон были усилены спиралью, причем очень малой мощности. В этих панелях вплоть до полного их разрушения сжатые зоны сохранились абсолютно неповрежденными. Выкалывание и выкрашивание бетона не фиксировалось,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

При поверхностном рассмотрении данных табл. 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.

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.

а)



б)

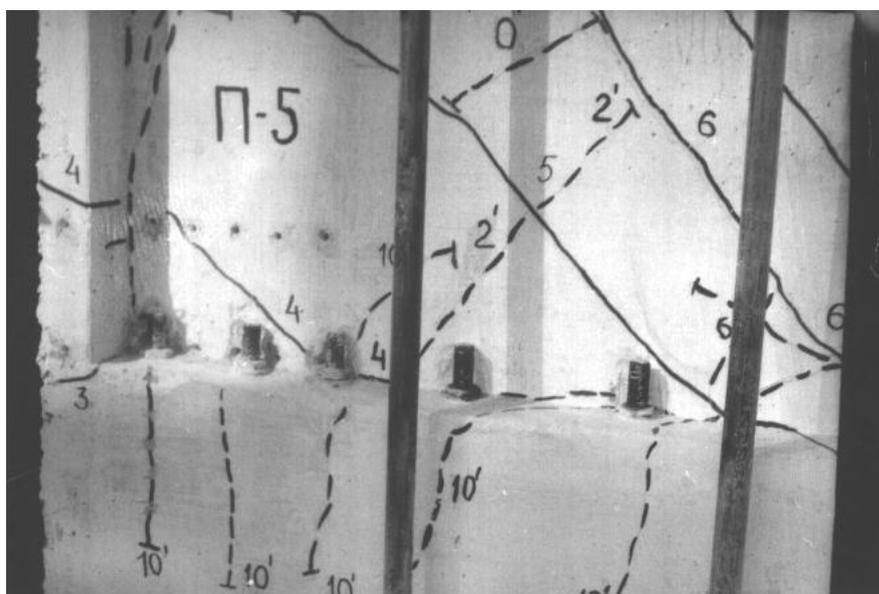


Рис. 5. Состояние сжатой зоны панели без усиления (а) и со спиральным усилением (б) контурного арматурного пучка в стадии разрушения.

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.

Напомним, что теоретическое изучение напряженного состояния панелей в условиях сложного нагружения показало, 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.

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. 6). Для эпюр σ'_s эта тенденция сохраняется на протяжении всех трех стадий напряженно-деформированного состояния. Иначе обстоит дело с эпюрами σ_s .

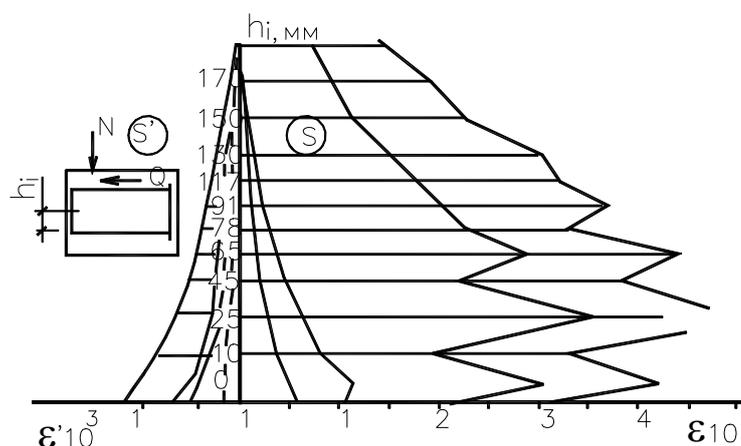


Рис. 6. Эпюры относительных деформаций по длине сжатых (S') и растянутых (S) контурных стержней в панели типа А-1 на различных ступенях загрузки.

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 косо́й 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 $\gamma_s < 1$).

Распределение напряжений в сжатой зоне бетона 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, малочисленны 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, как и следовало ожидать, носят "неспокойный" характер в силу неоднородности бетона. Однако совместный анализ эпюр σ_y для группы испытанных панелей 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.

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 $0,6 x$ от наиболее сжатого края опорного сечения (рис.7).

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.

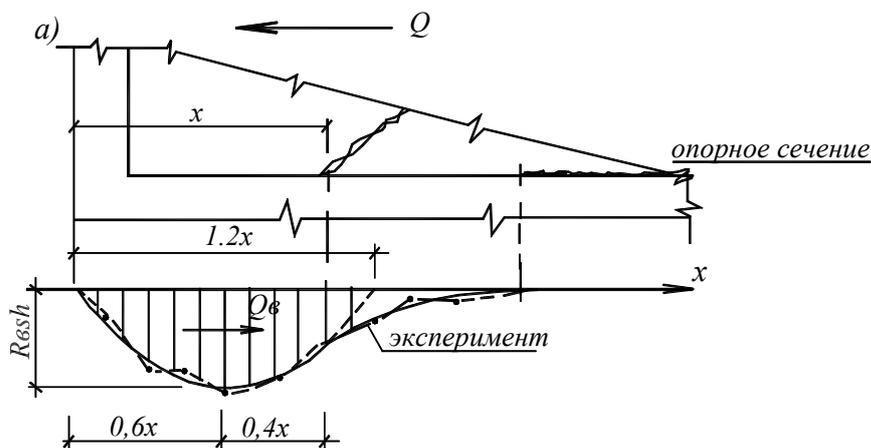


Рис. 7. Эпюра касательных напряжений в опорном сечении панели.

Согласно международным нормам конструкция обладает достаточной пластичностью при коэффициенте пластичности деформирования $\gamma \geq 4$. В описываемых опытах эта характеристика колебалась в диапазоне 9,2-15,5.

Третья глава «Вибродинамические испытания фрагментов натуральных зданий до разрушения» посвящена динамическим испытаниям двух шестиэтажных фрагментов монолитных железобетонных зданий.

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.

В г. Кишиневе лабораторией прочности ЦНИИЭПжилица 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. 8).

В геометрическом отношении оба фрагмента высотой 6-ти этажей. Отличались они по схемам полевого армирования (рис. 9) при контурном армировании Г-образными каркасами с продольной арматурой 10Ø18А-III и поперечной Ø5Вр1 с шагом 20см. Все каркасы полевого армирования изготавливались из продольных стержней Ø8А-III и поперечных Ø5Вр1.

