

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Тамбовский государственный технический университет»

В. В. Леденёв

ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ СТЕН

*Рекомендовано Научно-техническим советом университета
в качестве монографии для научных работников,
аспирантов и магистрантов строительного профиля*



Тамбов
Издательство ФГБОУ ВПО «ТГТУ»
2015

УДК 624.07
ББК Н5-02
ЛЗ9

Рецензенты :

Доктор технических наук, профессор кафедры «Городское строительство и автомобильные дороги» ФГБОУ ВПО «ТГТУ»
А. Ф. Зубков

Кандидат технических наук, главный специалист-эксперт
ТОГАУ «Тамбовгосэкспертиза»
И. Н. Кузнецов

Леденёв, В. В.

ЛЗ9 Прочность и трещиностойкость стен : монография для научных работников, аспирантов и магистрантов строительного профиля / В. В. Леденёв. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2015. – 224 с. – 400 экз. – ISBN 978-5-8265-1461-0.

Приведены результаты лабораторных опытов с моделями стен. Исследовано влияние граничных условий, дефектов, схем армирования, разъемов нагружения, форм моделей на несущую способность и трещиностойкость стен. Даны эмпирические зависимости между влияющими параметрами.

Рассмотрены примеры технического обследования зданий с повреждениями стен.

Предназначена для научных работников, аспирантов и магистрантов строительного профиля.

УДК 624.07
ББК Н5-02

ISBN 978-5-8265-1461-0

© Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Тамбовский государственный технический университет» (ФГБОУ ВПО «ТГТУ»), 2015

© Леденёв В. В.

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. В стенах зданий часто встречаются трещины, отличающиеся направлением, шириной раскрытия, длиной, плотностью, степенью стабилизации, скоростью раскрытия, причиной появления. Трещины ухудшают эксплуатационные качества, снижают долговечность и несущую способность, могут служить предвестниками разрушения.

Существующие методы оценки остаточной прочности несущих строительных конструкций с повреждениями рассматривают лишь дефекты, связанные с перегрузками и пожарами. Они отличаются невысокой надежностью. Причинами этого являются: большое число влияющих факторов, учет которых почти не возможен; отсутствие совершенных расчетных моделей, наиболее полно учитывающих свойства материалов.

Для совершенствования методики расчета стен с дефектами необходимы всесторонние экспериментальные исследования, анализ причин повреждений. В течение 15 лет на кафедре «Конструкции зданий и сооружений» ФГБОУ ВПО «ТГТУ» проводились лабораторные экспериментальные исследования несущей способности, характера трещинообразования, механизма разрушения моделей стен в зависимости от начальных дефектов, геометрических параметров, схем армирования и нагружения, граничных условий. Получены функции влияния рассматриваемых параметров.

Целью данной работы является получение экспериментальных данных для разработки инженерного метода расчета стен в зависимости от соотношения начальных дефектов и обжатий, особенностей армирования, характеристик проемов и способов опираний.

Задачи исследований. Для достижения поставленной цели необходимо:

- получить экспериментальные функции влияния контролируемых параметров различных дефектов на прочность моделей стен и сравнить их с расчетными данными; изучить механику разрушения моделей с дефектами и их напряженно-деформированное состояние;
- изучить влияние торцовых горизонтальных напряжений на величину разрушающей нагрузки при действии равномерно распределенной вертикальной нагрузки;
- изучить характер горизонтальных перемещений боковой стенки моделей в зависимости от:

- характера армирования;
- соотношения σ_x / σ_z ;
- величины вертикальной нагрузки;
- определить характер трещинообразования и разрушения моделей;
- установить влияние поперечных армирований на величину разрушающей нагрузки и характер трещинообразования;
- получить эмпирические зависимости между влияющими параметрами;
- разработать инженерный метод расчета железобетонной стены с использованием результатов экспериментов;
- изучить влияние проемов на разрушающую нагрузку и характер трещинообразования.
- разработать рекомендации по предотвращению возникновения повреждений в несущих конструкциях зданий.

Большую ценность представляют данные технического обследования зданий с различными повреждениями. Автор проводил многочисленные обследования во всех областях Центрально-Черноземной зоны. Полученный материал приведен в монографии. Обобщены и систематизированы наиболее распространенные причины повреждений.

Большую помощь в оформлении книги оказала студентка ФГБОУ ВПО «ТГТУ» Ле Тхюй Зыонг.

Глава 1

ОБЗОР ИССЛЕДОВАНИЙ ПО ТЕМЕ РАБОТЫ

1.1. ОТЕЧЕСТВЕННЫЕ И ЗАРУБЕЖНЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА СТЕН

Методы расчета бетонных и железобетонных стен. В практике проектирования сплошных бетонных и железобетонных стен, для определения их прочности при действии поперечной силы часто используется метод расчета прочности наклонных сечений железобетонных изгибаемых элементов, принятый СНиП 2.03.01–84^{**}. На рисунке 1.1 показана наиболее распространенная схема нагружения стен.

Прочность неармированных стен определяется по формуле

$$Q = Q_b, \quad (1.1)$$

где Q – поперечное усилие, воспринимаемое сечением стены, определяется по зависимости; Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое сечением стены, определяется по зависимости

$$Q_b = \frac{\varphi_{b4}^2 (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0}{c}, \quad (1.2)$$

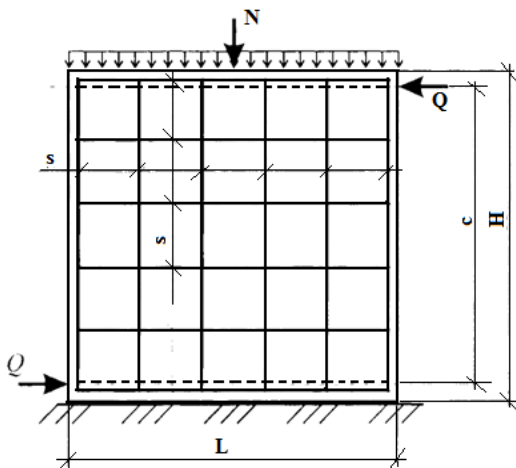


Рис. 1.1. Расчетная схема стены по СНиП 2.03.01–84^{**}

и принимается не более $2,5R_{bt}bh_0$ и не менее

$$\varphi_{b3}(1 + \varphi_n)bh_0,$$

где b – толщина модели; h_0 – рабочая высота сечения; R_{bt} – расчетные сопротивления бетона растяжению; φ_n – коэффициент, учитывающий влияние продольной силы N , определяется из уравнения

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt}bh_0} \leq 0,5, \quad (1.3)$$

где φ_{b3} и φ_{b4} – коэффициенты, принимаются по указаниям п. 3.31 и 3.32 [СНиП 2.03.01–84**].

Геометрическая интерпретация зависимости (1.2) показана на рис. 1.2 [24].

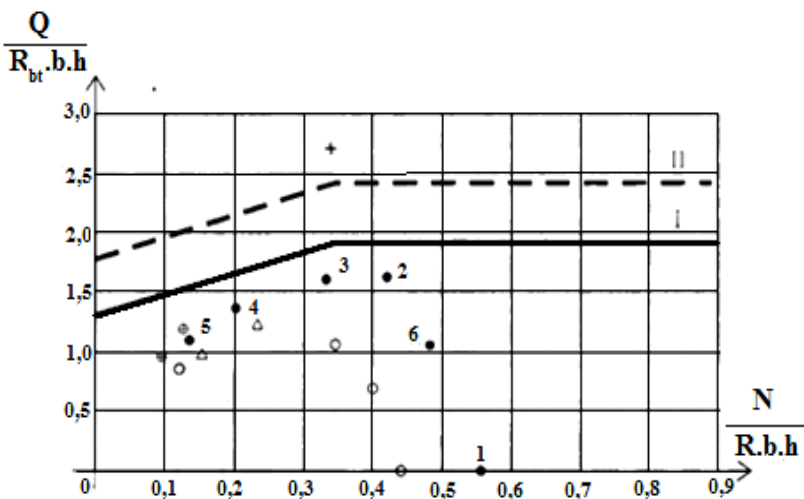


Рис. 1.2. График сопоставления расчетных (по СНиП 2.03.01–84** [1]) и опытных величин:

- + – бетонные образцы ЦНИИЭП жилища; ● – керамзитобетонные образцы ЦНИИЭП жилища; ○ – армированные образцы ЦНИИЭП жилища;
- Δ – бетонные образцы КПИ им. Лазо; ⊕ – армированные образцы КПИ им. Лазо;
- * – армированный образец НТУ Греции;
- I – график неармированных образцов;
- II – график расчета армированных образцов

При расчете стен, армированных сеткой, прочность определяется по формуле

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (1.4)$$

где Q – поперечное усилие, воспринимаемое сечением стены, определяется по зависимости; Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое сечением стены; Q_{sw} – поперечное усилие, воспринимаемое стержнями арматурной сетки и определяется из уравнения

$$Q_{sw} = q_{sw}c_0, \quad (1.5)$$

где q_{sw} – усилие в арматурных стержнях на единицу длины элемента $q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{S}$ и принимаемое не более $\frac{\varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt}b}{2}$; c_0 – длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось стены, определяется по формуле

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0}{q_{sw}}}. \quad (1.6)$$

Правая часть формулы (1.6) принимается не менее расчетной высоты стены h_0 и не более величины c , показанной на рис. 1.1. Геометрическая интерпретация расчетной зависимости (1.4) показана на рис. 1.2.

Согласно инструкции по проектированию конструкций панельных жилых зданий (ВСН 32–77), расчет прочности сплошных стен при совместном нагружении продольными и поперечными силами производится по расчетным зависимостям:

$$\begin{cases} N \leq R_\sigma F_c \\ Q \leq m_{sh} R_\tau F_{sh}, \end{cases} \quad (1.7)$$

где N – продольная сжимающая сила; F_c – площадь сжатой зоны стены определяется по формуле

$$F_c = b(L - 2e_{0b}), \quad (1.8)$$

Q – поперечная сила; $F_{сд}$ – площадь сдвига, равная F_c без учета простенков; $\tau_{сд}$ – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение напряжений в расчетном сечении, принимается равным 0,8; R_b – предельное сопротивление стены сжатию при наличии сдвигающих сил, определяется по формуле

$$R_b = \frac{N_u}{F} - \frac{\tau^2}{R_b}, \quad (1.9)$$

R_b – предельное сопротивление стены срезу при наличии сжимающих сил, определяется по формулам:

– для неармированных стен

$$R_\tau = \sqrt{R_{bt}(R_{bt} + \sigma)}; \quad (1.10)$$

– для армированных стен

$$R_\tau = \sqrt{R_h(R_v + \sigma)}, \quad (1.11)$$

где R_h и R_v – несущая способность горизонтальных и вертикальных стержней полевого армирования, определяется по формулам:

$$R_h = \mu_h R_{Sh} \geq R_{bt}; \quad (1.12)$$

$$R_v = \mu_v R_{Sv} \geq R_{bt}. \quad (1.13)$$

Величины напряжений σ и τ , возникающие в расчетном сечении стены, определяются по формулам:

$$\tau = \frac{Q}{F_{sh}}, \quad (1.14)$$

$$\sigma = \frac{N}{F_c}. \quad (1.15)$$

Геометрическая интерпретация расчетных зависимостей (1.7) показана на рис. 1.3. Согласно инструкциям по проектированию монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР (РСН 13–87) расчет прочности горизонтальных опорных сечений стен при совместном действии продольных и поперечных сил производится по условию

$$Q \leq T_{sh,c} + T_{sh,t}, \quad (1.16)$$

где $T_{sh,c}$ – сопротивление сдвигу сжатой зоны сечения стены, принимается равным меньшему из значений $T_{sh,c} \leq fN$ или $T_{sh,c} = R_{sh}t_w x$; T_{sh} – сопротивление сдвигу растянутой зоны сечения стены, определяется по формуле

$$T_{sh,t} = \varphi_f \varphi_v t_w (h_0 - x) R_{sh}, \quad (1.17)$$

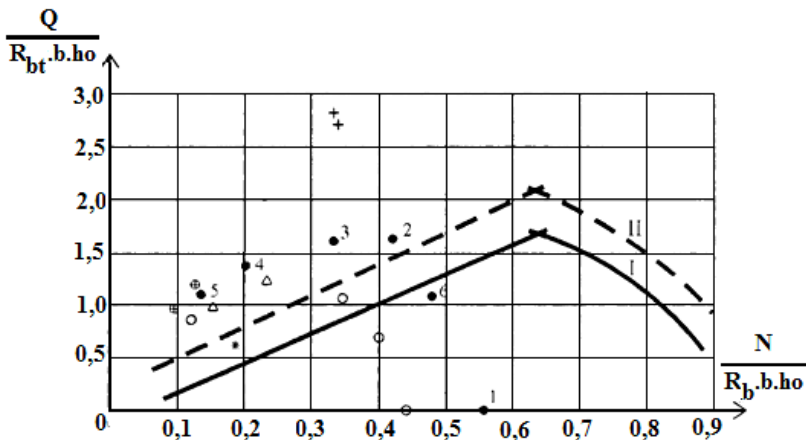


Рис. 1.3. График сопоставления расчетных (по ВСН 32–77) и опытных величин [1, 26]:

+ – бетонные образцы ЦНИИЭП жилища; ● – керамзитобетонные образцы

ЦНИИЭП жилища; ○ – армированные образцы ЦНИИЭП жилища;

Δ – бетонные образцы КПИ им. Лазо; ⊕ – армированные образцы КПИ им. Лазо;

* – армированный образец НТУ Греции; I – график неармированных образцов;

II – график расчета армированных образцов

где N – продольная сила; t_w – толщина стены; x – высота сжатой зоны сечения; φ_f – коэффициент, принимается равным 0,9, 0,75, 0,6 при сейсмичности соответственно 7, 8, 6 баллов; φ_v – коэффициент армирования стены (без граней); R_{sh} – сопротивление бетона срезу при сжатии, принимается меньшему из значений:

$$R_{sh} = R_{bt} \sqrt{1 + R_b / 2R_{bt}} \quad (1.18)$$

или

$$R_{sh} = 1,4R_{bt} \frac{\sqrt{1 + R_b / 4R_{bt}}}{1 + 2R_{bt} / R_b}. \quad (1.19)$$

Геометрическая интерпретация расчетной зависимости (1.16) показана на рис. 1.4.

В развитии РСН 13–87 КПИ им. С. Лазо в большей степени учитывают напряженное состояние стен. Это основано на методе расчета наклонных сечений балочных элементов. На рисунке 1.5 показана расчетная схема стены. Наклонная трещина разделяет стену на два блока A и B . Условия равновесия такой модели можно представить в виде

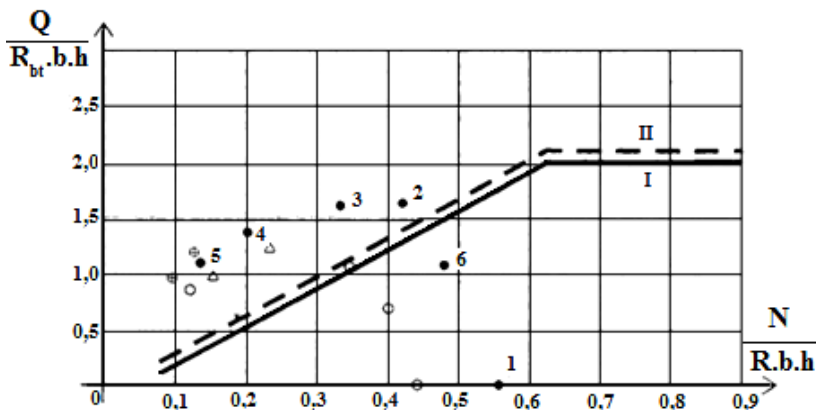


Рис. 1.4. График сопоставления расчетных (по РСН 13–87 [3]) и опытных величин [1, 2, 26]

системы уравнений, в которые входят предельные усилия в сжатой зоне бетона и арматурных стержнях, пересекаемых наклонным сечением:

$$Q = Q_b + Q_s + Q_{sw} + Q_{s,inc}, \quad (1.20)$$

$$N = N_b + N'_s - N_{sq} - N_{s,inc}, \quad (1.21)$$

где Q – поперечное усилие, воспринимаемое сечением стены; Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое сечением стены; Q_{sw} – поперечное усилие, воспринимаемое стержнями арматурной сетки; N – продольное усилие, воспринимаемое сечением стены; N_s – продольное усилие, воспринимаемое стержнями арматурной сетки.

Усилия, входящие в эти уравнения, определяют с учетом следующих допущений. Эпюра сжимающих напряжений в бетоне опорной зоны блока A принимается треугольной с максимальной ординатой, равной R_b . Эпюра касательных напряжений в опорном сечении имеет криволинейный характер и аппроксимирована двумя квадратными параболой, сопряженными в сечении, проходящим через вершину наклонной трещины точки K на рис. 1.5, a . Максимальные касательные напряжения определяются исходя из критерия прочности при плоском напряженном состоянии. На рисунке 1.6 показана геометрическая интерпретация этого метода расчета [1, 2, 26].

Единый строительный код США UBC рекомендует определять прочность стен на сдвиг при действии горизонтальных и вертикальных нагрузок по формуле

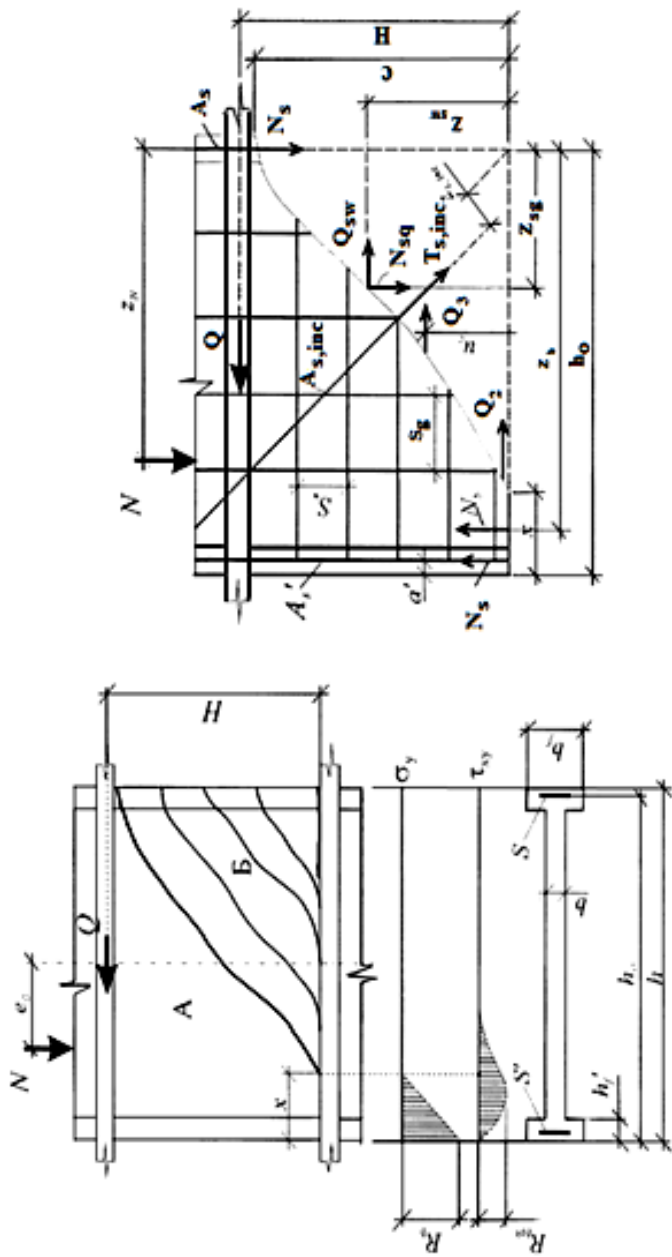


Рис. 1.5. Развитие наклонных трещин в монолитной стене (а) расчетная схема усилий в наклонном сечении (б)

$$\tau_u = \tau_c + phf_{sy}, \quad (1.23)$$

где ph – процент армирования поля стены горизонтальной арматурой; f_{sy} – расчетная прочность арматуры на растяжение; τ_c – усредненные касательные напряжения, определяемые из условия

$$\tau_c = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,25(\sqrt{f_{cc}} + \sigma_0) \\ 0,05\sqrt{f_{cc}} + (0,10\sqrt{f_{cc}} + 0,2\sigma_0)/(\alpha_s - 0,5) \end{array} \right\}, \quad (1.24)$$

где f_{cc} – расчетная прочность бетона при одноосном сжатии; σ_0 – средние напряжения обжатия вертикальной нагрузкой определяются по формуле

$$\sigma_0 = \frac{N}{b_w l_w}, \quad (1.25)$$

где b_w – толщина поперечного сечения стены; l_w – длина стены; N – вертикальная нагрузка; α_s – коэффициент влияния сдвига, определяется по формуле

$$\alpha_s = \frac{M}{V l_w}, \quad (1.26)$$

где M – изгибающий момент от внешних нагрузок; V – горизонтальная нагрузка.

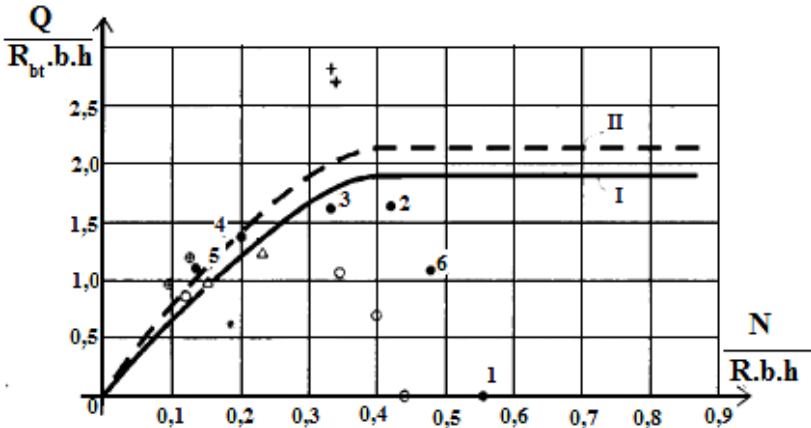


Рис. 1.6. График сопоставления расчетных и опытных величин

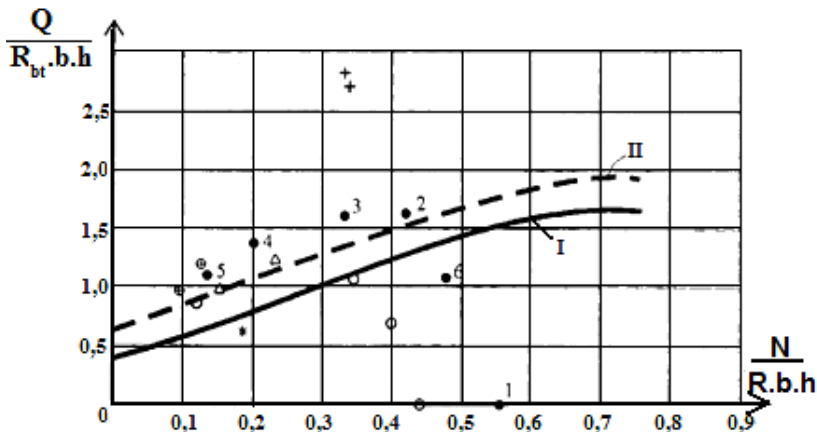


Рис. 1.7. График сопоставления расчетных (по UBC США, [4]) и опытных величин

На рисунке 1.7 показана геометрическая интерпретация этого метода расчета.

Временные рекомендации по проектированию сейсмостойких зданий США (ATC-3) рекомендуют определять прочность стен на сдвиг при действии горизонтальных и вертикальных нагрузок из условия

$$\tau_u = 0,165 \sqrt{f_{cc}} + Phf_{sy} \leq 0,83 \sqrt{f_{cc}}, \quad (1.27)$$

где f_{cc} – расчетная прочность бетона при одноосном сжатии; Ph – процент армирования поля стены горизонтальной арматурой; f_{sy} – расчетная прочность арматуры на растяжение.

Методы расчета каменных и армокаменных стен. Проектирование каменных и армокаменных конструкций в нашей стране выполняется в соответствии с рекомендациями СНиП П-22–81*.

Для расчета стен, воспринимающих вертикальные и горизонтальные нагрузки, в том числе ветровые и сейсмические, в рамках СНиП П-22–81* используется метод расчета внецентренно-сжатых элементов. На рисунке 1.9 показана наиболее распространенная схема нагружения стен при действии изгибающего момента в плоскости стены. При расчете неармированных внецентренно-сжатых стен используются рекомендации, согласно которым прочность стен определяется по формуле

$$N \leq m_g \varphi_l R A_c \omega, \quad (1.28)$$

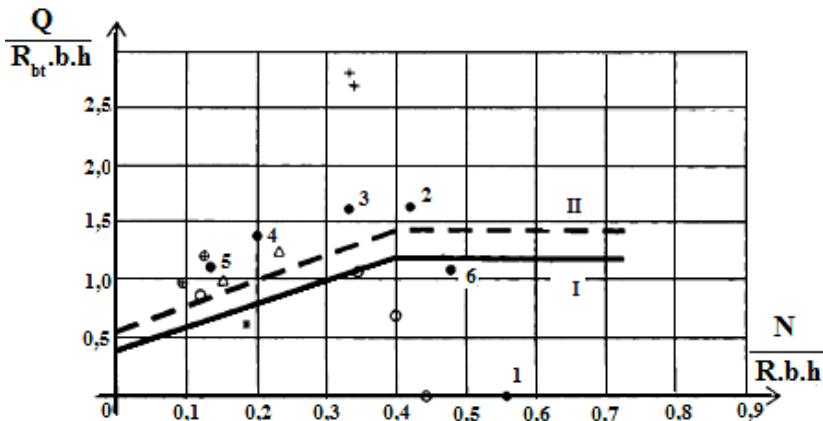


Рис. 1.8. График сопоставления расчетных (по АТС-3 США) и опытных величин

где A_c – расчетная площадь сжатой части сечения при прямоугольной эпюре напряжений, определяемая из условия, что ее центр тяжести совпадает с осью приложения расчетной продольной силы N .

Для прямоугольного сечения:

$$A_c = A(1 - 2e_0 / h), \quad (1.29)$$

$$\varphi_l = (\varphi + \varphi_c) / 2, \quad (1.30)$$

где R – расчетное сопротивление кладки сжатию; A – площадь сечения элемента; h – высота сечения в плоскости действия изгибающего момента; e_0 – эксцентриситет расчетной силы N относительно центра тяжести сечения:

$$e_0 = M / N + e_{cl}, \quad (1.31)$$

φ – коэффициент продольного изгиба для сечения в плоскости действия изгибающего момента; φ_c – коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения в плоскости действия изгибающего момента.

Расчет неармированных стен из каменной кладки на срез по горизонтальным не перевязанным швам производится по формуле

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8n\mu\sigma_0) A, \quad (1.32)$$

где Q – расчетная поперечная сила от внешних нагрузок; R_{sq} – расчетное сопротивление срезу; μ – коэффициент трения по шву кладки, для

камней правильной формы принимается равным 0,7; σ_0 – среднее напряжение сжатия при наименьшей расчетной вертикальной нагрузке, определяется с коэффициентом 0,9:

$$\sigma_0 = N_0 n / A; \quad (1.33)$$

n – коэффициент, принимаемый равным 1,0 для кладки из полнотелого кирпича; A – расчетная площадь сечения.

Схема нагружения стены показана на рис. 1.9, геометрическая интерпретация зависимости (1.32) показана на рис. 1.10.

По нормам США, Великобритании (BS-5628), Канады (CAN 3-S304-M78) и Австралии (AS-1640) для расчета неармированных стен из каменной кладки, воспринимающих вертикальные и горизонтальные нагрузки в одной плоскости, используется метод расчета внецентренно сжатых элементов.

Прочность определяется по формуле (1.34). Отличием является использование разного коэффициента, понижающего прочность кладки, соответственно равному для норм США – 0,25, для норм Великобритании и норм Канады – C_e , которые зависят от величины эксцентриситета, для норм Австралии – числу 0,20

$$P = C(0,25 f'_m) A_q, \quad (1.34)$$

где P – продольная сила от внешних нагрузок; f'_m – временное сопротивление каменной кладки сжатию; C – коэффициент уменьшения несущей способности зависит от величины эксцентриситета и от гибкости стены; A_q – площадь сечения стены, равная суммарной площади нагруженных слоев.

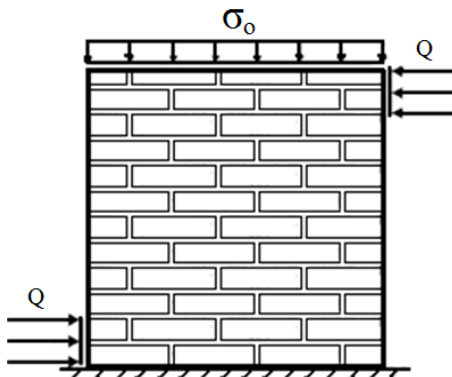


Рис. 1.9. Схема нагружения стены при работе на срез по перевязанным сечениям

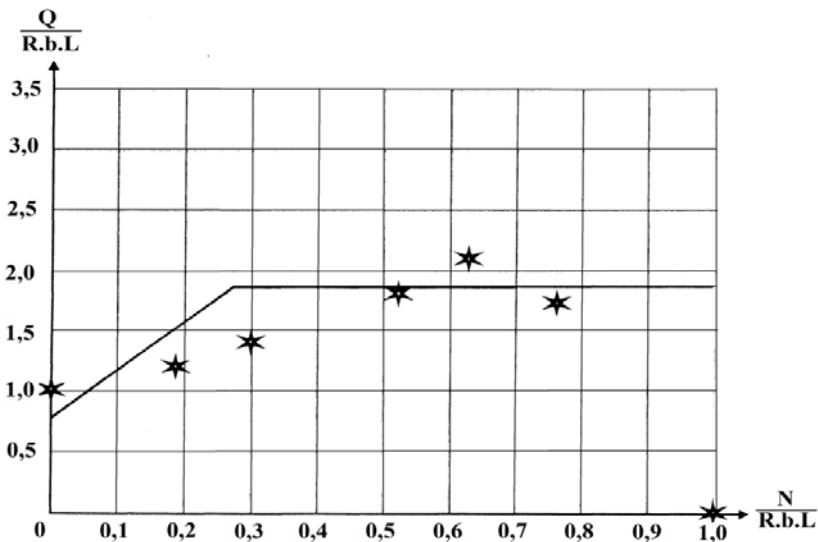


Рис. 1.10. График сопоставления расчетных и опытных величин:
* – опыты Пензенского ИСИ [26]

Геометрическая интерпретация зависимости (1.32) показана на рис. 1.10.

1.2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТЕН

Экспериментальные исследования бетонных и железобетонных стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил в нашей стране и за рубежом проводили: Г. Н. Ашкинадзе, Т. И. Баранова [1, 2], В. С. Г. Бориев, И. В. Бубук, Е. Г. Валь, А. С. Залесов, Ю. В. Измайлов, В. Г. Имас, А. Ф. Кирпий, В. И. Коноводченко, Р. А. Кулиев, Н. Н. Ласьков [2, 6], Л. Д. Мартынова, В. В. Пангаев [34 – 37], М. Я. Розенберг, Т. В. Скрипник, М. Е. Соколов [45], А. В. Черкашин, А. В. Туманов [49], А. С. Шкутов [55, 56], Г. А. Шапиро, С. М. Alexander, F. Barda, A. E. Cardenas, B. G. Coriey, A. E. Fiorato, I. M. Hanson, C. T. May, M. C. Mirza, T. Paulau, H. W. Ras-sel, T. R. Tassios и др.

Опыты Н. Н. Ласькова. Ласьков Н. Н. с помощью комплексного ретроспективного анализа проектирования стен получил, что в практике используются приближенные методы расчета стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил, которые базируются, в основном, на балочных аналогиях, не описывают напряженно-деформи-

рованное состояние и механизм разрушения стен, дают разноречивые результаты, содержат много эмпирических коэффициентов, не имеющих экспериментальных обоснований, не позволяют оценить работу арматуры, не обеспечивают экономичность конструктивных решений и не всегда обеспечивают безопасность.

По механике разрушения прочность бетонных, кирпичных, железобетонных и армокирпичных стен основана на физическом эксперименте. Произведена классификация схем разрушения, которая является логическим обобщением предельного напряженного состояния. Классификация включает четыре вида разрушения (рис. 1.11):

- разрушение наклонной сжатой полосы в результате внезапного образования критической диагональной трещины;
- разрушение наклонной полосы при активном развитии серии прерывистых наклонных трещин, в опорной зоне;
- разрушение стен при действии вертикальной нагрузки в результате образования трещин, характерных для разрушения сжатых или внецентренно сжатых элементов;
- разрушение растянутой зоны при активном развитии характерных трещин.

С увеличением вертикальной нагрузки увеличиваются углы наклона главных сжимающих напряжений. При этом главные напряжения также играют определяющую роль в сопротивлении стен (рис. 1.12).

С увеличением вертикальной нагрузки изменяются схемы разрушения стен: от разрушения условной наклонной полосы в результате среза по диагональной трещине к разрушению условной наклонной

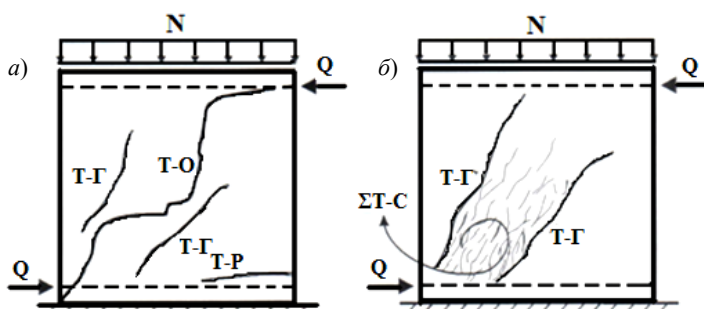


Рис. 1.11. Схема классификации трещин во фрагментах стен:
Т-О – магистральная основная трещина; *Т-Г* – граничные трещины;
ΣТ-С – трещины раздавливания бетона или каменной кладки;
Т-Р – трещины в растянутой зоне

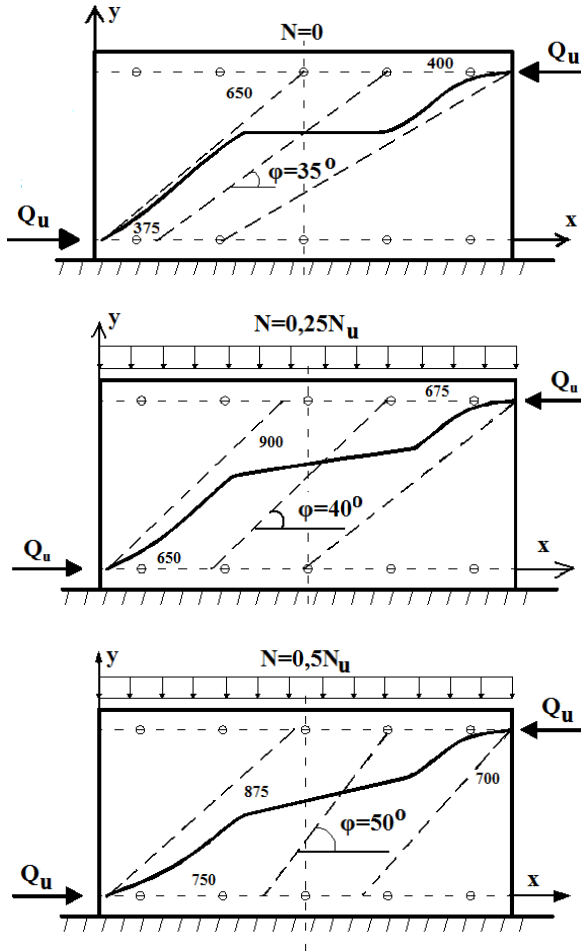


Рис. 1.12. Напряженно-деформированное состояние панелей СК2-1 – СК2-3

полосы в результате активного образования в ее опорной зоне мелких трещин, характерных для раздробления бетона или каменной кладки при сжатии, затем к разрушению стен при центральном и внецентренном сжатии.

Закономерность изменения разрушающих поперечных усилий при увеличении вертикальной нагрузки носит криволинейный характер и соответствует выпуклой кривой в направлении ординаты попе-

речных усилий. С увеличением вертикальной нагрузки до $\bar{N} = 0,5N_u$ разрушающая поперечная сила возрастает до максимальной величины, а затем плавно снижается.