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 20см из керамзитобетона предшествовал технический этаж со стенами толщиной 40см из тяжелого бетона класса В15.



Рис.8. Общий вид фрагментов 1 и 2

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.

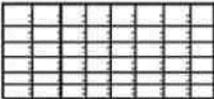
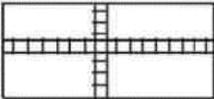
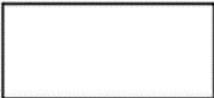
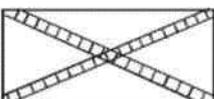
Характер полевого армирования стен	Система армирования	Местоположение системы армирования	Расход полевой арматуры на панель в кг
Плоские вертикальные каркасы		Фрагмент №2 ось 1	33,99
Пространственные крестообразные каркасы		Фрагмент №2 ось 2	15,58
Без армирования		Фрагмент №1 ось 1	--
Пространственные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

Рис.9.Схемы полевого армирования сплошных стен фрагментов 1 и 2

Согласно программе испытаний фрагментов напряжения в их горизонтальных сечениях должны были соответствовать напряжениям в 16-этажных зданиях. В описываемых фрагментах дополнительный пригруз обеспечивался системой гидродомкратов ДГ-100 и гибких тяз, не имевших связи со стенами по всей их высоте.

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

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

В конструкциях фрагмента 1 видимые трещины были обнаружены на 5-ом этапе испытаний в стенах 1-го и 2-го этажей. Характер трещинообразования в стенах, армированных крестообразными и традиционными вертикальными каркасами был различным. В крестообразно-армированной стене наклонные трещины на 1-ом этаже образовали трапецию, расширяющуюся книзу. На уровне перекрытия эти трещины сопрягались с горизонтальной трещиной в технологическом шве, которая переходила в наклонные трещины в растянутой зоне 2-го 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-го и 2-го 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-ом этаже было большим в верхней части стены и уменьшалось книзу. 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.10). Это обусловило раздробление бетона в зонах контурного армирования, что и привело к разрушению стены. Такое поведение контурной арматуры при знакопеременном нагружении 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. 10) 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.11). 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 фрагмента 2 имели такой же характер как и фрагмента 1. Особенностью его поведения в стадии разрушения явился разрыв всего пакета контурной арматуры (10Ø18А-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.12).

Значительно меньшей в этом фрагменте была степень повреждения стены с диагональным армированием (рис. 13).

Результаты инструментальных наблюдений

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.14 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".

Как показали расчеты, при низких уровнях инерционной нагрузки частота собственных колебаний достаточно точно может быть определена по формуле Данкерлея, учитывающей податливость основания.

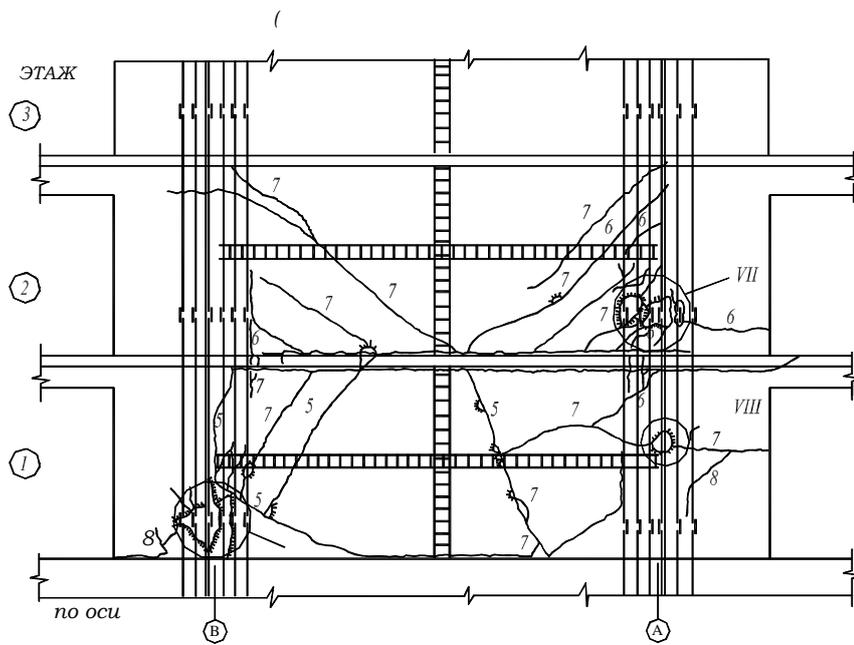


Рис.10. Схема трещинообразования стены фрагмента 1, армированной крестообразными каркасами (вид снаружи).

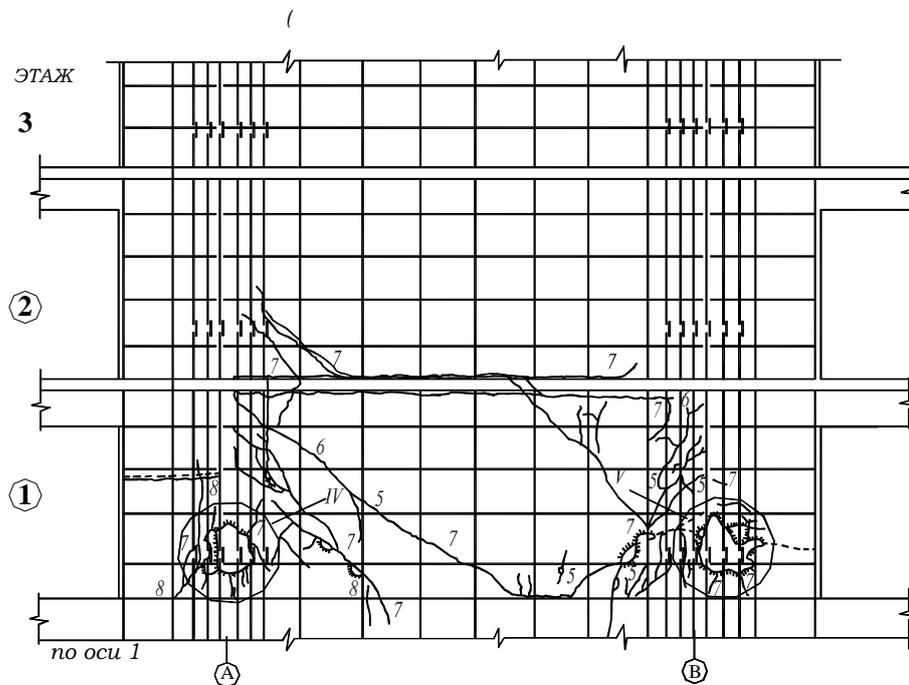


Рис.11. Схема трещинообразования стены фрагмента 1, армированной вертикальными каркасами (вид снаружи).