Различные схемы армирования поля стены (рис. 1.13) практически не изменяют схемы распределения напряжений и схемы разрушения. Разрушение стен, армированных сетками, сопровождается образованием серии параллельных, часто расположенных мелких прерывистых трещин как по длине наклонной полосы, так и в опорной зоне стены, а при армировании одними горизонтальными стержнями – образованием большего числа граничных и диагональных трещин внутри сжатой наклонной полосы.

Наличие проемов увеличивает количество сжатых полос, их положение определяется положением проемов по полю стен. (рис. 1.14). В стенах с проемами появляется новый вид трещин $T-\tau$, характеризующий срез наклонных участков, расположенных между грузовыми площадками и угловыми зонами проемов, в пределах которых концентрируются главные напряжения.

Опыты Б. Жусупбекова [21]. В работе автора показано, что периоды основного тона собственных колебаний крупнопанельных диафрагм линейно увеличиваются с увеличением количества этажей. Опыты показали, что устройство одного ряда дверных проемов с размерами и распо-

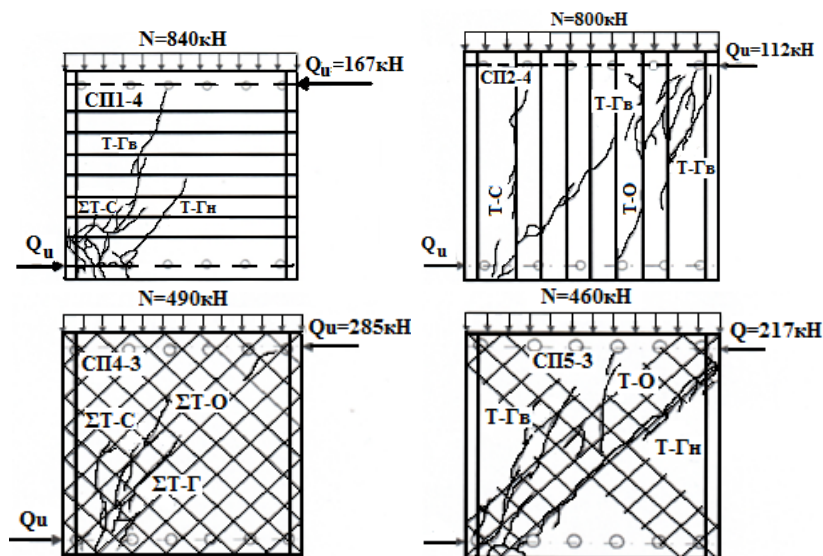


Рис. 1.13. Схемы образования трещин в армированных моделях стен

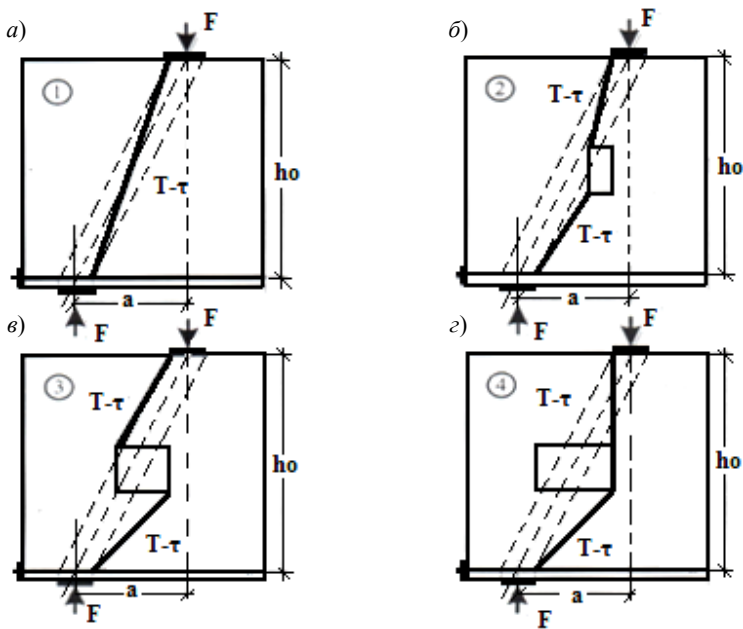


Рис. 1.14. Классификация схем разрушений стен с проемами:

- a* – первый вид разрушения для стен без проемов;
- б* – второй вид разрушения для стен с проемами при $l_{np}/a \leq 0,2$;
- в* – третий вид разрушения для стен с проемами при $l_{np}/a \leq 0,5$;
- г* – четвертый вид разрушения для стен с проемами при $l_{np}/a \leq 0,8$

ложением в стене диафрагмы, принятыми в данной работе, приводит к увеличению периодов ее собственных колебаний примерно на 25%.

Коэффициенты поглощения энергии возрастают по мере роста величины горизонтальной нагрузки, причем быстрее у диафрагм с проемами. С ростом величины предварительного обжатия коэффициент поглощения энергии уменьшается. Однако при малых горизонтальных нагрузках, предварительное обжатие не оказывает заметного влияния на величину коэффициента поглощения энергии.

Коэффициенты пластичности диафрагм с предварительным напряжением и без него изменяются с изменением величины горизонтальной нагрузки. Наличие дверных проемов в стенах увеличивает коэффициент пластичности, а предварительное напряжение вертикальной арматуры приводит к его некоторому снижению.

Опыты А. В. Туманова [49]. Произведена классификация трещин, образуемых в стенах при раздельном и совместном действии вер-

тикальных и горизонтальных сил. Новым видом являются трещины магистральные $T-O$ (рис. 1.15), выделяющие по поверхности кирпичных стен самостоятельно работающие условные вертикальные и наклонные полосы, в пределах которых концентрируются главные сжимающие или растягивающие напряжения.

Опыты А. С. Шкутова [55, 56]. Наличие технологических отверстий ослабляет рабочие сечения и трансформирует траектории главных напряжений, которые играют определяющую роль в сопротивлении стен, создают новые локальные зоны концентрации напряжений, в результате чего значительно изменяется характер сопротивления стеновых панелей, их прочность снижается в 1,2–1,3 раза.

Испытание стеновых панелей выявило влияние схем нагружения на величину разрушающей силы. При совместном действии вертикальных и горизонтальных сил вертикальная сила поочередно изменялась и принималась равной $F_i = (0,25 - 0,5 - 0,75) F_{test}$, при этом величина разрушающей горизонтальной силы Q_{test} уменьшается соответственно в 1,13; 1,2; 1,5 раза.

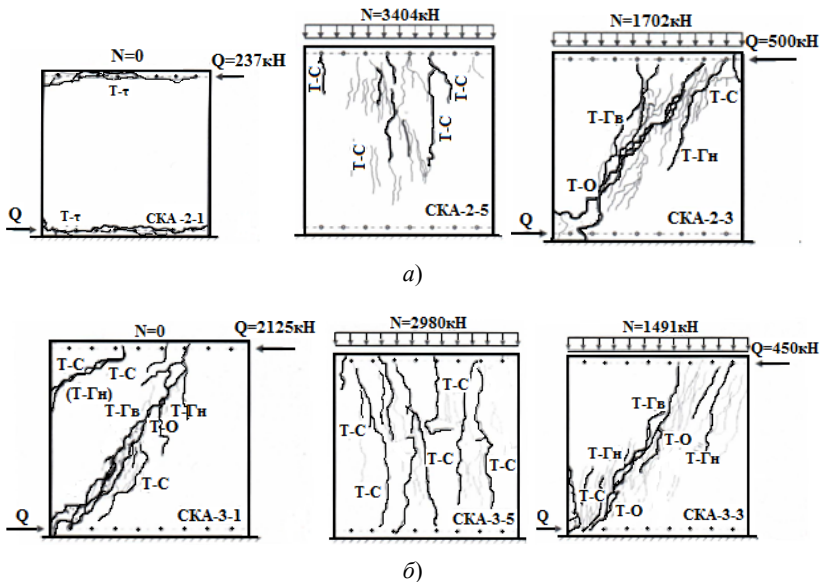


Рис. 1.15. Схемы образования трещин в моделях стен:

а – СКА-2; б – СКА-3:

$T-Г$ – граничные трещины;

$T-O$ – основная диагональная трещина; $T-C$ – трещины сжатия

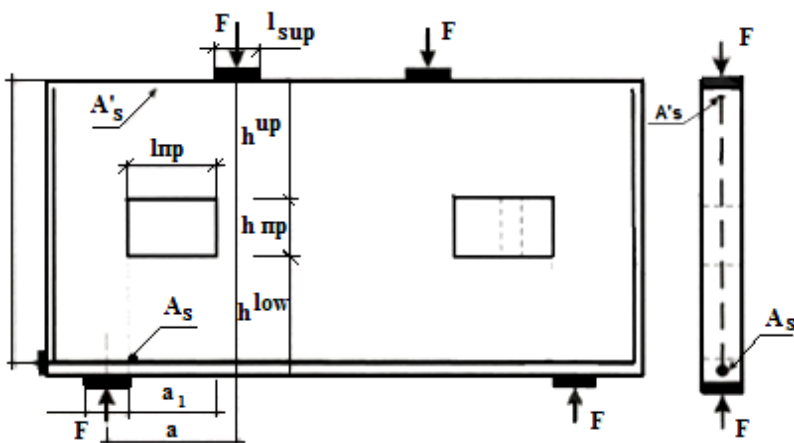


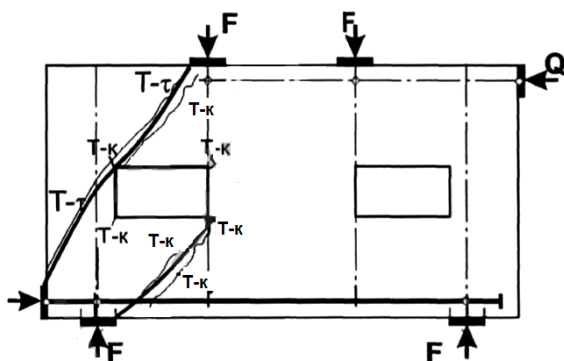
Рис. 1.16. Конструктивное решение опытных образцов стеновых панелей с технологическими отверстиями

Увеличение длины технологического отверстия в 1,2 раза от $L_{от} = 225$ до $L_{от} = 270$ мм приводит к снижению прочности расчетных сжатых полос бетона в результате изменения углов их наклона. Снижение прочности стеновых панелей происходит в пределах 1,2–1,3 раза.

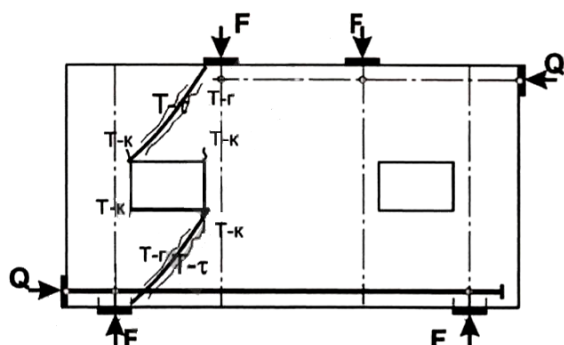
Проведена классификация трещин в бетоне исследуемых стеновых панелей. К первому классу отнесены граничные трещины T_2 , выделяющие наклонные полосы бетона, в пределах которых концентрируются траектории главных напряжений. Ко второму классу относятся серии мелких параллельных трещин T_6 , которые характеризуют разрушение бетона наклонной полосы в результате сжатия. К третьему классу относятся диагональные трещины T_{ij} , расположенные в наклонных сжатых полосах бетона, которые характеризуют разрушение сжатых полос бетона в результате среза.

Особенностью классификации трещин в стеновых панелях с технологическими отверстиями являются короткие трещины T_k , образующиеся в бетоне в зоне концентрации напряжений над угловыми зонами отверстий. Их особенностью является раннее образование и раннее прекращение их роста как по длине, так и по ширине.

Опыты Р. Р. Васильева [7]. Наличие в стенах проемов, длина которых не превышает пролета среза, не изменяет принципиального характера сопротивления стен. Решающую роль в сопротивлении стен с проемами играют главные напряжения. Их траектории при наличии проемов, а также при изменении их размеров и месторасположения, приобретают ромбообразный характер. Уровень излома траекторий соответствует угловым сжатым зонам проемов.



a)



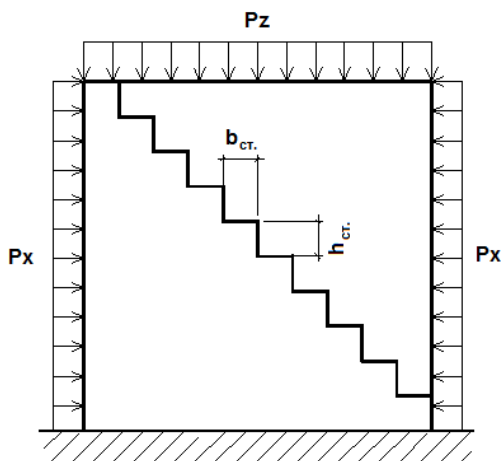
б)

Рис. 1.17. Вид разрушения:
 а – стены SpII-2; б – стены SpI-2

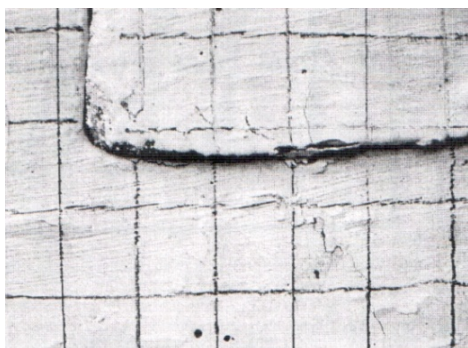
Классификация трещин является критерием определения схем разрушения стен с проемами при действии поперечных сил. Преобладающим видом разрушения стен с проемами является срез наклонных сжатых полос бетона, расположенных над и под проемами.

Разработана новая методология построения расчетных моделей стен с проемами, представляющая собой систему логически связанных принципов и предположек, она базируется на ранее известных и вновь разработанных научных подходах. К ним относится обоснованный вывод о том, что прочность стен с проемами так же, как сплошных стен, определяется главными напряжениями. Следовательно, для совершенствования методов расчета целесообразно использовать каркасно-стержневую модель сопротивления стен без проемов, поскольку этот метод является наиболее прогрессивным.

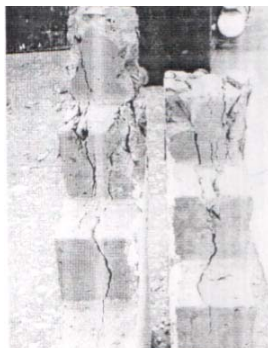
Условия трещиностойкости железобетонных пологих оболочек и плит получены на основе теории ядерных моментов в пространстве компонентов относительных внутренних усилий по главным площадкам. Рассмотрено восемнадцать комбинаций образующихся трещин, сгруппированных по шести базовым схемам работы железобетонных элементов. При выборе расчетных зависимостей трещиностойкости железобетонных оболочек и плит необходимо учитывать упругопластическую диаграмму работы бетона растянутой зоны.



a)



б)



в)

Рис. 1.18. Испытание образцов со ступенчатой трещиной:

a – расчетная схема; *б* – начало трещинообразования; *в* – расслоение образцов

Серия экспериментов с моделями стен, имеющими сквозные ступенчатые трещины при двухосном сжатии. В процессе экспериментов установлен характерный механизм разрушения моделей со ступенчатыми трещинами (рис. 1.18): первые трещины обычно появились наз изломами ступеней закладной трещины. Далее они раскрывались в вертикальном направлении, вдоль оси ступенчатой трещины происходил незначительный сдвиг с опусканием части над трещиной относительно части стены под трещиной на 2...3 мм.

Серия экспериментов с образцами, моделирующими сквозные ступенчатые трещины, с наклонными гранями горизонтальной составляющей, при двухосном сжатии. Проведена серия экспериментов с образцами, моделирующими сквозные ступенчатые трещины, с наклонными гранями вертикальной составляющей $h_{cm} = 3$ см (рис. 1.20), и углом наклона от вертикали $\beta = 15; 30; 45^\circ$.

Прочность стен с СНТ выше, чем у стен с гладкими трещинами на 25...30% (рис. 1.20), что объясняется изменением механизма разрушения. Наличие периодически расположенных концентраторов рассеивает зону деформаций на всю площади стены, тем самым включая ее в работу.

Силы трения F_{fr} (рис. 1.21, *a*) этому препятствуют, что приводит к возникновению растягивающих усилий F_{str} . На последних ступенях нагружения, когда растягивающие напряжения достигают значений R_{br} , вдоль наклонных плоскостей СНТ начинают раскрываться трещины разрыва 2. На стадии разрушения вдоль оси СНТ в верхней половине стены происходит смятие бетона со сдвигом, после чего модель полностью теряет несущую способность.

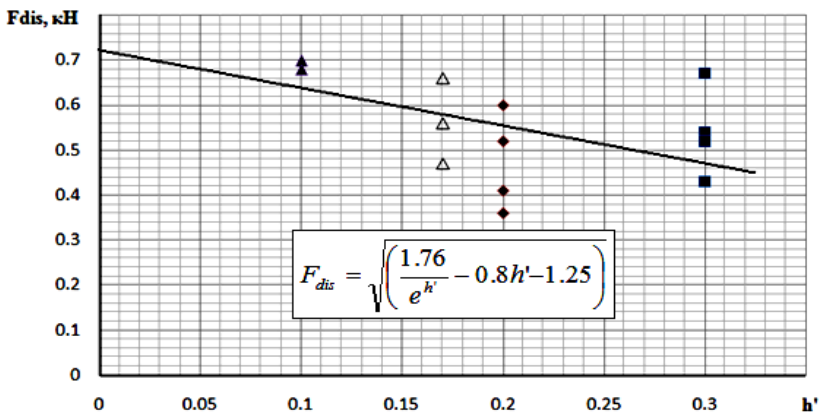
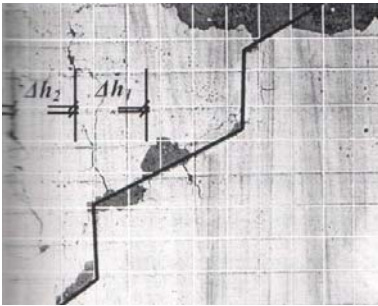
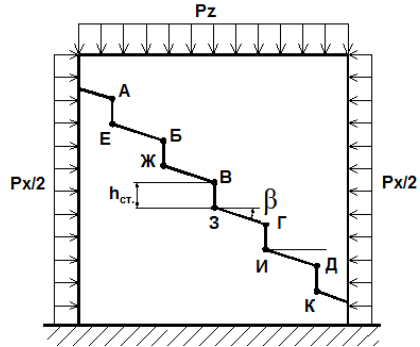


Рис. 1.19. Зависимость несущей способности F_{dis} от величины h'



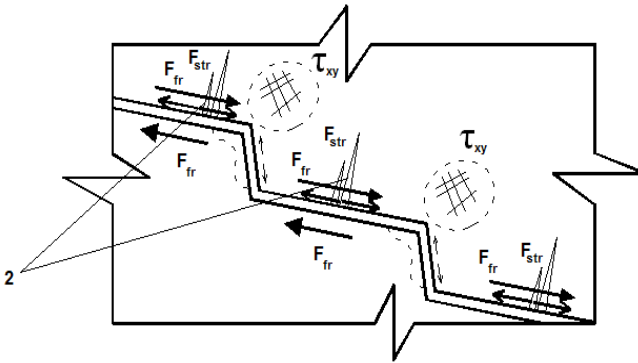
а)



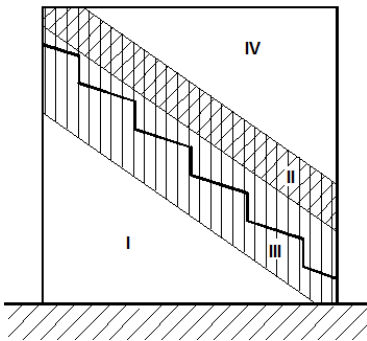
б)

Рис. 1.20.

а – картина разрушения; б – схема моделей с трещиной



а)



б)

Рис. 1.21. Анализ механизма разрушения стен с СНТ при наклонных горизонтальных составляющих:

а – напряженно-деформированное состояние участка стены;

б – четыре зоны деформирования моделей

Серия экспериментов с образцами, моделирующими сквозные ступенчатые трещины, с наклонными гранями вертикальной составляющей, при двухосном сжатии. Проведена серия экспериментов с образцами, моделирующими сквозные ступенчатые трещины, с наклонными гранями вертикальной составляющей $h_{ст} = 3$ см (рис. 1.22), и углом наклона от вертикали $\alpha = 15; 30; 45^\circ$.

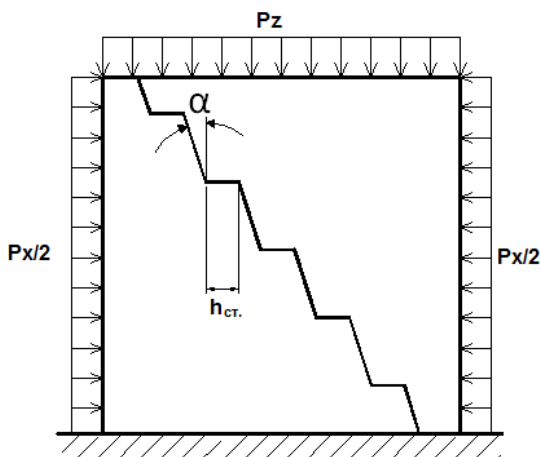


Рис. 1.22. Расчетная схема образца с наклонными гранями вертикальной составляющей ступенчатой трещины

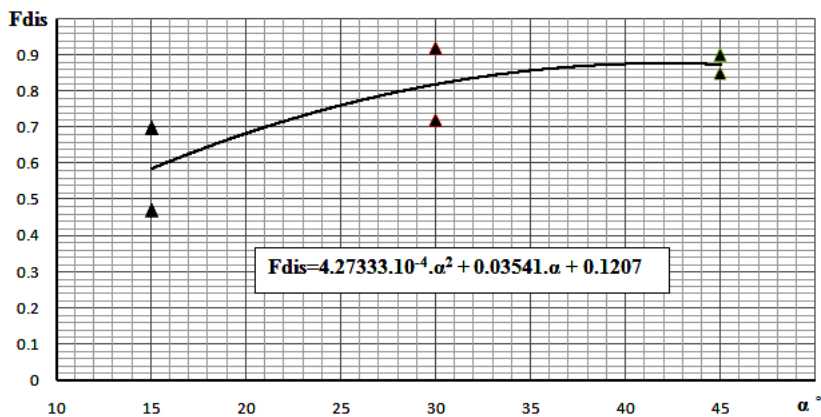


Рис. 1.23. Зависимость несущей способности F_{dis} от величины угла наклона вертикальной составляющей α°

Анализ напряженно-деформированного состояния моделей.

На первых этапах нагружения верхняя часть стены вдавливается в нижнюю. С дальнейшим нагружением верхняя часть стены стремится сдвинуться вдоль наклонных плоскостей относительно нижних.

Силы трения F_{fr} (рис. 1.24, *a*) этому препятствуют, что приводит к возникновению растягивающих усилий $F_{стр}$. На последних ступенях нагружения, когда растягивающие напряжения достигают значений R_{bt} , и направлены перпендикулярно наклонным составляющим, начинают раскрываться трещины разрыва. На стадии разрушения вдоль оси СНТ в верхней половине стены происходит смятие бетона со сдвигом и активный рост трещин разрыва, которые объединялись в плоскость сдвига, после чего модель полностью теряет несущую способность.

Испытания образцов без бокового обжатия со сквозной начальной диагональной трещиной при изменении ее длины. Испытание проводили при $\alpha = 45^\circ$ и относительной длине трещины $\bar{c}_2 = c_2 / a = 0,75; 0,5; 0,2$, где c_2 – проекция длины начальной трещины на ось y . Пластины $\bar{c}_2 \leq 0,5$; $0,5 \leq \bar{c}_2 \leq 0,75$ и $\bar{c}_2 \geq 0,75$ разрушались по разным механизмам.

Случай 1, $\bar{c}_2 \leq 0,5$. В моделях разрушение начиналось с раскрытия начальной трещины I (рис. 1.25, *a*) и последующего ее роста вверх в сторону угла A . Часть образца, ограниченная треугольником ABD , откалывалась. Затем в приопорной, а при $\bar{c}_2 = 0,5$ и боковой зонах, стали возникать трещины 3 , направленные к т. D . Образец наклонялся в сторону отколовшейся части и разрушался.

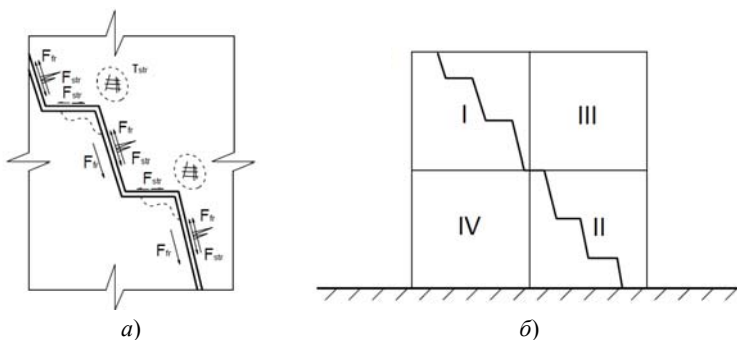


Рис. 1.24. Анализ механизма разрушения стены со ступчатой трещиной:
a – напряженно-деформированное состояние участка стены;
б – четыре зоны деформирования моделей

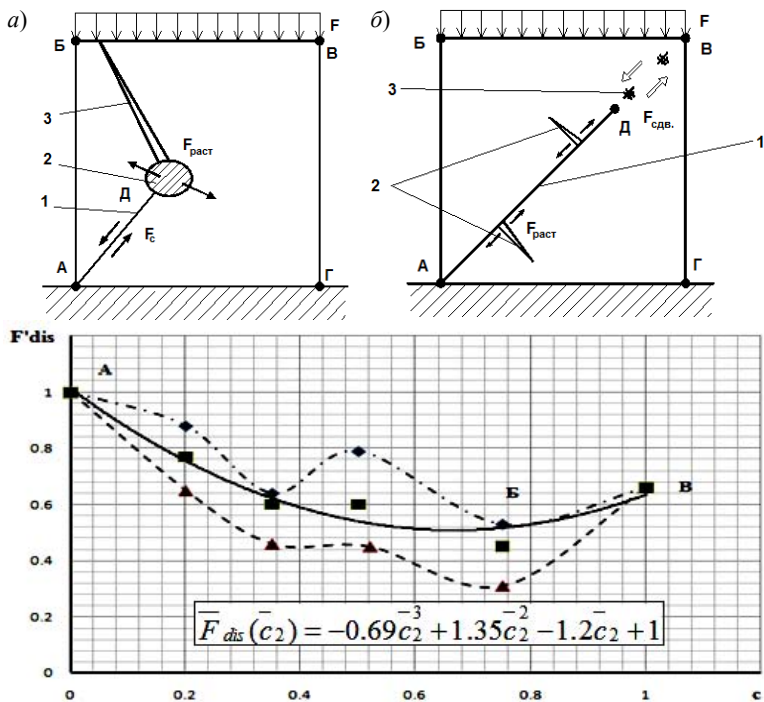


Рис. 1.25. Испытания образцов с начальной сквозной диагональной трещиной при изменении ее длины:
 а, б – механика разрушения пластин при $c = 0,33a \dots 0,5a$; $c = 0,5a \dots 0,75a$;
 в – результат испытаний

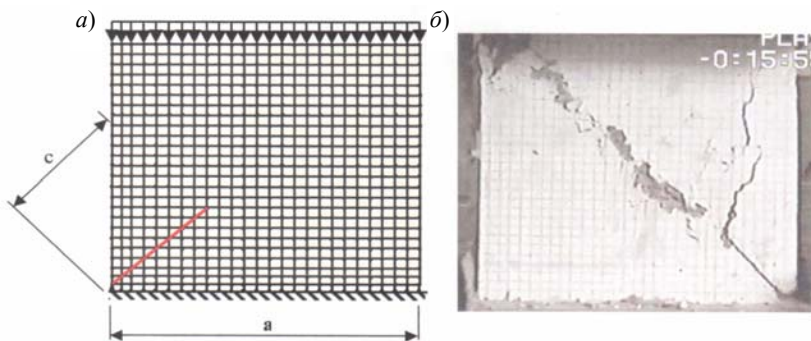


Рис. 1.26. Испытания образцов с начальной сквозной диагональной трещиной при изменении ее длины:
 а – расчетная схема; б – картина разрушения при $c = 0,33a$

Случай 2, $0,5 \leq \bar{c}_2 \leq 0,75$. С увеличением нагрузки происходил сдвиг вдоль трещины l (рис. 1.26, a , b). Во время сдвига участок OB сминался, деформации временно приостанавливались. Внешняя нагрузка F в этот момент достигала максимума, и начали появляться трещины 3 , перпендикулярные трещине l . Образец прекращал воспринимать нарастающую нагрузку.

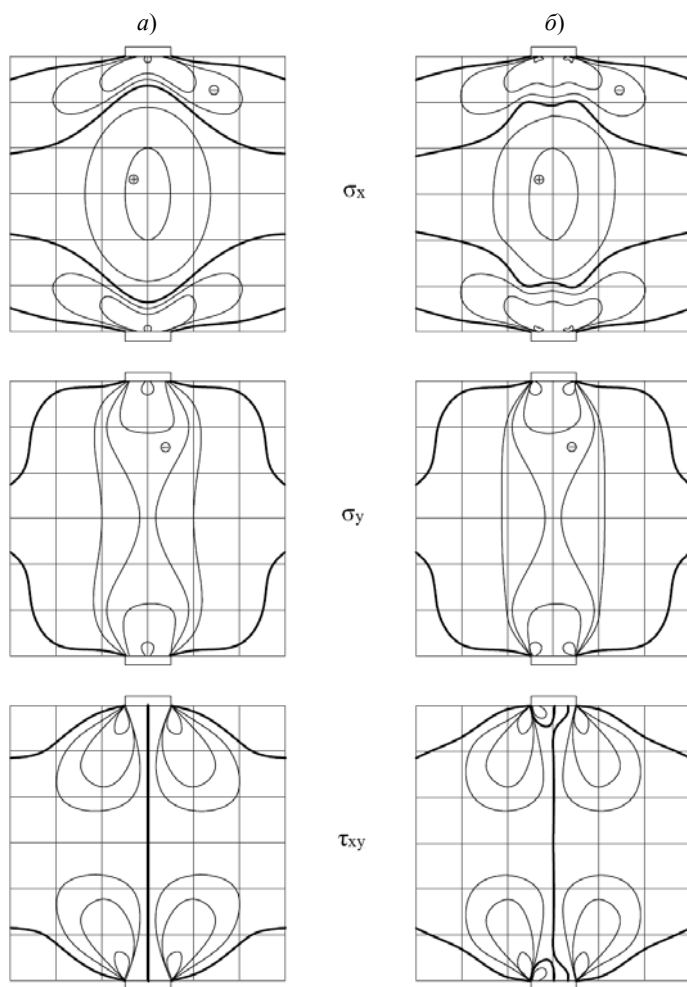


Рис. 1.27. Характер распределения напряжений в плоских элементах (Б. С. Соколов, 2010) [45]

Случай 3, $\bar{c}_2 \geq 0,75$. Механизм разрушения происходил по рис. 1.25, б. Образцы с граничными величинами \bar{c}_2 разрушались по схемам, характерным для больших и меньших величин \bar{c}_2 .

С увеличением для начальной трещины прочность образца немного увеличивается. Поскольку увеличивается площадь контактной поверхности между берегами начальной трещины, и, соответственно, возрастают силы трения между ними, увеличивая несущую способность образца в целом.

Исследования Б. С. Соколова [45]: напряженное состояние в сжимающем силовом потоке (Б. С. Соколов, 1989) показано на рис. 1.27.

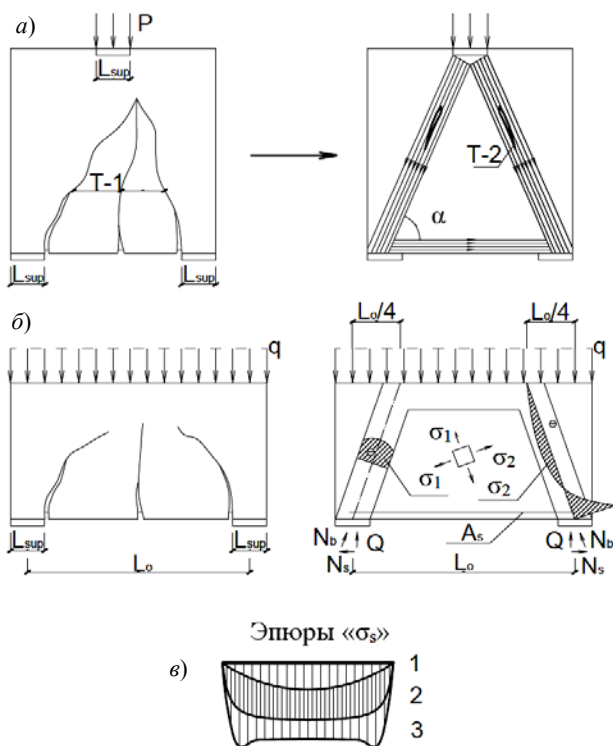


Рис. 1.28. Формирование каркасно-стержневого аналога в балках-стенках (Б. С. Соколов, 2010). Стадии НДС:

1 – до образования трещин;
2 – работа балок-стенок с трещинами; 3 – разрушения

Отмечены две области в потоке между грузовой и опорными площадками: непосредственно под ними – область двухосного сжатия, между ними – область сжатия-растяжения.

В работах Т. И. Бараковой, А. С. Залесова, Р. Р. Васильева, И. М. Куликова, Н. Н. Ласькова приняты каркасно-стержневые расчетные модели. На рисунках 1.28–1.29 дано ее обоснование.

Исследования В. В. Пангаева (2009). Выполнены расчетно-экспериментальные исследования прочности кладки, кирпича и раствора с учетом неоднородности деформативных свойств материалов, технологии работ и возможных дефектов. Построена математическая модель проведения нагруженной кладки и проведено моделирование процессов разрушения.

Проверку прочности кирпича раствора выполняют исходя из условий:

– для кирпича:

$$\sigma_{\text{ЭК}} \leq R_{br, \text{т}}, \quad \tau_{\text{max}} \leq R_{br, \text{шс}};$$

– для раствора:

$$\sigma_{\text{ЭК}} \leq R_{sol, \text{т}}, \quad \tau_{\text{max}} \leq R_{sol, \text{шс}},$$

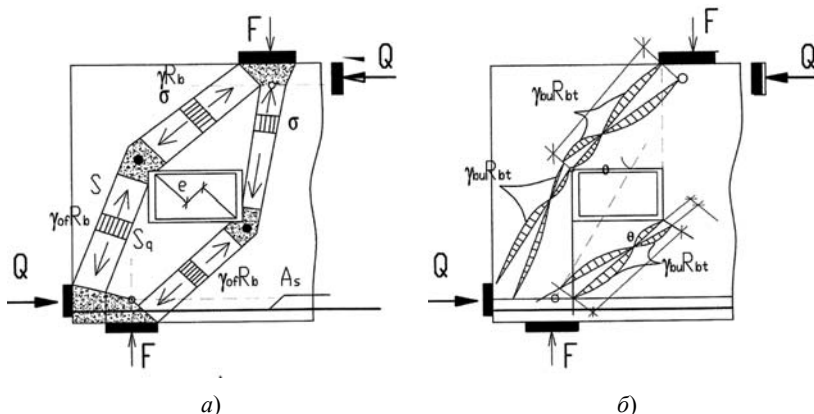


Рис. 1.29. Фрагмент аналоговой модели прочности стеновых панелей с технологическими отверстиями при разрушении сжатых полос бетона и нагружении вертикальной и горизонтальной:

а – схемы предельного состояния сжатых полос бетона и арматурного пояса АКМо;

б – схемы предельного состояния при срезе диагональных сечений сжатых полос бетона АКМо

где для кирпича $R_{br,t} = R_{br,t,u}/k_{br}$, $R_{br,sh} = R_{br,sh,u}/k_{br}$, для раствора $R_{sol,t} = R_{sol,t,u}/k_{sol}$, $R_{sol,sh} = R_{sol,sh,u}/k_{sol}$. Величины $R_{br,t,u}$ и $R_{br,sh,u}$, $R_{sol,t,u}$ и $R_{sol,sh,u}$ – средние пределы прочности кирпича и раствора при растяжении и срезе. Величины k_{br} и k_{sol} – коэффициенты надежности по кирпичу и раствору; $\sigma_{эк}$ и τ_{max} – эквивалентные напряжения объемного напряженного состояния кирпича и раствора.