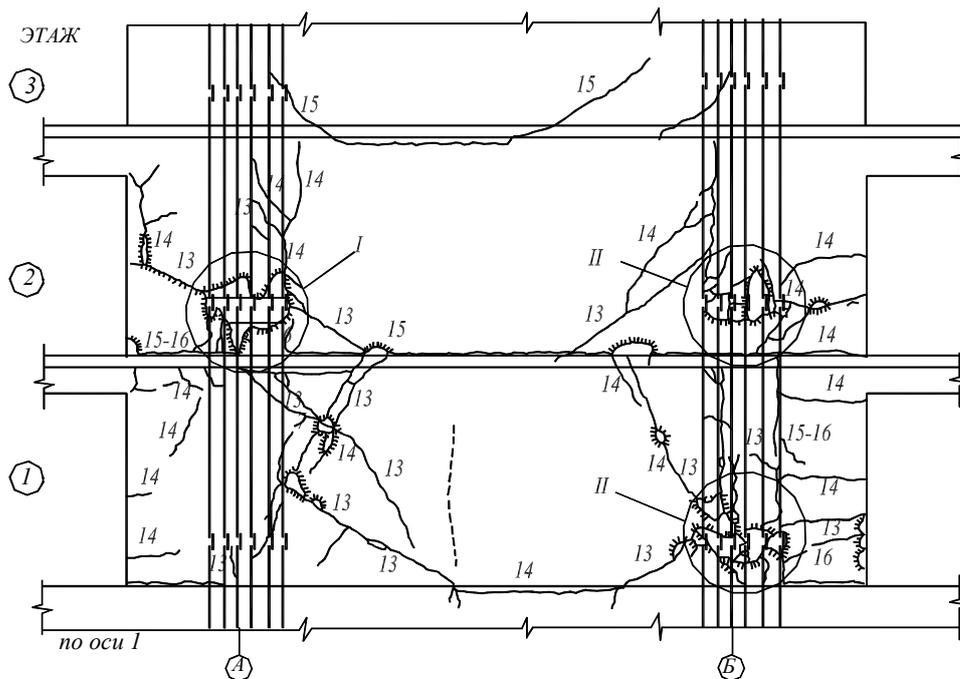


Рис.12. Схема трещинообразования стены фрагмента 2 без полевого армирования (вид снаружи).

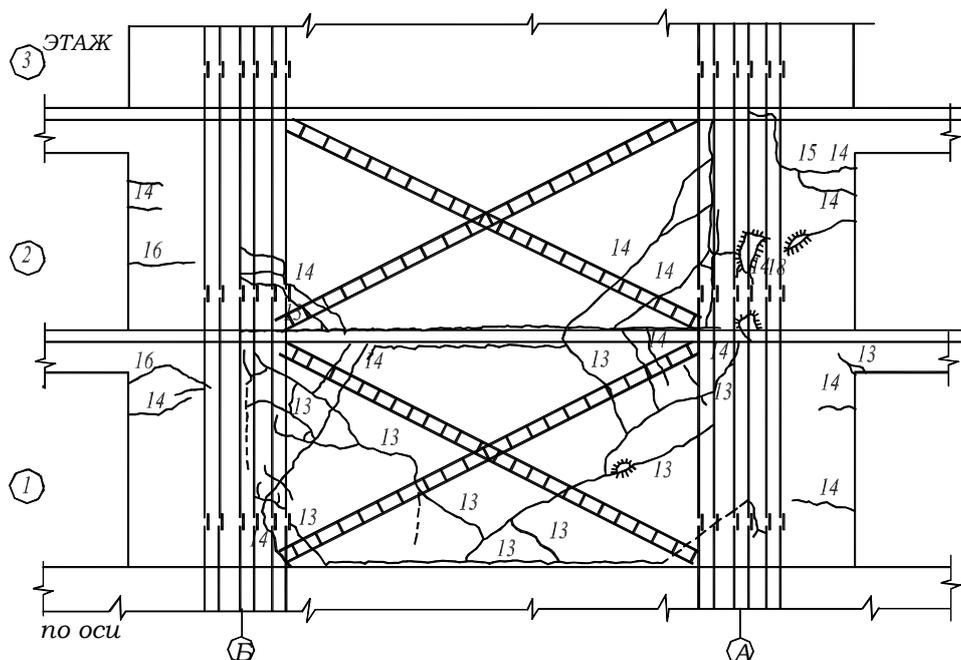


Рис. 13. Схема трещинообразования стены фрагмента 2 с диагональным армированием (вид снаружи).

Так, для фрагмента 1 на первом этапе загрузки

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

где, $\omega = 1/T = 1/0,348 = 2,87 \text{ Гц}$, что близко к значению $\omega = 2,82 \text{ Гц}$, установленному экспериментально.

С ростом инерционной нагрузки частота колебаний существенно уменьшается, а логарифмический декремент возрастает (табл.4). Объясняется это развитием необратимых деформаций и изменением отношения жесткости здания и его основания.

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

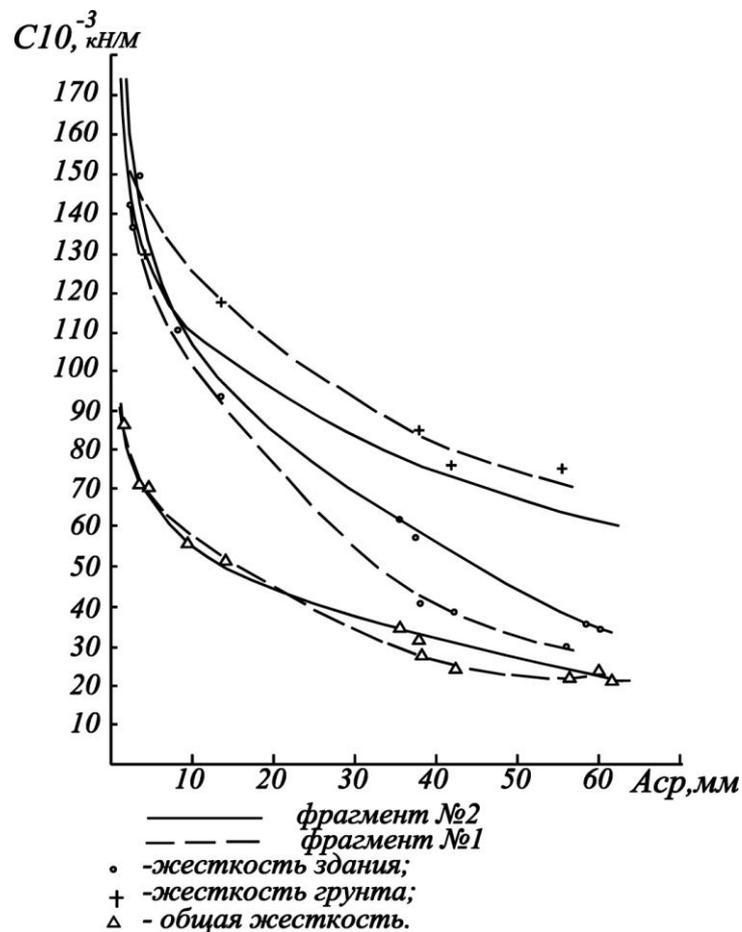


Рис. 14. График изменения жесткости здания и грунта

Таблица 4. Изменение динамических параметров фрагмента 1.

Этап испытаний	Момент дебаланса, Mr, 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

Инструментальные наблюдения за деформациями бетона и арматуры позволили уточнить природу развития нелинейных деформаций фрагментов. Так, при испытаниях фрагмента 1 уже на 5-ом 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-ом 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-ом и 8-ом этапах испытаний относительные деформации растяжения соответственно составили $(172,5 \div 210) \cdot 10^{-5}$ и $(202,5 \div 315) \cdot 10^{-5}$ 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. Основные выводы проведенных вибрационных испытаний фрагментов монолитных зданий при высоких уровнях инерционной нагрузки приведены в

разделе «Основные выводы и рекомендации».

Четвертая глава «Проектирование и расчет стен сейсмостойких монолитных зданий» посвящена анализу состояния существующих теорий расчета монолитных зданий при сейсмических воздействиях. Проведен анализ применяемых методов расчета железобетонных элементов по наклонным сечениям в нормах разных стран, а именно: европейские - EN 1992-2-1:2004. Eurocode 2: “Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings”, молдавские - NCM F.02.02-2006 "Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcție din beton armat și beton precomprimat", российские - СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения», румынские - CR 2-1-1.1:2011. „Cod de proiectare a construcțiilor cu pereți structurali din beton armat. România”.

Также автор, на основании полученных экспериментальных результатов изучения монолитных зданий и фрагментов их стен, предлагает новую схему армирования монолитных стен.

Пятая глава «Расчет прочности монолитных зданий на сейсмические воздействия». Эта глава состоит из двух разделов. Первая часть посвящена теоретическим исследованиям. Объектом теоретических исследований, описанных в настоящем разделе, были 6-ти этажные стены с различными значениями геометрической характеристики (β_p), загруженные поверху узловой постоянной вертикальной нагрузкой. Горизонтальная нагрузка прикладывалась вверху стены, но ступенями вплоть до разрушения конструкции (рис.15)

Теоретические исследования позволили получить расчетную траекторию критической трещины, по которой происходит расчленение стены на два блока. Верхний из них – блок «А» - отделяется от нижнего блока «Б» наклонной ломанной 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, то есть 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 разнонаклонных участков, соединенных горизонтальным отрезком длиной « t » (рис. 16).