В качестве эквивалентных напряжений в соответствующих случаях следует принимать критерий Мора, приведенный к эквивалентному растяжению, или критерий наибольших касательных напряжений:

$$\sigma_{эк} = \sigma_1 - \chi\sigma_3; \quad \tau_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2.$$

По мнению В. В. Пангаева, при напряжениях 0,5...0,8 от временного сопротивления сжатой кладки начинаются ее расслоения, а при напряжениях 0,8...1,0 – деление образовавшихся слоев на отдельные элементы. Причиной расслоения являлось различие физических свойств, деформационных характеристик, дефекты кладки.

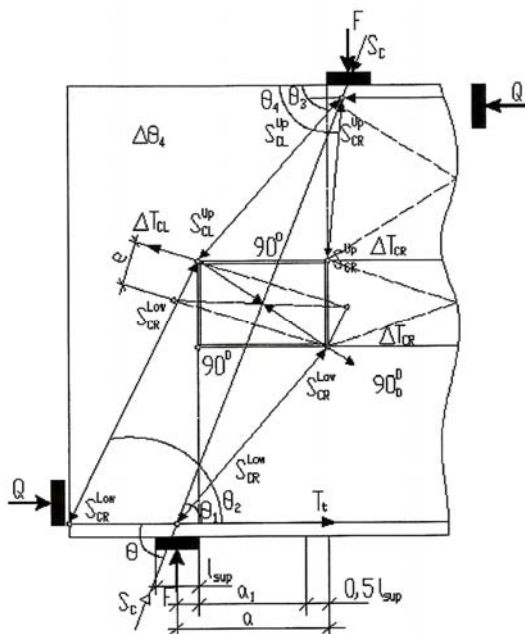


Рис. 1.30. Расчетная стержневая модель АСМ с технологическими отверстиями:

θ_i – углы наклона расчетных стержней; S_i – сжимающие усилия в наклонных стержнях; T_i – растягивающие усилия в арматурном поясе

На рисунках 1.31–1,32 и приведены некоторые данные исследования. В горизонтальном направлении кирпич растянут, а раствор сжат.

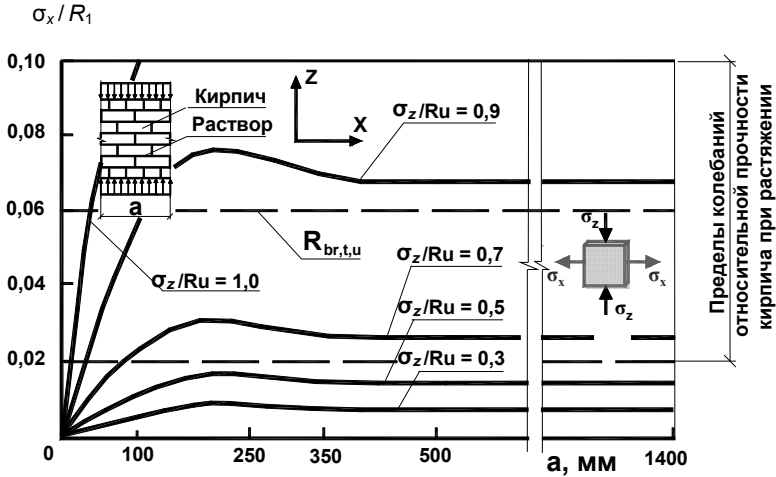


Рис. 1.31. Влияние длины фрагмента кладки и нагрузки на относительные значения главных растягивающих напряжений σ_x (σ_1) в кирпиче ложковых рядов

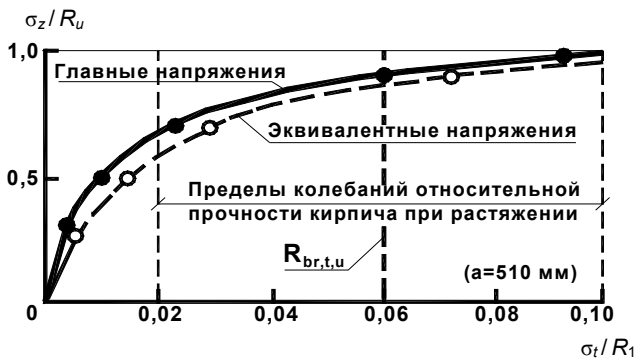


Рис. 1.32. Относительные значения растягивающих напряжений $\sigma_{жк}$ и σ_x в кирпиче ложковых рядов при сжатии кладки



Рис. 1.33. Блок-схема расчета каменных конструкций с учетом НДС кладки

Алгоритм метода расчета кладки представлен на рис. 1.33.

Зона предразрушения. Трещины моделируют в виде вытянутого эллипса, в вершине которого имеется зона предразрушения. Это продолжение трещины на участке, где по берегам трещины действуют силы, распределенные по некоторому закону. Для описания берегов трещины на этом участке принят параболический закон (рис. 1.35). Располагая диаграммой « $\sigma-\omega$ », можно получить распределение силы взаимодействия по длине концевой зоны. Параболические поверхности континуума, обращенные выпуклостью внутрь, идеализированно (для модельной среды) можно рассматривать как поверхности с большим радиусом кривизны, в которых возникает поверхностное натяжение, вызывающее сжатие по линии сопряжения поверхностей (рис. 1.35).

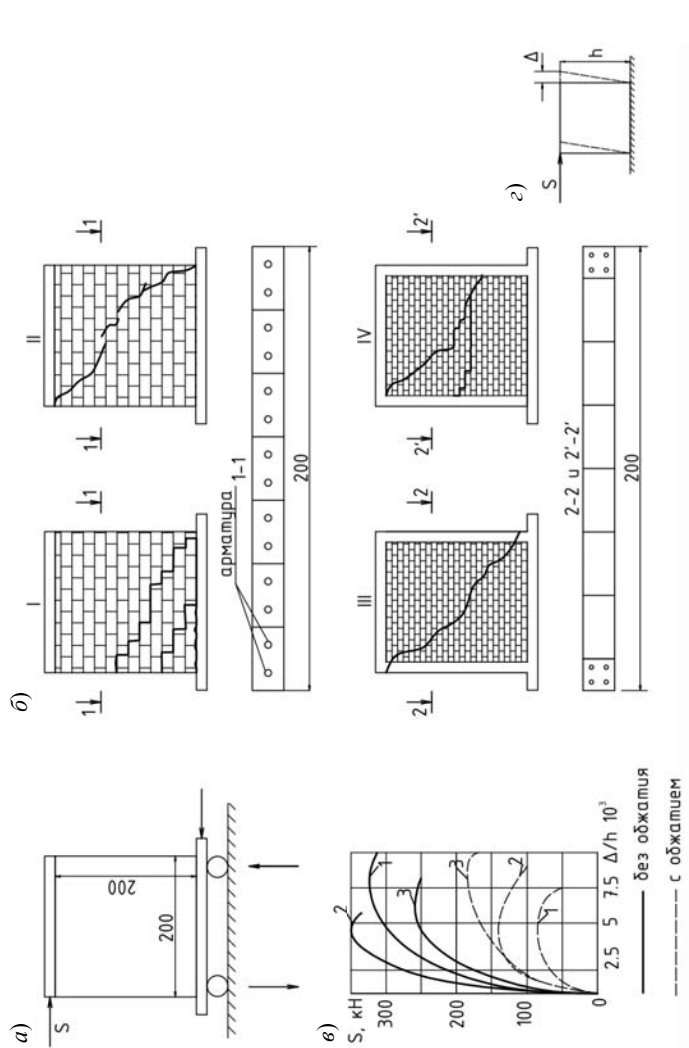


Рис. 1.34. К испытаниям рам с заполнением и протенков по данным работы Р. Мели (Мексика):
a и *б* – схема опытной установки и типы образцов; δ – перекос Δ/h при однократных испытаниях;
в – схема деформирований образцов; 1 – при трещине в пролете по горизонтальным швам; 2 – по диагонали;
 3 – в раме с заполнением (3₁ и 3₂ – при малой и большой жесткости рам)

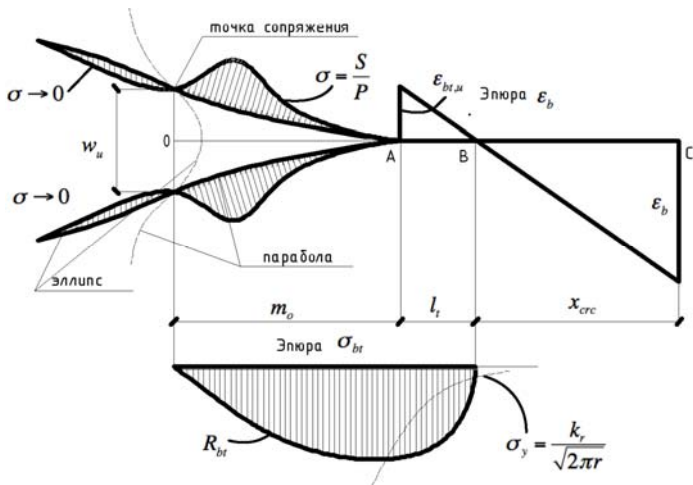


Рис. 1.35. К анализу зоны предразрушения
(В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов)

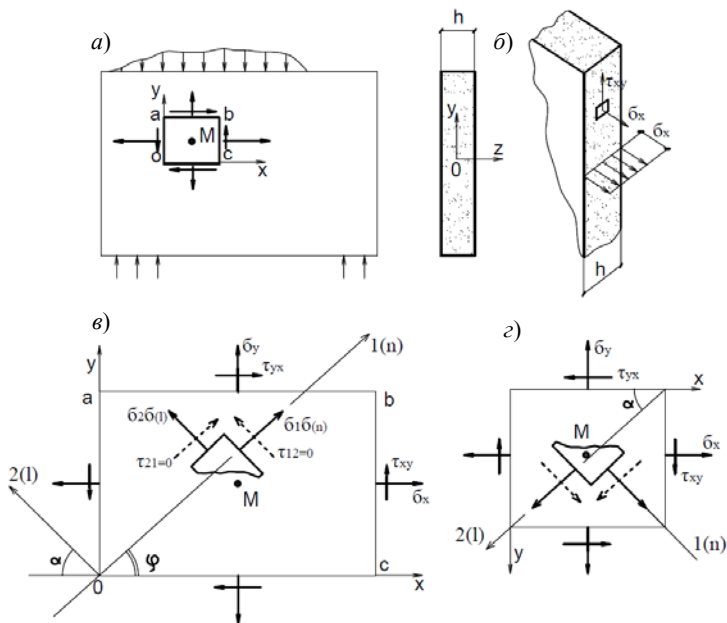


Рис. 1.36. Компоненты плоского напряженного состояния

Возникающие при этом усилия, суммируясь с возникающими напряжениями от растягивающих усилий, образуют суммарные силы, действующие по берегам зоны предразрушения.

Учитывая, что гиперболические поверхности континуума гладко смыкаются в точке *A*, исключаются всякие особенности напряжений в этой точке. Рассмотренная схема зоны предразрушения позволяет приближенно объяснить возникновение сил взаимодействия и их разную направленность в концевой зоне.

1.3. ПРИЧИНЫ АВАРИЙ И ПОВРЕЖДЕНИЙ ЗДАНИЙ, СООРУЖЕНИЙ И НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ [25 – 34, 41]

1.3.1. ИЗЫСКАНИЯ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ, ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИЕ, КЛИМАТИЧЕСКИЕ

- Неполный анализ физико-механических свойств грунтов основания.
- Ошибки и неточности в определении характеристик грунтов.
- Недостаточные глубина и число точек опробования.
- Не определена пространственная изменчивость свойств грунтов как в плане, так и по стратиграфической вертикали.
- Не определен химический состав грунтовых вод и грунтов и их агрессивность по отношению к бетону и стали.
- Не выявлены процессы, происходящие в грунтах, например, карстово-суффозионные, просадочные, солифлюкция, морозное пучение и т.д.
- Не дан прогноз изменения температурно-влажностных условий в процессе эксплуатации и характеристик грунтов основания.
- Не проведены комплексные исследования грунтов сложной категории.
- Использование неаттестованного контрольно-измерительного оборудования.
- Не определены области и скорости деформаций при тектоническом движении земной коры.

1.3.2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Основания

- Ошибки, расчетов: неправильно принятая расчетная модель основания, граничные условия, тип контакта фундамента с основанием.
- Неучет пространственной изменчивости характеристик грунтов.

- Не сделан прогноз изменения свойств грунтов основания.
- Неправильно оценены особые условия строительства и эксплуатации [6, 12].
- Не учтены особенности технологии строительных работ.
- Не разработаны конструктивные мероприятия по обеспечению устойчивости откосов.
- Не учтено влияние траектории нагружения.

Фундаменты

- Ошибки в расчетах [25].
- Неправильно выбрана расчетная схема [3, 5, 16].
- Не учтены особенности технологии работ.
- Не учтены особые условия строительства и эксплуатации.
- Не учтены нагрузки на пол первого этажа.
- Не предусмотрены статические и динамические испытания свай.
- Неправильное назначение коэффициентов запаса.
- Не предусмотрен дренаж для отвода грунтовых вод.
- Не предусмотрены осадочные швы.
- Не учтено взаимное влияние разнонагруженных частей зданий (например, сплошной корпус на плите и легкое встроенное помещение на фундаментах из блоков) [46].
- Отклонения от проектов: не соблюдена геометрия, использованы непроектные материалы (класс бетона, тип арматуры...), нарушения технологии (например, не выдержан срок твердения бетона в зимних условиях), самовольные несогласованные конструктивные изменения [25]; преждевременное замораживание бетона.

Здания сооружения и несущие конструкции

- Не учтен опыт строительства и эксплуатации подобных зданий и сооружений в сходных условиях.
- Не учтена совместная работа оснований, фундаментов, здания или сооружения [9, 11].
- Не учтены неблагоприятные условия и степень их воздействия (например, просадочные, набухающие, насыпные, слабые водонасыщенные и другие грунты; динамические нагрузки, значительные температурные градиенты и т.п.) [6, 12].
- Ошибка в принятии расчетных схем и моделей конструкций, зданий или сооружений [10, 11].
- Весьма приближенный расчет конструкций [17, 39, 40].
- Использование материалов с резко отличающимися деформационными характеристиками (например, при сопряжении стен из силикатного и обыкновенного глиняного кирпича).

- Неудачное конструктивное решение.
- Не учтены возможные изменения характеристик материалов во времени [30].
 - Не учтены дополнительные нагрузки и воздействия, возникающие при строительно-монтажных работах (деформационные, температурные и др.) [14, 33].
 - Не обеспечена пространственная жесткость здания.
 - Использование «устаревших» норм [43, 44, 47, 48].
 - Не учтено взаимное влияние рядом расположенных зданий и сооружений [46].
 - Не предусмотрено наблюдение за перемещением наиболее ответственных зданий или сооружений и за НДС несущих конструкций.
 - Не в полной мере предусмотрены мероприятия при строительстве в период низких и отрицательных температур.
 - Не проверена возможность прогрессирующего разрушения.
 - Не проверена несущая способность конструкций и устойчивости системы при аварийных ситуациях.
 - Несовершенная методика расчета.
 - Преждевременное замораживание раствора.

1.3.3. СТРОИТЕЛЬСТВО

Основания

- Перекопы (местные разрыхления).
- Замачивания.
- Заполнение котлованов водой.
- Промораживания грунтов основания.
- Набухание грунтов основания.
- Просадка грунтов основания.
- Не удален рыхлый насыпной грунт, чернозем.
- Осыпание грунта со стенок траншей и котлованов.
- Местное уплотнение котлована транспортом.
- Не выровнено дно траншей или котлованов.
- Не сделана выравнивающая песчаная подсыпка.
- Размеры траншей и котлованов в плане и по глубине не соответствуют проекту или нормам.
 - Разжижение водонасыщенных мелких и пылеватых песков, илов, торфов при уплотнении катками, вибро- и трамбуемыми машинами [25].
 - Нарушение технологии уплотнения, упрочнения и закрепления грунтов основания.

- Расструктуривание грунта при атмосферных воздействиях.
- Неравномерный подъем дна глубоких котлованов.
- Не выполнена вертикальная планировка территории.
- Отрицательное воздействие напорных вод.
- Отрывка котлована глубже проектных отметок с последующей подсыпкой дна котлована до проектного уровня без надлежащего уплотнения и контроля.

Фундаменты

- Низкое качество работ. Отсутствие надлежащего текущего и промежуточного контроля.
- Использование недоброкачественных материалов, непроектной прочности.
 - Недопустимые отклонения размеров от проектных.
 - Недопустимое смещение от проектных осей.
 - Недобивка свай до проектного уровня.
 - Недостижение сваями проектного отказа.
 - Разрушение свай при забивке.
 - Отсутствие перевязки блоков.
 - Изготовление недостаточно жесткой опалубки.
 - Некачественные вертикальная и горизонтальная гидроизоляции.
- Ранняя распалубка конструкций.
- Преждевременное замораживание бетона в монолитных конструкциях.
 - Механическое повреждение конструкций.
 - Использование отличных от проектных конструкций материалов, схем армирования, узлов крепления и др.
 - Неполный контакт сборных железобетонных конструкций с основанием.
 - Нарушение технологии устройства обратной засыпки и пазах.
 - Недопустимый наклон и крен конструкций фундаментов.
 - Не выполнена или плохо выполнена антикоррозионная защита.
 - Не выполнена консервация конструкций при длительных перерывах в работе [25].

Здания, сооружения, несущие надземные конструкции

- Нарушена технология ведения работ.
- Использование недоброкачественных материалов и конструкций; непроектных марок материалов [14, 25, 33].
 - Ранее замораживание бетона и раствора.
 - Применение непроективных конструктивных решений.

- Неэквивалентная замена проектных материалов и конструкций.
- Дефекты сварочных работ.
- Падение материалов и конструкций на нижерасположенные конструкции. Механическое повреждение материалов и конструкций.
- Ошибочное изменение рабочих схем и условий работы конструкций.
- Несвоевременная постановка связей жесткости.
- Недопустимое отклонение конструкций от проектного положения как в плане, так и по вертикали.
- Пропуск или установка закладных деталей не в соответствии с проектом.
- Некачественное выполнение виброизолирующих работ и плохое крепление технологического оборудования.
- Ошибки в устройстве осадочных и температурных швов.
- Пересушка бетона омоноличивания в летнее время.
- Нарушение конструкций стыков.
- Некачественное выполнение монолитных железобетонных поясов и армированных швов.
- Не выполнена консервация конструкций при длительных перерывах в работе [25].
- Отсутствие распределительных железобетонных или стальных элементов под конструкциями, опирающимися на стены или пилястры.
- Уменьшение площадок опирания под плитами и ригелями.
- Отсутствие или недостаточное антисептирование древесины при влажном режиме работы.
- Нарушение последовательности монтажа.
- Отсутствие авторского и технического надзора, мониторинга.
- Ввод в эксплуатацию с существенными недостатками.
- Низкий контроль качества [51].

1.3.4. ЭКСПЛУАТАЦИЯ

Основания

- Недопустимые неравномерные деформации вследствие:
 - а) равномерного повышения влажности грунтов вследствие подтопления территории верховодкой или грунтовыми водами;
 - б) неравномерного повышения влажности грунтов техногенными водами;
 - в) дополнительных деформаций грунтов оснований от рядом расположенных зданий;
 - г) просадки основания.

- Загрязнение грунтов и грунтовых вод химическими или технологическими растворами.
- Существенное уменьшение влажности грунтов у теплоагрегатов.
- Набухание грунтов основания.
- Развитие деформаций ползучести и других геологических процессов.
- Необоснованная отрывка ям, погребов или траншей у фундаментов, особенно при распорной конструктивной схеме здания.
- Воздействие не предусмотренных проектом нагрузок.
- Химическая и механическая суффозия грунтов основания.
- Гидродинамическое давление грунтовых вод.
- Прогрессирующая ползучесть.
- Не организован отвод атмосферных осадков.
- Вымывание песчаной подсыпки из-под фундаментов напорными техногенными водами.

Фундаменты

- Воздействие агрессивных вод и химических растворов.
- Замораживание—оттаивание в водонасыщенном состоянии.
- Механические повреждения.
- Воздействие не предусмотренных проектом нагрузок.
- Вымывание растворов межблочных швов протекающими технологическими растворами.
- Несвоевременное техническое обследование и усиление фундаментов при значительных деформациях надземных конструкций.

Здания, сооружения, конструкции

- Перегрузка отдельных конструкций и элементов здания.
- Эксцентричное приложение нагрузки.
- Динамические воздействия, не предусмотренные проектом.
- Разрушение от старения несъемных конструкций с малым сроком эксплуатации по сравнению со сроком службы всего здания (например, деревянные лестничные марши перекрытия, крыши, оконные, дверные коробки, мягкая кровля и т.д.).
- Постоянное замачивание водой или технологическими растворами конструкций.
- Выветривание швов кирпичной кладки.
- Расстройство стыков сопряжений элементов, в том числе отсутствие или повреждение деталей крепления несущих конструкций друг к другу, плит к стенам и между собой.
- Механические повреждения конструкций.
- Пробивка в плитах, панелях, кладке отверстий или штраб.

- Повреждения от просадки морозного пучения или набухания грунтов.
- Нарушение температурно-влажностного режима в цехах.
- Коррозия материалов от агрессивных сред.
- Несвоевременное выполнение ремонтно-восстановительных работ.
- Воздействие пристраиваемых зданий и сооружений [46].
- Механические повреждения.
- Изменение расчетных схем вследствие перепланировки.
- Повреждение виброизолирующих систем машин и механизмов.
- Изменение технологии производства с увеличением нагрузок.
- Возможное изменение коэффициентов запаса.
- Не учитываемые воздействия от взрывов, пожаров, обвалов, обрушений вышележащих конструкций, удары.
- Орывка котлованов и траншей вблизи зданий при отсутствии или ненадежности ограждающих конструкций.
- Отсутствие оценок эксплуатационных качеств здания, сооружения или отдельных несущих конструкций.
- Прекращение наблюдений за перемещениями наиболее ответственных зданий и сооружений, НДС несущих конструкций.
- Грубые ошибки при реконструкции, надстройке и усилении несущих конструкций.
- Важное значение имеют не только абсолютные и относительные величины перемещений, но и скорости их развития.
- Отсутствие технического обслуживания, несвоевременное проведение текущих ремонтов и капремонтов.

1.4. КЛАССИФИКАЦИЯ ПОВРЕЖДЕНИЙ СТЕН И МЕТОДЫ ОЦЕНКИ ИХ ВЛИЯНИЯ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ

В большинстве существующих и вновь построенных зданий имеются разного вида повреждения, снижающие их эксплуатационные и прочностные качества. Затраты на ремонтно-восстановительные работы весьма высоки и не всегда достигают цели. При численной оценке остаточной прочности поврежденных стеновых конструкций пользуются весьма ориентировочными рекомендациями.

Сегодня эксплуатирующие организации остро нуждаются в простой и достоверной методике, позволяющей численно оценить остаточную прочность несущих стен с повреждениями, не связанными с перегрузкой и пожарами. Это приводит к серьезным ошибкам в оценке несущей способности поврежденных конструкций и выборе способа их укрепления.

По данным обследования технического состояния гражданских зданий г. Тамбова были выявлены наиболее распространенные повреждения в виде трещин, штраб, выветривания отдельных участков, различных ослаблений в контактных зонах элементов, возникновение эксцентриситетов. В результате нарушается общая жесткость и устойчивость всего здания, меняется расчетная схема. Резерв остаточной прочности оценить довольно сложно. В рекомендациях предложена формула (1.1) учета перегрузочных трещин, где $K_{тр}$ – коэффициент снижения несущей способности, изменяется от 0 до 1, учитывает влияние лишь перегрузочных трещин и повреждение стен при пожаре. Таким образом, выветривание, температурные и просадочные трещины не учитываются. Приведенные в [22, табл. 1 – 3] данные весьма условны и требуют уточнения.

В зависимости от конструктивной схемы здания наружные стены могут быть несущими, самонесущими и навесными. Наружные стены изготавливают из различных материалов и конструкций: легких бетонов (кирпича, полистиролбетона), одно-, двух- и трехслойных панелей.

Повреждения наружных стен могут происходить как от силовых воздействий, так и под влиянием внешней среды. Исходя из требований к наружным стенам, как к несущим и ограждающим элементам, их повреждениями в эксплуатации могут быть:

потеря несущей способности – для определения причин разрушения необходимо определить характеристики материала, конструкцию узлов, соответствие проекту, проверить статическую схему на грузки до и после разрушения элемента;

трещины – для определения причин проводят визуальный осмотр, выявляют дефектные участки, фиксируют направление трещин, измеряют ширину их раскрытия, ставят маяки для наблюдения за динамикой их развития. Выявляют по характеру расположения трещин причину их появления;

отклонения от вертикали – выявляются инструментальным способом;

протечки стен и стыков – для определения причин проводятся следующие работы: выявляют участки с повышенной воздухопроницаемостью; отбирают пробы материала стены для определения влажности; вскрывают конструкцию для оценки состояния арматуры и закладных деталей в местах увлажнения, оценивают состояние герметизирующих материалов;

промерзание стен и стыков – для выявления причин необходимо: провести зондирование дефектов на стене или стыке с отбором проб для оценки структуры и влажности материала и толщины слоев, выполнить вскрытие промерзающих участков для оценки состояния узлов сопряжения панелей, определить сопротивление теплопередаче поврежденного элемента и сравнить его с требуемым по нормам.

1.1. Классификация деформаций

Деформации	Показатели деформаций по категориям							Внешние признаки деформации (повреждение несущих конструкций)
	наибольшая осадка S_{max} , мм	наибольшая разность осадки ΔS_{max} , мм	относительный прогиб $f_r \times 10^3$	перекос $I_r \times 10^3$	средняя осадка $S_{\text{ср}}$, мм	коэффициент неравномерности осадки	наибольшая скорость образования, мм/год	
Не нарушающие нормальную эксплуатацию зданий	151	116	0,9	4,3	123	0,85	0,3 7	В основном распространены волосяные трещины на стенах, ряд трещин до 3...5 мм, отдельные трещины до 8...10 мм
Нарушающие нормальную эксплуатацию зданий	235	172	2,2	5,5	179	1,05	62	Большинство трещин имеет раскрытие 20...30 мм, отдельные трещины на простенках достигают 40...70 мм. Наблюдаются отвалы штукатурки, перекосы проемов, сдвигка панелей перекрытия
Аварийного характера	348	279	4,5	21,8	253	1,75	До 179	Трещины имеют раскрытие до 90...100 мм и более. Здания подлежат частичной или полной разборке

1.2. Коэффициент снижения несущей способности стен

№	Характер повреждения кладки стен, столбов и простенков	Коэффициент $K_{тр}$ при кладке	
		неармированной	армированной
1	Трещины в отдельных кирпичах, не пересекающие растворные швы	1	1
2	Волосяные трещины, пересекающие не более 2–3 рядов кладки	0,9	1
3	То же, при пересечении до 4 рядов	0,75	0,9
4	Трещины, шириной раскрытия до 2 мм, пересекающие до 8 рядов кладки	0,5	0,7
5	То же с пересечением более 8 рядов	0	0,5

1.3. Коэффициент снижения несущей способности опор с повреждениями

№	Характер повреждения кладки опор	Коэффициент $K_{тр}$ при кладке	
		неармированной	армированной
1	Местное (краевое) повреждение на глубину до 2 см и образование вертикальных трещин по концам опор балок, ферм, перемычек	0,75	0,9
2	То же при пересечении трещинами не более 4 рядов кладки	0,5	0,75
3	Краевое повреждение кладки на глубину более 2 см и образование вертикальных и косых трещин по концам и под опорами балок и ферм	0	0,5

1.4. Классификация характерных видов повреждений стен

Вид повреждения	Ориентация относительно плоскости стены	Характер простираения	Расположение	Контролируемый параметр	Индекс параметра	Значение параметра в относительных величинах	
Неполное опирание	Продольная	Непрерывное	–	Ширина	h_3	$h'_3 = h_3/h$	
	Поперечная	Прерывное	Симметричное	Ширина	a_2	$a'_2 = a_2/a$	
		Прерывное		Ширина	a_3	$a'_3 = a_3/a$	
		Непрерывное	Асимметричное	Ширина	a_1	$a'_1 = a_1/a$	
–	Точечное	Симметричное	Число опираний	N	–		
Штраба	Продольная	Непрерывное	Асимметричное	Глубина	h_2	$h'_2 = h_2/h$	
	Поперечная			Высота	b_1	$b'_1 = b_1/b$	
				Глубина	h_2	$h'_2 = h_2/h$	
				Высота	b_1	$b'_1 = b_1/b$	
Трещина	Продольная	Сквозная	На диагонали	Угол наклона	α_1	–	
				Частота полуволн	f	$f' = b/n$	
				Амплитуда	A	$A' = A/l$	
				Длина	c_2	$c'_2 = c_2/a$	
	Поперечная		Несквозная	На диагонали	Длина	h_1	$h'_2 = h_2/h$
					Частота полуволн	f	$f' = b/n$
				Вне диагонали	Амплитуда	A	$A' = A/l$
					Угол наклона	α_2	–

Силовые, просадочные, температурные и усадочные трещины, штрабы, расслоения снижают несущую способность значительно нагруженных участков стен, особенно простенков первых этажей. При сочетании неблагоприятных факторов в них может произойти разрушение.

1.5. ПРИЧИНЫ ПОВРЕЖДЕНИЙ И ОБРАЗОВАНИЙ ТРЕЩИН СТЕН. ТРЕЩИНЫ В КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ [6, 9 – 11, 14, 16 – 31, 33 – 37, 51]

Кирпичная кладка, как и бетон, хорошо сопротивляется сжатию и значительно хуже растяжению. В результате этого на растянутой поверхности кладки задолго до разрушения появляются трещины. Имеются так же и другие факторы, способствующие образованию трещин:

а) низкое качество кладки (несоблюдение перевязки, толстые растворные швы, забутовка кирпичным боем);

б) недостаточная прочность кирпича и раствора (трещиноватость и криволинейность кирпича, высокая подвижность раствора и т.п.);

в) совместное применение в кладке разнородных по прочности и деформативности каменных материалов (например, глиняного кирпича совместно с силикатным или шлакоблоками);

г) использование каменных материалов не по назначению (например, силикатного кирпича в условиях повышенной влажности);

д) низкое качество работ, выполняемых в зимнее время (использование не очищенного от наледи кирпича, применение смерзшегося раствора);

е) отсутствие температурно-усадочных швов или недопустимо большое расстояние между ними;

ж) агрессивные воздействия внешней среды (кислотное, щелочное и солевое воздействия, попеременное замораживание и оттаивание, увлажнение и высушивание);

з) неравномерная осадка фундаментов.

Анализируя картину трещин в каменной кладке, следует помнить, что появление отдельных трещин в перевязочных камнях свидетельствует о ее перенапряжении. Развитие трещин, как правило, указывает на значительное перенапряжение кладки и необходимость ее срочной разгрузки или усиления.

Трещины в кирпичных внецентренно сжатых колоннах. Характер трещинообразования в кирпичных колоннах, так же как и в железобетонных, зависит от величины эксцентриситета приложенной силы.

При больших эксцентриситетах в растянутой зоне колонн по перевязанному шву образуются горизонтальные трещины. С увеличе-

нием эксплуатационной нагрузки трещины раскрываются и удлиняются, в результате, может произойти потеря устойчивости колонны или разрушение ее сжатой зоны.

При малых эксцентриситетах горизонтальных трещин может не быть. Однако, если имеет место перегрузка колонны, появляются вертикальные продольные трещины. Картина трещинообразования во внецентренно сжатой кирпичной колонне показана на рис. 1.27.

Внецентренно сжатые кирпичные колонны, на поверхности которых имеются горизонтальные и вертикальные трещины шириной раскрытия более 0,5 мм, обычно требуют усиления.

Трещины в кирпичных стенах. Причинами образования трещин в стенах могут быть как внешние силовые воздействия, так и внутренние усилия, обусловленные влиянием окружающей среды и физико-химическими процессами, протекающими в материалах кладки. В зданиях с железобетонными перекрытиями, работающими совместно со стенами, причиной появления трещин может быть разница коэффициентов температурного расширения железобетона и каменной кладки.

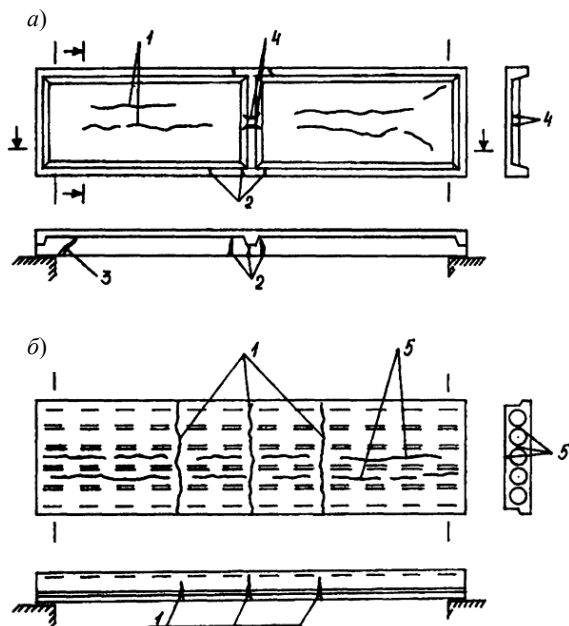


Рис. 1.27. Трещины в сборных панелях перекрытий:
а – в ребристой панели (ПКЖ); *б* – в пустотной панели (ПТК);
 1 – 4 – силовые трещины; 5 – технологические трещины

Следует отметить, что образующиеся в стенах трещины имеют различную направленность и глубину проникновения в кладку. Так, при центральном сжатии в зоне перегрузки образуются вертикальные, параллельные направлению действующей силы, трещины, распространяющиеся на всю глубину стены. При внецентренном сжатии возможно образование неглубоких горизонтальных трещин, сопровождающихся выпучиванием стены. Если под концом железобетонной или стальной балки отсутствует распределительная конструкция (армированный слой раствора или железобетонная подушка), то в зоне опирания часто образуются вертикальные неглубокие трещины, свидетельствующие о чрезмерных сжимающих напряжениях в кирпичной кладке.

Из внешних силовых воздействий, вызывающих интенсивное трещинообразование, особо опасными следует признать те, которые возникают при неравномерной осадке фундаментов под стенами. Так, в зданиях без подвалов причиной неравномерной осадки может

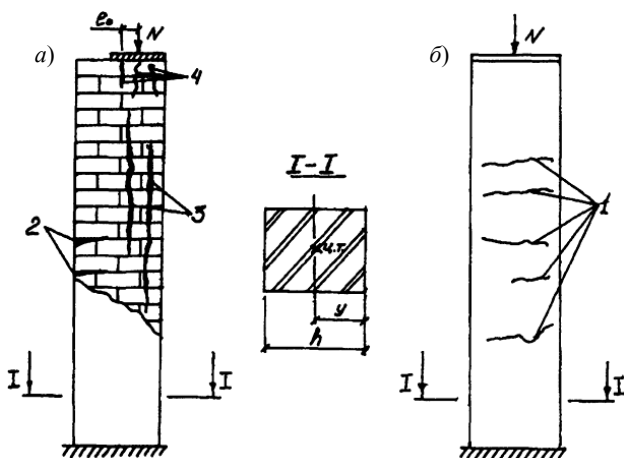


Рис. 1.28. Трещины в кирпичной колонне:

a – трещины в кирпичной кладке; *б* – трещины на оштукатуренной поверхности;

1 – горизонтальные трещины на оштукатуренной поверхности при невыполнении условия $N \leq AE\epsilon_u / [A(h-y)l_0 / J - 1]$;

2 – горизонтальные трещины в теле кладки при невыполнении условия $N \leq \gamma_2 R_{tb} A / [A(h-y)l_0 / J - 1]$;

3 – трещины от перегрузки сжатой части сечения;

4 – трещины от смятия кладки под сосредоточенной силой

стать рытье траншеи под водопроводно-канализационные сети ниже отметки фундаментов или рытье котлована под новое здание в непосредственной близости к существующему. Увеличивает опасность образования трещин и вибрация грунтового основания в результате близкой забивки свай.