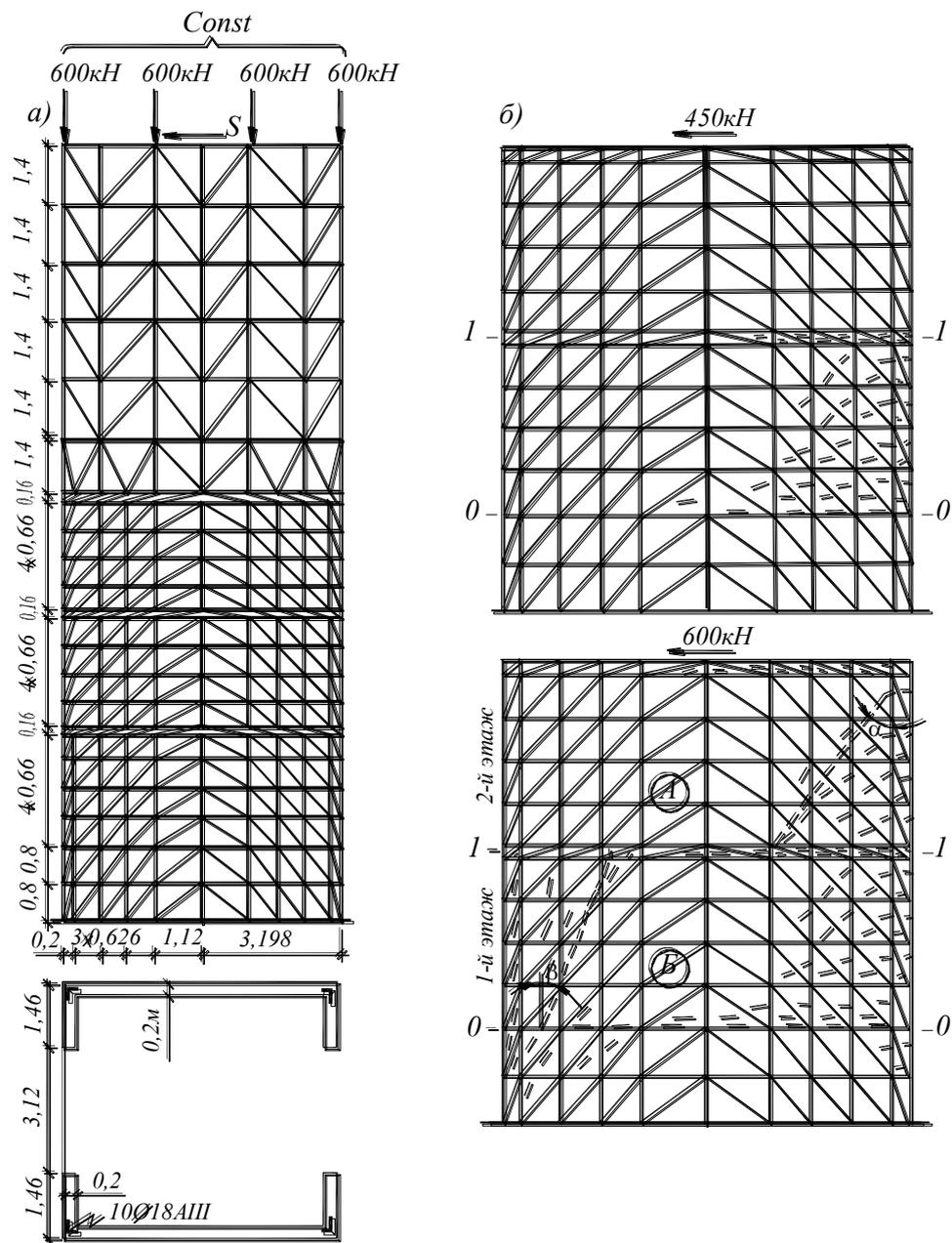


Рис. 15. Расчетная модель стены 6-ти этажного фрагмента здания (а) и схемы трещин на его нижних этажах (б).

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

$$t = L - x - \operatorname{tg} \beta (H_e + h_p) - \operatorname{tg} \alpha \cdot H_e ..$$

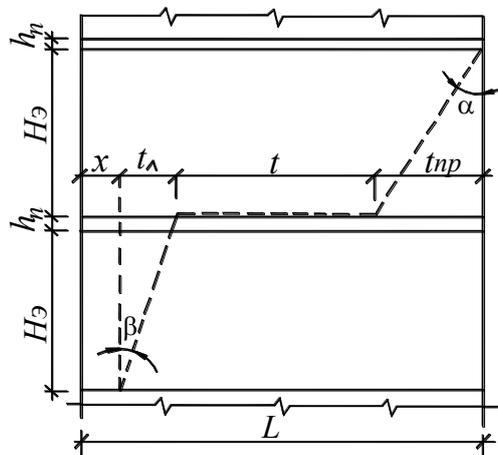


Рис. 16. Расчетная траектория критической трещины

Вторая часть пятой главы посвящена созданию аналитического метода расчета стен монолитных зданий при сейсмическом воздействии, которая являлась одной из основных задач настоящей работы.

В современной практике проектирования многоэтажных монолитных зданий принято считать, что разрушение сплошных монолитных стен возможно по горизонтальному и наклонному сечениям (рис. 17.а). 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 косой 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.

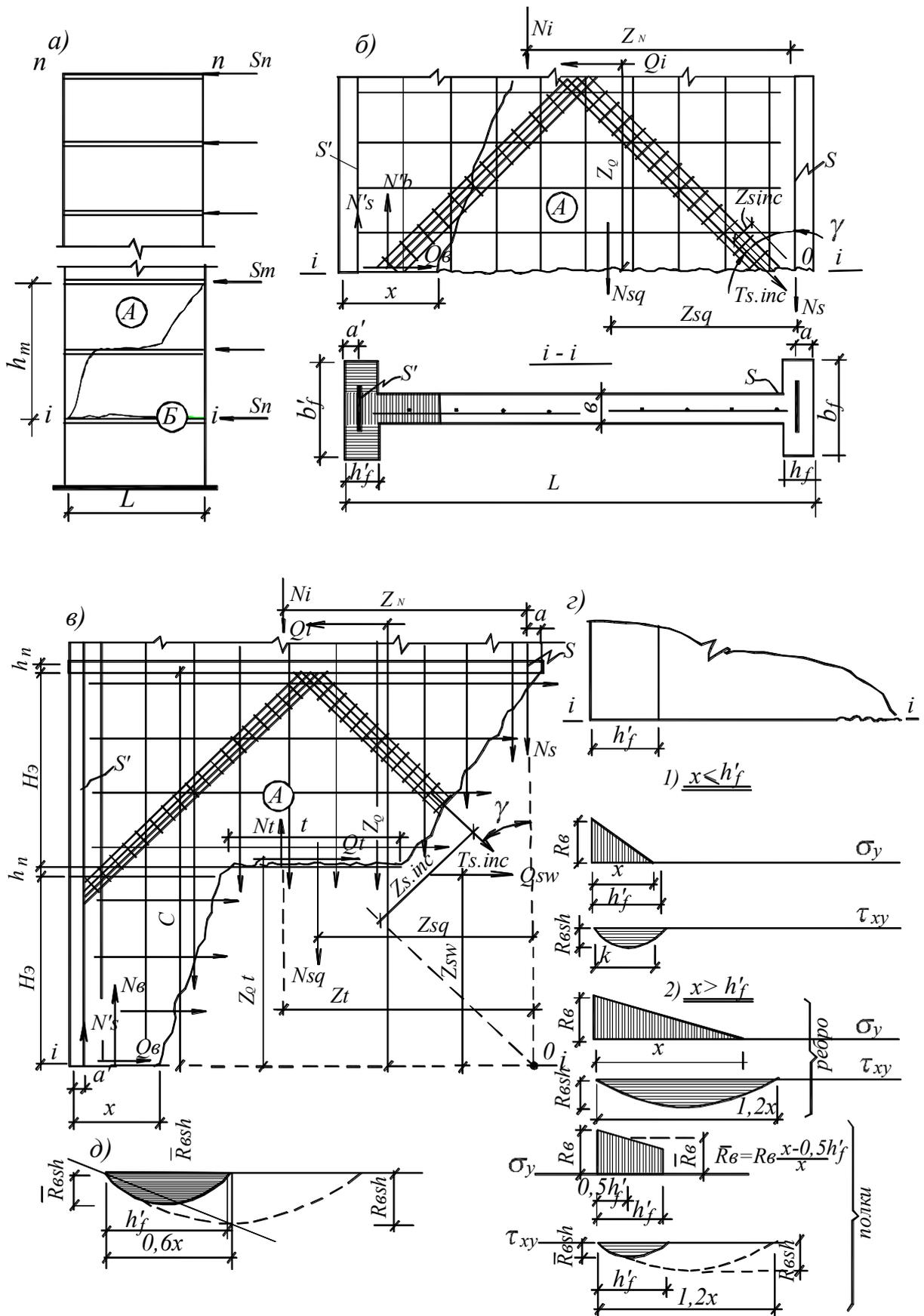


Рис. 17. К аналитическому расчету стен монолитных зданий на сейсмические воздействия

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.

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. 18. 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.

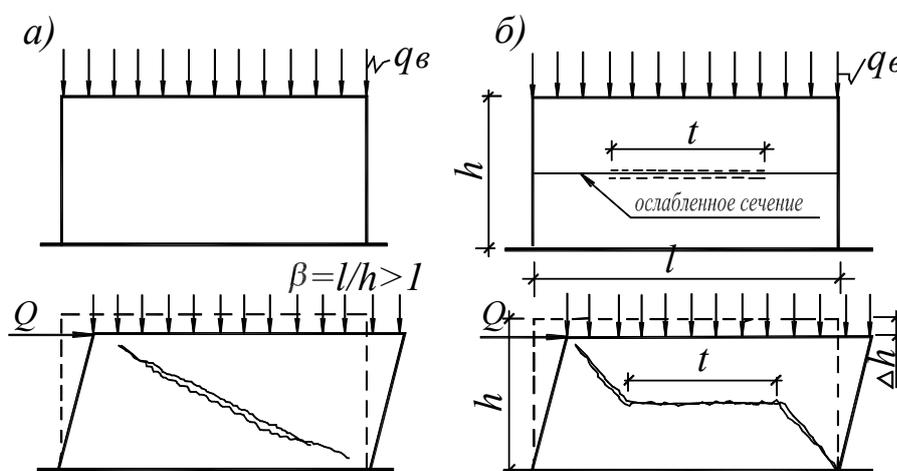


Рис. 18. Схемы образования наклонных трещин в однородной стене (а) и в стене с ослабленным сечением (б).

При наличии в стене ослабленного сечения, которое можно на определенной длине t имитировать узкой прорезью (пунктир на рис. 18, б) 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 косо́й 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 (dowel effect).

Экспериментально различными авторами 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.Barda. J. Hanson и W.Corley и 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.

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 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. 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):

$$D_N = kd^2 \sqrt{R_b R_s \left[1 - \left(\frac{\sigma_s}{R_s} \right)^2 \right]} \quad (1)$$

где:

k - эмпирический коэффициент;

d - диаметр стержня;

σ_s - растягивающее напряжение в стержне.

Из формулы (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. 17).

Условие прочности по i -ому расчетному горизонтальному сечению (см. рис. 17, б) можно записать в виде системы уравнений:

$$N_i = N_b + N'_s - N_s - N_{sq} - T_{s.inc} \cdot \text{Cos}\gamma; \quad (2)$$

$$Q_i = Q_b + T_{s.inc} \cdot \text{Sin}\gamma \quad (3)$$

$$M_{i(o)} = Q_i Z_Q = N_b Z_b + N'_s Z'_s - N_i Z_n - N_{sq} Z_{sq} - T_{s.inc} Z_{s.inc} \quad (4)$$

Для расчетной модели с i -тым наклонным сечением (см. Рис. 17, в) условия равновесия блока «А» будут иметь вид:

$$N_i = N_b + N'_s - N_s + N_t - N_{sq} - T_{s.inc} \cdot \text{Cos}\gamma; \quad (5)$$

$$Q_i = Q_b + Q_t + Q_{sw} + T_{s.inc} \cdot \text{Sin}\gamma; \quad (6)$$

$$M_{i(o)} = Q_i Z_Q = N_b Z_b + N'_s Z'_s + N_t Z_t + Q_t Z_{qt} - N_{sq} Z_{sq} + Q_{sw} Z_{sw} + T_{s.inc} Z_{s.inc} - N_i Z_n \quad (7)$$

В уравнениях (2) ... (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 -ом сечении. Для расчетной модели стены, изображенной на рис. 17, 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 ;

$$M_{i(o)} = \sum_{k=i+1}^n S_k h_k \quad (8)$$

Величину $M_{i(o)}$ иначе можно определять как момент равнодействующей горизонтальных сил S_k относительно точки O , находящейся на пересечении i -го сечения с линией действия усилия N_s (см. 17, в).

$$M_{i(o)} = Z_Q Q_i \quad (9)$$

$$Z_Q = \frac{\sum_{k=i+1}^n S_k h_k}{\sum_{k=i+1}^n S_k} \quad (10)$$

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 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 расчетного наклонного 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 (2)...(7) для двух случаев работы стены: $x \leq h'_f$ и $x > h'_f$.

При этом в обоих случаях будем придерживаться принципа:

$$G = G_{(p)} + G_{(n)} \quad (11)$$

где: G - равнодействующая усилий в сжатой части сечения стены;

$G_{(p)}, G_{(n)}$ - часть равнодействующей усилия G , действующая соответственно в ребре и полках сечения.

После определения значений усилий в бетоне и арматуре и поставив их в выражения (2)...(7), получим систему уравнений для i -го расчетного сечения стены.