Возможные причины образования трещин указаны в табл. 1.5.

Способы залечивания трещин. Залечивание трещин в конструкциях производится разными методами, одним из которых является инъецирование, т.е. нагнетание в трещины растворов. В зависимости от вида конструкции, формы и размеров дефектов инъецирование осуществляется различными видами растворов, по названию которых даются определения: силикатизация, битумизация, смолизация и цементация.

Силикатизация состоит из двух этапов. На первом – через пробуренные в конструкции отверстия нагнетается жидкое стекло, которое, проникая через трещины в тело конструкции, заполняет их; на втором – нагнетается раствор хлористого кальция, который, реагируя с жидким стеклом, образует труднорастворимый гидросиликат кальция $\text{CaO SiO}_2 \cdot 2,5\text{H}_2\text{O}$ и нерастворимый гель кремнезема $\text{SiO}_2 \cdot \text{NH}_2\text{O}$. Силикатизация используется для залечивания трещин в конструкциях, работающих в агрессивных и слабоагрессивных средах.

1.5. Причины образования трещин в стенах

Номер трещины	Возможные причины образования трещин
1	Неравномерная осадка фундаментов: изменение влажности грунта, пучение грунта при замораживании, выдавливание грунта при рытье глубоких траншей вблизи здания
2	Перегрузка простенка. Низкая прочность каменной кладки
3	Недопустимо большая длина температурного блока (отсутствие температурно-усадочного шва)
4	Низкая прочность каменной кладки. Недостаточная площадь опирания перемычки. Большие температурные деформации перемычки
5	Температурные деформации расширения стального (ж/б) прогона. Отсутствие зазора между торцом прогона и каменной кладкой стены
6	Переувлажнение кладки. Низкая прочность камня и раствора

Битумизация заключается в нагнетании в конструкцию разогретого до 200...230 °С битума марки П, причем конструкция должна иметь низкую влажность, чтобы не было парообразования. Битумизация не увеличивает прочности конструкции, однако она является хорошим средством повышения ее водонепроницаемости и коррозионной стойкости.

Смолизация состоит в нагнетании в трещины и пустоты компаундов эпоксидных смол, что является надежным способом повышения коррозионной стойкости и существенного увеличения прочности конструкции.

Цементация трещин представляет собой наиболее распространенный способ залечивания конструкций, при котором используется цементная смесь разных составов в зависимости от ширины раскрытия трещин. Виды цементных составов даны в табл. 2.5. Цементная смесь готовится на портландцементе или тампонажном цементе марок 400 и 500, засыпаемых в воду, с последующим интенсивным перемешиванием в течение 2...3 мин. Готовая смесь процеживается через сито с ячейками 0,5...1 мм. Смесь должна быть использована в течение 30 мин.

Инъектирование трещин, т.е. процесс нагнетания смеси в залечиваемую конструкцию, состоит из трех операций:

- подготовка скважин;
- установка и омоноличивание инъекционных трубок;
- нагнетание смеси.

Подготовка заключается в расчистке участка конструкции с трещинами, где предполагается установить трубки, при этом удаляются грязь, наплывы раствора и инородные включения. Количество подготавливаемых скважин определяется рабочей схемой из расчета не менее двух трубок на одну трещину. Глубина скважин должна составлять 50...70 мм, диаметр – 18...25 мм. Скважины желательно делать под углом 60...80° к вертикальной поверхности, обеспечивая хорошее стекание смеси в дефектный участок.

1.6. Характеристика цементных составов

Ширина раскрытия трещин, мм	Цементно-водное соотношение (Ц/В)	Плотность смеси, т/м ³
1...3	0,7	1,366
3...5	1	1,7
5...8	1,5	1,58
8...10	2	1,62

Инъекционные трубки заделываются в конструкцию цементным раствором состава 1:3 с осадкой конуса 2...3 см. При больших размерах трещин вокруг трубки укладывается пропитанная смолой или жидким стеклом пакля, которая плотно зачеканивается. Конец трубки должен выступать над поверхностью конструкции на 50...80 мм для крепления в ней шланга.

На каждом обработанном участке устанавливается не менее двух трубок: в одну нагнетается смесь, а другая служит для контроля. Смесь нагнетается специальными ручными насосами (НИИ Мосстроя или С-402А), а для нагнетания небольших объемов смеси используются различные шприцы.

Рабочее давление при инъектировании раствора составляет 1...4 атм., но может повышаться в отдельных случаях до 10...12 атм. Продолжительность инъекции цементным раствором на один инъектор должна быть не более 10 мин. Инъекционные трубки извлекаются из конструкции через 6 часов после окончания инъекции.

Глава 2

МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТОВ



2.1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ ЗАМЕЧАНИЯ

По данным обследования технического состояния гражданских зданий были выявлены наиболее распространенные повреждения в виде трещин, штраб, выветривания отдельных участков, различных ослаблений в контактных зонах элементов, возникновение эксцентриситетов. В результате нарушается общая жесткость и устойчивость всего здания, меняется расчетная схема. Резерв остаточной прочности оценить довольно сложно. В современных нормативных документах влияние посадочных трещин на снижение несущей способности пренебрегается.

Несилловые (просадочные, температурные, усадочные) трещины, штрабы, расслоения снижают несущую способность перегруженных участков стен. При сочетании неблагоприятных факторов и них может произойти разрушение.

Известные методики оценки степени физического износа не позволяют количественно определить остаточную прочность. Поэтому, для уточнения учета влияния исследуемых деформаций на несущую способность стен, необходимо выполнить комплексное моделирование этих конструкций с определением эмпирических функций влияния.

2.2. ВЫБОР РАЗМЕРА МОДЕЛЕЙ. ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ ОБРАЗЦОВ

При расчете кирпичных стен методом конечных элементов каменная кладка рассматривается на уровне мезоструктуры как квази-однородный материал, в котором не учитываются: форма кирпича, толщина швов и вид перевязки. Прочностные характеристики кирпича и раствора усредняются. На данном уровне усреднений в качестве моделей кирпичных и бетонных стен (простенков) предложено использовать бетонные образцы.

В проведенных сериях экспериментов моделировались стеновые конструкции; размер образцов был принят $300 \times 300 \times 50$, что соответствует масштабному коэффициенту относительно реальных размеров стеновых конструкций 0,1.

При проведении экспериментов использовали бетонные пластины с размерами $a \times b \times h = 300 \times 300 \times 50$ мм, где a – ширина модели; b – высота; h – толщина. Масштаб геометрического подобия b_n/b_m выбран равным 10 [30]. Крупным заполнителем бетона являлся гранитный щебень с максимальной крупностью 20...30 мм; мелким – кварцевый песок из карьера «Красненский» г. Тамбова с модулем крупности $M_k = 1,6$. В качестве вяжущего материала использован «Мальцевский портландцемент» марки 400. Расчетный класс бетона В-20. Бетонную смесь составом по массе Ц/Ц:В/Ц:П/Ц:Щ/Ц = 1 : 0,65 : 1,95 : 3,57 приготавливали в бетономешалке гравитационного типа. Затем ее укладывали в опалубку и уплотняли в течение 5...7 с на виброплощадке СМЖ-539 ПС. На третьи сутки опалубку разбирали, а образцы маркировали и упаковывали в полиэтиленовые пакеты. С одного замеса получали 5 образцов, всего было выполнено 300 образцов. Они набирали прочность 28 суток при температуре 26...28 °С. Для контроля прочности бетона каждого замеса изготавливали по 3 кубика размером $100 \times 100 \times 100$ мм. Искусственные начальные трещины моделировали полосками из аргелита толщиной 0,3 мм. Их закладывали в образцы на стадии формирования бетона. Естественные начальные трещины получали приложением на образец 1 (рис. 2.1), концентрированной нагрузки через стальные уголки 2 (40×40 мм), между остриями которых возникла требуемая трещина 3. Дверные и оконные проемы в моделях изготавливали на стадии формирования бетона в специальной опалубке.

Поставлена серия экспериментов с образцами, имеющими начальные повреждения. Неравномерная просадка, подмыв, подкоп грунтов основания моделировались созданием неполного опирания образцов по симметричной и асимметричной схемам (рис. 2.1, б – з). Локальную (точечную) перегрузку моделировали установкой концентраторов, а опирание плит перекрытия – продольным неполным опиранием.

При испытании модель стены 1 (рис. 2.1, а) устанавливали на жесткую стальную плиту 2 с шарнирным закреплением 3. Распределенную нагрузку передавали на образец через прокладку 4 из трехслойной фанеры. Неполное опирание создавали при помощи стальной полоски 5 толщиной 4 мм. Сосредоточенную нагрузку F прикладывали через стальные стержни диаметром 10 мм.

2.3. МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ И СОСТАВ ЭКСПЕРИМЕНТОВ

Испытания проводили на гидравлическом прессе ПСУ-125. Нагрузку на образец увеличивали со скоростью 3 кН/с до разрушения. Фиксировали значения нагрузки, соответствующей началу появления

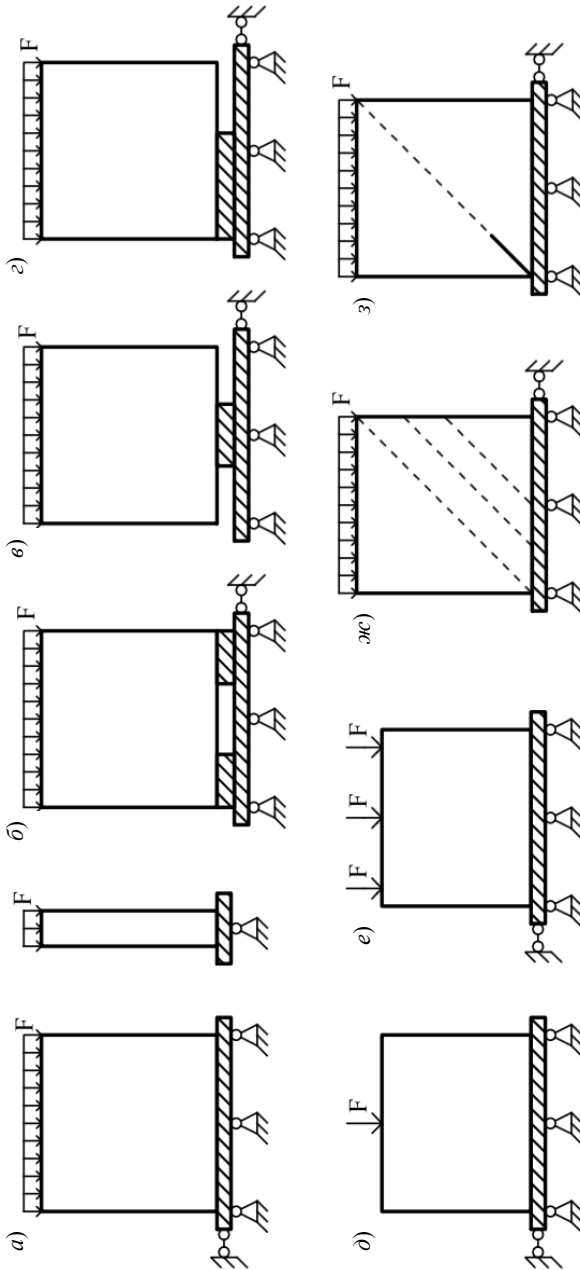


Рис. 2.1. Расчетные схемы (начало):

a – сплошное опирание; *б*, *в* – неполное симметричное опирание по краям и по центру; *г* – асимметричное неполное опирание; *д* – полное опирание с одной; *е* – с тремя сосредоточенными нагрузками; *ж* – сквозные наклонные трещины; *з*, *и* – диагональные и несквозные вертикальные трещины; *к* – штраба; *л* – сквозная вертикальная; *м* – многочисленные вертикальные трещины; *н* – сквозные трещины с углом наклона α ; *о* – устройство для получения начальных трещин

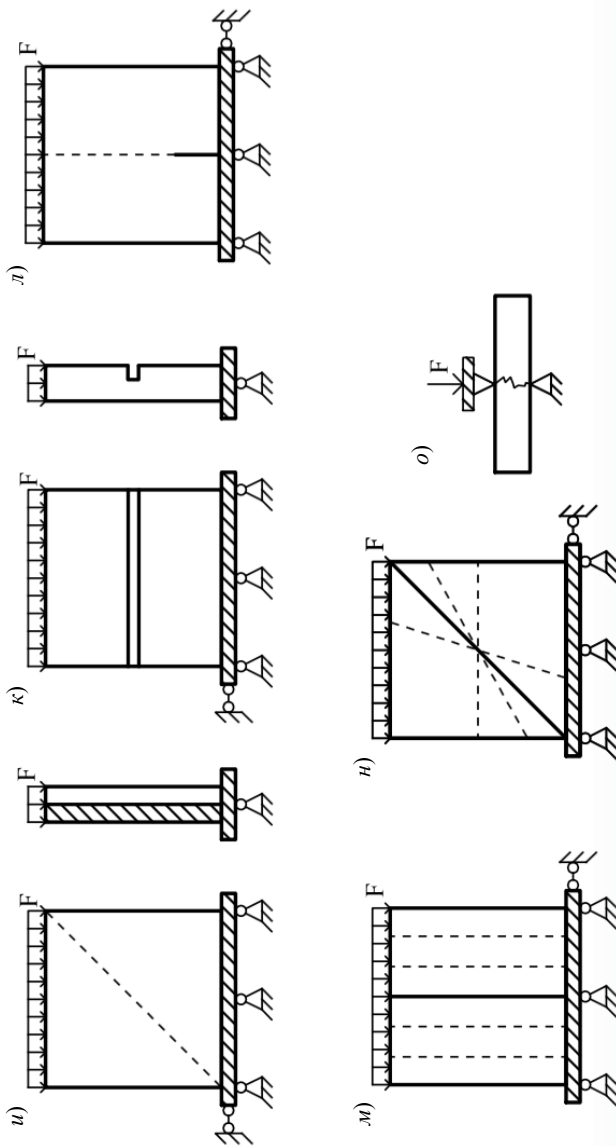


Рис. 2.1. Расчетные схемы (окончание):

a – сплошное опирание; *b*, *в* – неполное симметричное опирание по краям и по центру; *г* – асимметричное неполное опирание; *д* – полное опирание с одной; *е* – с тремя сосредоточенными нагрузками; *ж* – сквозные наклонные трещины; *з*, *и* – диагональные и несквозные диагональные трещины; *к* – штраба; *л* – сквозная вертикальная; *м* – многочисленные вертикальные трещины; *н* – сквозные трещины с углом наклона α ; *о* – устройство для получения начальных трещин

трещин F_{crc} и разрушающую нагрузку F_{dis} , соответствующую полной потере прочности образца [28 – 31, 41].

Получение эмпирических зависимостей разрушающей нагрузки от параметра начального дефекта. Для трещин такими параметрами являлись: угол наклона (рис. 2.1, *и*), глубина проникновения (рис. 2.1, *и*), расположение по отношению к диагонали (рис. 2.1, *ж*), длина (рис. 2.1, *з, л*), плотность (рис. 2.1, *м*) для штрабы – глубина (рис. 2.1, *к*). В ходе исследования контролируемый параметр изменяли ступенями. Каждую ступень дублировали от 3 до 5 раз. Полученные результаты усредняли и аппроксимировали методом наименьших квадратов с вычислением наибольших и среднеквадратических отклонений, при этом использовали вычислительные программы «APROX» и «Advanced Grapher» [40].

Анализ напряженного состояния моделей производили путем расчета полей напряжений (σ_x , σ_y , τ_{xy}), просчитывались также деформации моделей. Расчет велся методом граничных элементов, образцы рассматривали как двухмерные балки-стенки. В ходе расчета пластины разбивали на 625 (25×25) граничных элементов, шарнирно соединенных между собой в узлах. Каждому конечному элементу присваивали прочностные характеристики, соответствующие материалу рассчитываемой пластины (бетон марки В20). При расчете каждого последующего эксперимента изменяли граничные условия рассчитываемой балки-стенки. Расчет производили с использованием программного комплекса «МИРАЖ».

Поскольку при расчете кирпичных стен граничных элементов каменная кладка рассматривается на уровне мезоструктуры как квази-однородный материал, в котором не учитываются: форма кирпича, толщина швов, перевязки. Прочностные характеристики кирпича и раствора усредняются. Поэтому на данном уровне усреднений в качестве моделей кирпичных стен (простенков) предложено использовать бетонные образцы.

Исследование механизма разрушения выполняли методом визуального наблюдения. В целях увеличения контрастности трещин образцы белили мелом, для удобства наблюдения перемещений на модели наносили сеть линий с ячейкой 1×1 см (рис. 2.2, *в, д*). Процесс разрушения фотографировали и снимали на видеокамере «SAMSUNG», благодаря чему производили покадровый анализ динамики деформирования. Видеоматериалы распечатывали с помощью устройства AverMedia TV. Для одновременного наблюдения процесса деформирования с трех позиций была смонтирована система зеркал (рис. 2.2, *б*). Для образцов без начальных дефектов, с начальной диагональной трещиной со штрабой

и оконным проемом была проведена серия экспериментов с боковым обжатием, которое создавалось при помощи обжимного устройства, указанного на рис. 2.2, в, д. Сила бокового обжатия создавалась и регулировалась при помощи гаек 6. Сжимающее усилие F_x передавалось на распределительные пластины 3 через динамометр 7, который установлен на шарнирах. Гайки, расположенные на одной диагонали, заворачивали синхронно на один оборот. Силу бокового обжатия контролировали динамометром ДОСМ 3-03.

Эксперименты проводили при боковом обжатии $F_x = 0; F_{dis}; 0,0873F_{dis}; 0,1571F_{dis}; 0,2374F_{dis}; 0,3142F_{dis}$, где F_{dis} – разрушающая нагрузка образца без повреждений и бокового обжатия. В дальнейшем все величины усилий внешних и распирающих нагрузок будут приводиться в относительных величинах, в долях от усредненной разрушающей нагрузки образца без начальных повреждений и бокового обжатия.