Для горизонтального сечения:

а) при $x \leq h'_f$

$$N_i = R_b \left(0,47b'_f x + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right) - R_s A_s - q_{sq} (L - h_f - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} \text{Cos}\gamma \quad (12)$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} [b + 0,7(b'_f - b)]x + A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \text{Sin}\gamma \quad (13)$$

$$M_{i(o)} = R_b \left[0,47b'_f x \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + nA'_s \frac{x-a'}{x} (L - a - a') \right] - 0,5q_{sq} (L - h_f - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (14)$$

б) для $x > h'_f$

$$N_i = R_b \left\{ 0,47 \left[bx + \frac{2x-h'_f}{x} (b'_f - b) h'_f \right] + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right\} - R_s A_s - q_{sq} (L - h_f - x - S_q) - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \text{Sin}\gamma \quad (15)$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} \left[bx + \left(1,04 - 0,44 \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) \frac{h'^2_f}{x} \right] + A_{s.inc} R_{s.inc} \text{Sin}\gamma \quad (16)$$

$$M_{i(o)} = R_b \left\{ 0,47 \left[bx \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + \frac{2x-h'_f}{x} (b'_f - b) h'_f \left(L - a - \frac{h'_f}{3} \cdot \frac{3x-2h'_f}{2x-h'_f} \right) \right] + nA'_s \frac{x-a'}{x} (L - a - a') \right\} - 0,5q_{sq} (L - h_f - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} Z_{s.inc} - N_i Z_N. \quad (17)$$

Для наклонного сечения:

а) при $x \leq h'_f$

$$N_i = R_b \left(0,47b'_f x + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right) - \psi_s R_s A_s + N_t - q_{sq} (L - h_f - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} \text{Cos}\gamma \quad (18)$$

$$Q_i = 0,74R_{bsh} [b + 0,7(b'_f - b)]x + fN_t + q_{sw}(c - S_w) + A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot \text{Sin}\gamma \quad (19)$$

$$M_{i(o)} = R_b \left[0,47b'_f x \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + nA'_s \frac{x-a'}{x} (L - a - a') \right] + N_t \left\{ \frac{2}{3} [L - (H_e + h_p) \text{tg}\beta + 0,5H_e \text{tg}\alpha - x] - a + f(H_e + h_p) \right\} - 0,5q_{sq} (L - h_f - t - x -$$

$$S_q) \cdot (L - a - x - S_q) + 0,5q_{sq}(c - S_w)^2 - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (20)$$

б) при $x > h'_f$

$$N_i = R_b \left\{ 0,47 \left[bx + \frac{2x-h'_f}{x} (b'_f - b) h'_f \right] + nA'_s \frac{x-a'}{x} \right\} - \psi_s R_s A_s + N_t - q_{sq}(L - h_f - t - x - S_q) - A_{s.inc} R_{s.inc} \cos \gamma \quad (21)$$

$$Q_i = 0,74 R_{bsh} \left[bx + \left(1,04 - 0,44 \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) \frac{h'_f}{x} \right] + f N_t + q_{sw}(c - S_w) + A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \sin \gamma \quad (22)$$

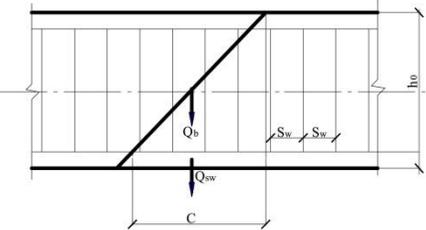
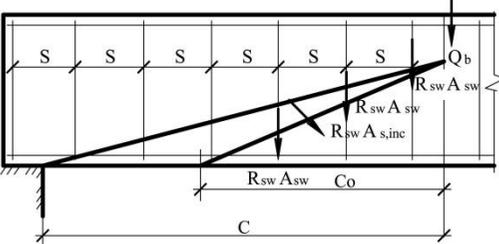
$$M_{i(o)} = R_b \left\{ 0,47 \left[bx \left(L - a - \frac{x}{3} \right) + \frac{2x-h'_f}{x} (b'_f - b) h'_f \left(L - a - \frac{h'_f}{3} \cdot \frac{3x-2h'_f}{2x-h'_f} \right) \right] + nA'_s \frac{x-a'}{x} (L - a - a') \right\} + N_t \left\{ \frac{2}{3} [L - (H_e + h_p) \operatorname{tg} \beta + 0,5 H_e \operatorname{tg} \alpha - x] - a + f(H_e + h_p) \right\} - 0,5q_{sq}(L - h_f - t - x - S_q) \cdot (L - a - x - S_q) + 0,5q_{sw}(c - S_w)^2 - A_{s.inc} \cdot R_{s.inc} \cdot Z_{s.inc} - N_i Z_N \quad (23)$$

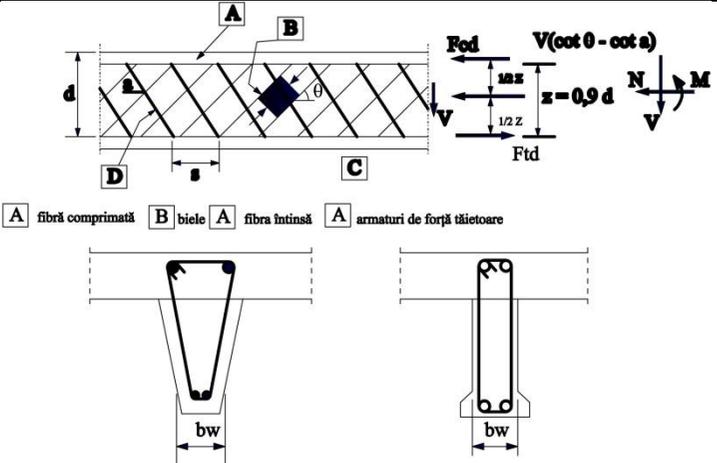
Как отмечалось выше, в мировой практике проектирования монолитных зданий применяются различные методы расчета стен с учетом сейсмической нагрузки. Большинство из них сугубо приближенные, основанные на рассмотрении существенно идеализированных расчетных моделей стен. В табл.5 приведены результаты определения несущей способности указанной выше стены различными методами.

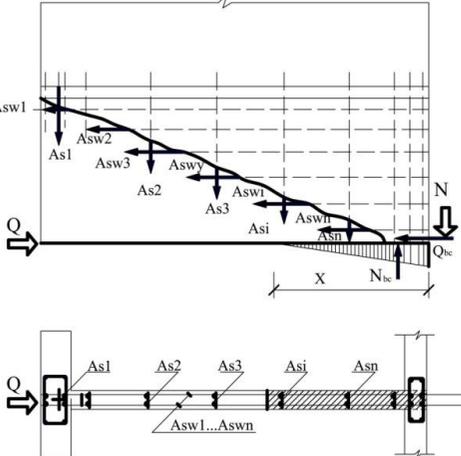
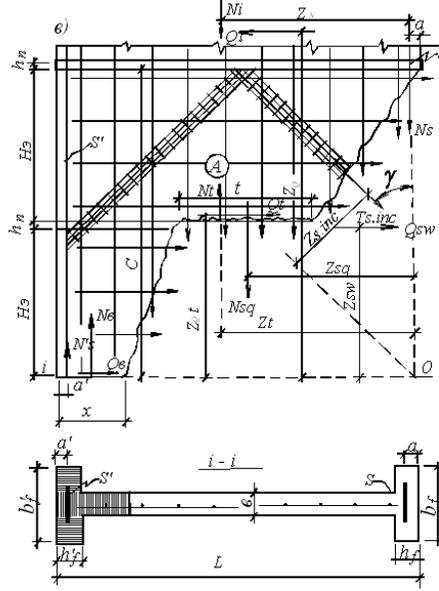
Анализ этих данных приводит к выводу, что за исключением методики, изложенной в Республиканских строительных нормах «РСН-13-87. Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР. Часть I.» все остальные методы дают завышенный расчетный прогноз несущей способности железобетонных стен при сейсмическом воздействии.

Что касается методики автора, то она основана на классической обобщенной расчетной модели стены, довольно близко воспроизводящей физический оригинал.

Таблица 5. 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 pereti structurali de beton armat. Indiativ CR 2-1-1.1:2012. Romania	2696	207	

4.	Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. (ACI 318-11) American Concrete Institute, August, 2011.	5339	509	
5.	EN 1992-2-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.	3710	323	 <p>EC-2 Modelul de grindă cu zăbrele și notațiile în cazul elementelor cu armături pentru forța tăietoare</p>

6.	<p>Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР. Республиканские строи-тельные нормы. РСН 13-87 Часть I. Кишинев "Тимпул",1988</p>	1652	88	
7.	Автор	943	7,5	

Примечание: Значение экспериментальной нагрузки, при которой разрушилась стена без полевого армирования, составляет 877 kN.

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.

Основные положения диссертации опубликованы в следующих работах:

1. Burovenco V., Zolotcov A., Pavlov O. Restabilirea compactității betonului la construcțiile afectate de cutremur. În. A XVI-a Conferință pentru beton cu participare internațională. Comportarea și calculul structurilor din beton la acțiuni seismice și alte acțiuni speciale. Comunicări. Brașov: România, 28-30 Iunie, 1994, vol.2, p.3-99 - 3-104.

2. Livovschi E., Zolotcov A. ș.a. Beton armat și beton precomprimat. Chișinău: Tehnica-Info, 2010. 229 p.
3. NCM F.02.02.-2006. Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat. Chișinău: 2006. 208 p.
4. 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: România, 28-30 Iunie, 1994, vol.2, p.3-95 - 3-98.
5. Золотков А.С. Сейсмостойкость монолитных зданий. Кишинев. /Изд-во «Картя Молдовей», 2000, 283 с.
6. Золотков А., Айзенберг Я. **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.**
7. Золотков А. **Сейсмостойкое монолитное строительство в Молдове. В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2010, № 3, с. 28-46, ISSN 1681-6560.**
8. 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.**
9. Золотков А. **Диагностика физического состояния зданий по их динамическим характеристикам В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2010, № 6, с. 31-33, ISSN 1681-6560.**
10. 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.**
11. 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.**
12. Золотков А. **Вибрационные испытания фрагментов монолитных зданий до разрушения. В: Инженерно-строительный журнал. Санкт-Петербург. 2012, № 1, с. 14-21, ISSN 2071-4726.**
13. 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.**
14. Золотков А. **Расчет прочности стен монолитных зданий на сейсмические воздействия. В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2013, № 5, с. 35-39, ISSN 1681-6560.**

15. 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.
16. Золотков А. Теоретические основы определения физического состояния зданий по их динамическим характеристикам. Научно-техническая конференция «30 лет образования КПИ им. С. Лазо». Кишинев: Кишиневский Политехнический Институт им. С. Лазо, 1994, 2 с.
17. Золотков А. Новые принципы армирования сейсмостойких монолитных зданий. В: Стихия. Строительство. Безопасность. Тезисы докладов международной конференции. Владивосток: Россия, 8-12 сентября, 1997, 2 с.
18. Золотков А. и др. ДБН В. 1.1-12:2006. Издание официальное. Государственные строительные нормы Украины. Строительство в сейсмических районах Украины. Киев, 2006. 84 с.
19. Золотков А.С. Расчет прочности стен монолитных зданий на сейсмические воздействия. Труды X-ой Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию, 9-13 сентября, 2013, г. Сочи, Российская Федерация, с. 96-98.
20. Чеботарь В., Рэйляну И., Золотков А. и др. Обеспечение сейсмостойкости зданий и сооружений в Республике Молдова. Informație de sinteză, Chișinău: 1997, 29 с.
21. Bubuioc I., Zolotcov A., Izmailov Iu. Experimental 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, p. 603.
22. 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.
23. 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.
24. 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.
25. 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.

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 solicitări 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 solicitări 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 модели

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

ЗОЛОТКОВ АНАТОЛИЕ

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

**Специальность 211.02
Строительные материалы, элементы и сооружения**

**А в т о р е ф е р а т
диссертации на соискание ученой степени доктора
хабилитата технических наук**

Подписано в печать: « 20 » мая 2015 г.

Печать лазерная

Печатных листов: 2,0

Формат бумаги 60 x 84 А5

Тираж ... 50 экс.

Заказ номер _____

Editura "TNCERCOM". Institutul de cercetări științifice în construcții: Str.
Independenței 6/1, Chișinău, Republica Moldova, MD-2043,

UNIVERSITATEA TEHNICĂ A MOLDOVEI

Cu titlu de manuscris

C.Z.U: 694.078-413.046 (043.3)

ZOLOTCOV ANATOLIE

**CALCULUL REZISTENȚEI PEREȚILOR
CONSTRUCȚIILOR LA ACȚIUNI SEISMICE**

**Specialitatea științifică 211.02
Materiale de construcții, elemente și edificii**

Autoreferatul tezei de doctor habilitat

CHIȘINĂU, 2015