Для экспериментальных исследований несущей способности бетонных и железобетонных моделей стен с технологическими проемами и различными вариантами опирания. При расчете кирпичных стен методом конечных элементов каменная кладка рассматривается на уровне мезоструктуры как квазиоднородный материал, в котором не учитываются: форма кирпича, толщина швов и вид перевязки. Прочностные характеристики кирпича и раствора усредняются. На данном уровне усреднений в качестве моделей кирпичных и бетонных стен (простенков) предложено использовать бетонные образцы.

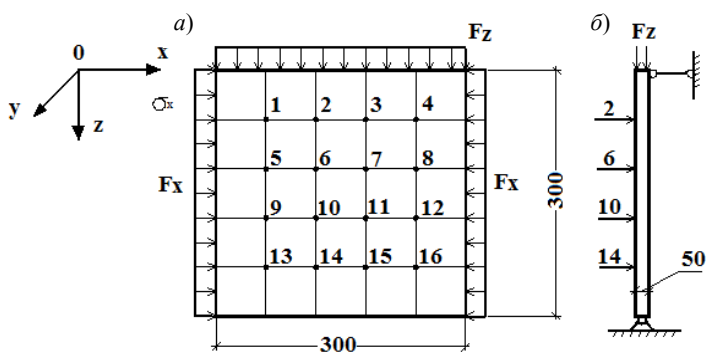


Рис. 2.3. Схема нагружения пластины в плоскостях xz (а) и yz (б), цифрами показаны места замера боковых перемещений боковой поверхности модели

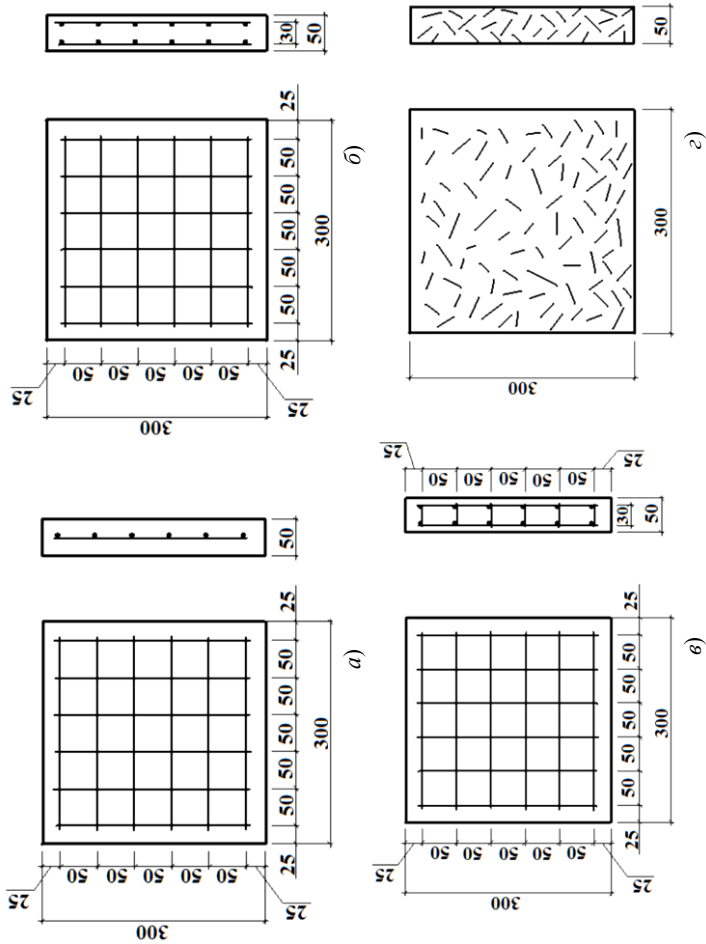


Рис. 2.4. Схема армирования образцов без проемов:

a – армирование одной сеткой СрШ₅₀-АБС₁; *б* – армирование двумя сетками СрШ₅₀-АБС₂; *в* – армирование двумя сетками и поперечными стержнями СрШ₅₀-АБС_{2П}; *г* – армирование фибрами СрШ₅₀-АБФ₁

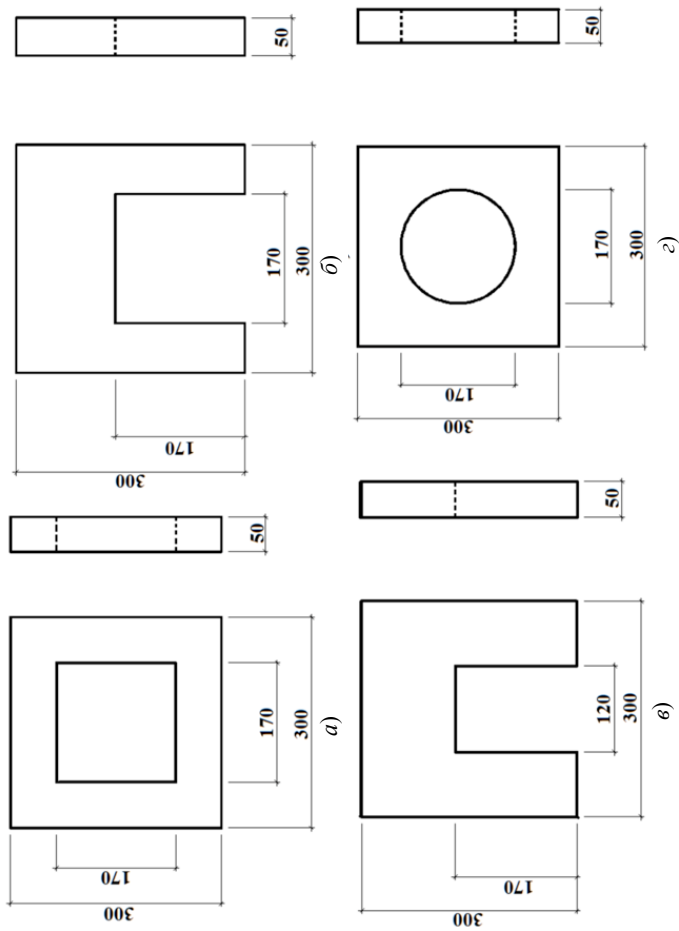


Рис. 2.5. Эскиз моделей серии П:

а – оконный квадратный проем Срд₃₀-БПКв1; *б* – дверной квадратный проем Срд₃₀-БПКв2;

в – оконный прямоугольный проем Срд₃₀-БПШр1; *г* – оконный круглый проем Срд₃₀-БПКр1

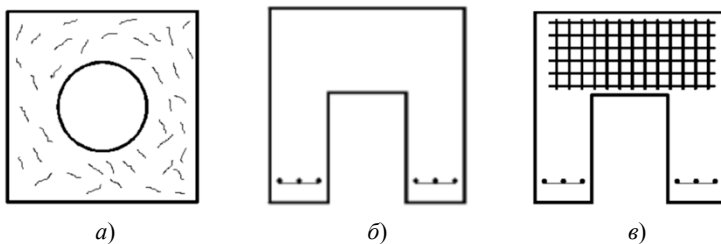


Рис. 2.6. Эскиз моделей серии IV:

- a* – армирование фибрами $\text{CrIV}_{30}\text{-АПКр}_1\text{Ф}_{0,02}$;
- б* – армирование сетками типа 1 $\text{CrIV}_{30}\text{-АППр}_1\text{C}_11$;
- в* – армирование сетками типа 2 $\text{CrIV}_{30}\text{-АППр}_1\text{C}_12$

Для проведения экспериментов были использованы бетонные и железобетонные модели размерами $b \times l \times h = 300 \times 300 \times 50$ мм, где соответственно b – ширина, l – высота и h – толщина модели. Геометрическое подобие образцов b_n/b_m выполнено в масштабе, равном 10. Крупным заполнителем бетонной смеси является щебень гранитный с максимальной крупностью 20 мм; мелким – кварцевый песок с модулем крупности $M_k = 1,6$. В качестве вяжущего использовался «Серебряковцемент» марки 500. Расчетная марка бетона В-15 с сопротивлением осевому сжатию 200 МПа. Бетонную смесь с составом по массе Ц/Ц:В/Ц:П/Ц:Щ/Ц = = 1 : 0,86 : 2,5 : 5,1 замешивали вручную. Затем укладывали ее в опалубку с ручным уплотнением. На четвертые сутки опалубку разбирали и маркировали образцы. С одного замеса получали 10 образцов, всего было выполнено 200 образцов. Они набирали прочность 7 суток при температуре 25...28 °С, после чего проводили экспериментальные испытания. Для контроля каждого замеса были изготовлено по 3 кубика размерами 100 × 100 × 100 мм. Оконные проемы в моделях изготавливались на стадии формирования бетона в специальной опалубке. «Окна» были выполнены в масштабе геометрического подобия b_n/b_m , также равного 10. Их размер $b_1 \times l_1 = 100 \times 140$ мм. В железобетонных образцах было предусмотрено два вида армирования – это арматурная сетка с ячейкой 50 × 50 мм размерами 270 × 270 мм, диаметр стержней $d = 3$ мм, а также стальные фибры длиной 10...25 мм. Процентное соотношение фибр по массе к бетонной смеси было принято равным 2%.

Так же была выполнена серия экспериментов с образцами, имеющими начальные повреждения. Подмыв, подкоп и неравномерная посадка грунтов основания моделировались созданием неполного опирания образцов по симметричным схемам. Локальную (точечную) на-

грузку моделировали установкой концентратора, в качестве которого выступал стальной стержень $\varnothing 16$.

Во время испытаний модель стены 1 устанавливалась на жесткую стальную плиту 2 (рис. 2.8). Распределенная нагрузка на образцы передавалась через прокладку из трехслойной фанеры. Все модели испытывались только на одноосное сжатие.

Неполное опирание создавали при помощи полос из стали толщиной 3 мм. Причем размер опорной части был принят $a_2 = 0,5a$ как при центральном, так и при боковом опирании. Сосредоточенную нагрузку F передавали через стальные стержни $\varnothing 16$ мм. Опытные испытания проводились на гидравлическом прессе ПСУ-125. Образцы нагружали со скоростью 1 кН/с (так же была проведена серия опытов со скоростями нагружения 0,5 и 2 кН/с) до разрушения, фиксируя значения нагрузок, соответствующих появлению трещин F_{cr} и разрушающей F_{dis} , соответствующей полной потере прочности модели.

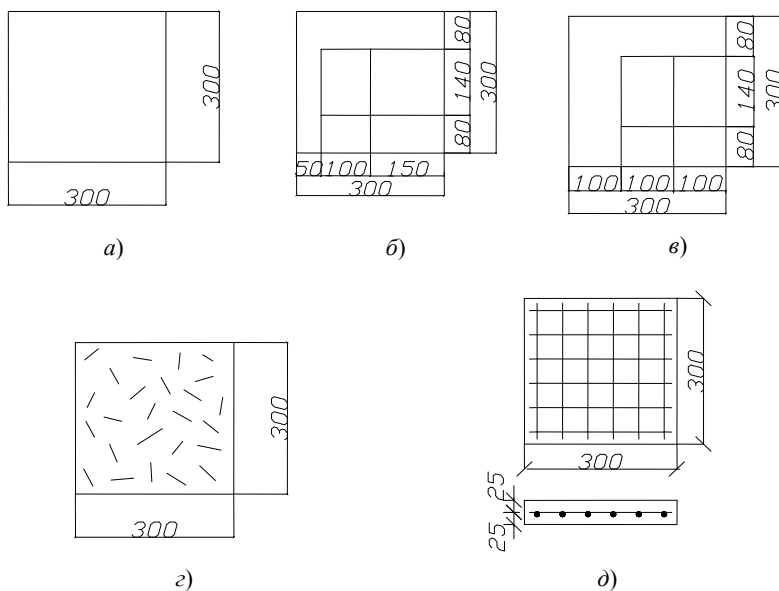


Рис. 2.7. Виды образцов:

- a* – сплошной бетонный образец без начальных дефектов;
- б* – бетонный образец с симметрично расположенным оконным проемом;
- в* – бетонный образец с асимметрично расположенным оконным проемом;
- г* – железобетонный образец, армированный фибрами;
- д* – железобетонный образец, армированный арматурной сеткой

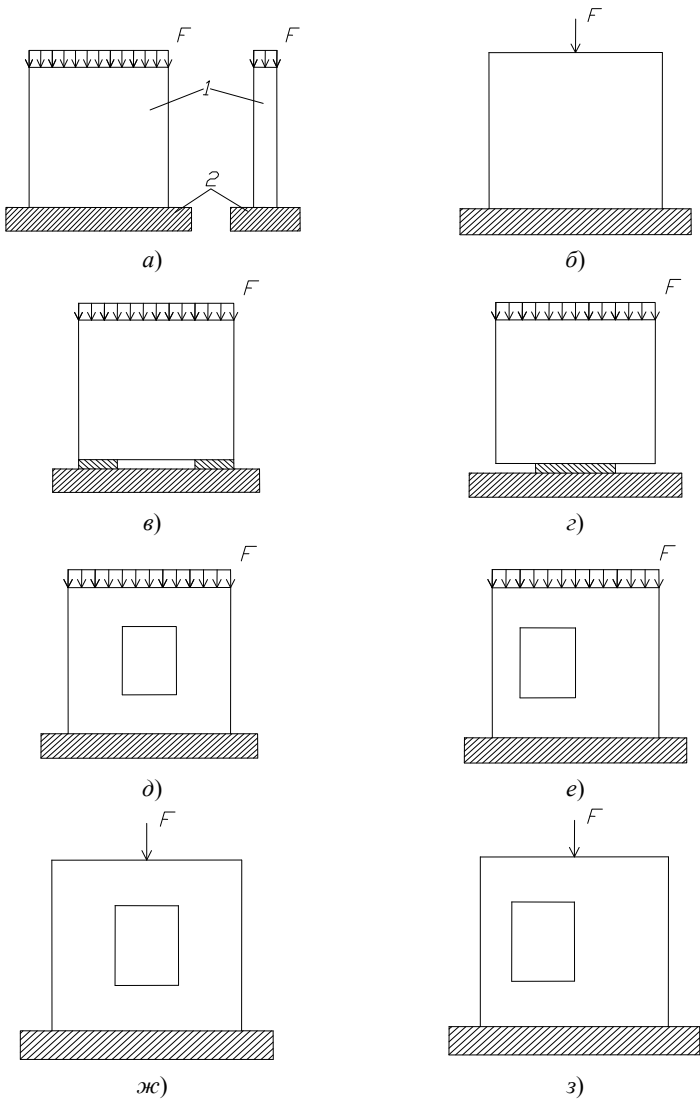


Рис. 2.8. Расчетные схемы:

a – сплошное опирание; *б* – полное опирание с сосредоточенной нагрузкой;
в, г – неполное симметричное опирание по краям и по центру;
д, е – наличие симметрично и асимметрично расположенного оконного проема;
ж, з – наличие симметрично и асимметрично расположенного оконного проема с сосредоточенной нагрузкой

Определение эмпирических зависимостей разрушающей нагрузки от параметра начального дефекта и вида армирования. Для всех видов образцов таким параметром являлось опирание (рис. 2.8), а также вид передаваемой нагрузки (рис. 2.8); для «окна» – положение его по ширине образца (рис. 2.8, *a*); для сплошных моделей – отсутствие или наличие армирования и его вид (рис. 2.9).

Исследование механизма разрушения выполнялось с помощью визуального наблюдения. Для удобства наблюдений перемещений на образцы была нанесена сеть линий с ячейкой 10×10 мм. Процесс экспериментального исследования, а в частности, процесс разрушения, фотографировали и снимали на видеокамере «ANSUS» [40], затем был произведен покадровый анализ динамики деформирования.

Значения всех внешних усилий, полученных в ходе экспериментальных исследований, в дальнейшем будут приводиться в относительных величинах, в долях от разрушающей нагрузки образца без начальных повреждений под распределенной нагрузкой. F_{dis} – разрушающая нагрузка образца без начальных повреждений под распределенной нагрузкой.

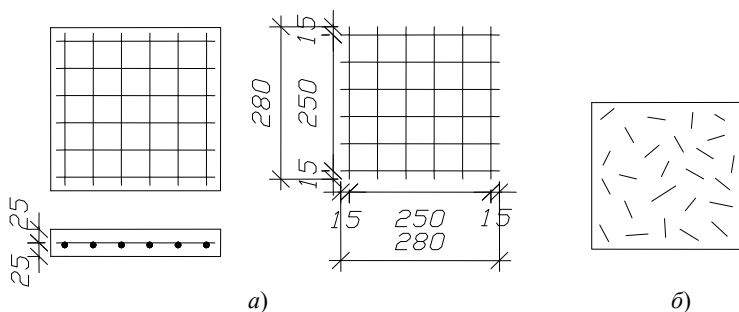
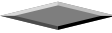


Рис. 2.9. Виды и схемы армирования образцов:
a – армирование арматурной сеткой; *б* – армирование фибрами

Глава 3

РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ



3.1. ВЛИЯНИЕ НАЧАЛЬНЫХ ДЕФЕКТОВ

3.1.1. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ БЕЗ НАЧАЛЬНЫХ ДЕФЕКТОВ НА СОСРЕДОТОЧЕННУЮ НАГРУЗКУ*

Эксперимент проводили при числе точечных опор $n = 1, 2, 3$ (серия номера 12, таблица прил. А).

Наблюдаемые процессы при $n = 2$ почти сразу с приложением нагрузки, над стержнями начинала скалываться лещатка 1 (рис. 3.2, б). Когда $F_{dis} = 0,88$ над стержнем Д раскрывалась снизу вверх трещина 2. При $F_{dis} = 1$ участок ГДИ откалывался. Показания динамометра упали до $0,88 F_{dis}$. При попытке увеличить нагрузку над стержнем Д раскрывалась снизу вверх трещина 3. Показания динамометра снова падали уже до $0,6 F_{dis}$. С дальнейшим нагружением над стержнем Ж раскрывалась трещина 4. Аналогичные деформации происходили при $n = 1$ и 3 (рис. 3.1, 3.2).

Механизм разрушения. В момент приложения нагрузки F в т. ДЕЖ возникали концентрации вертикальных и горизонтальных напряжений σ_x и σ_y (рис. 3.3, з, д), началось смятие бетона и скол лещатки. Смятый бетон, находясь в сухом пластическом состоянии, вытесняется из зоны 1 в радиальном направлении (рис. 3.4, е). Появляются усилия F_{sh} , которым противостоят силы межчастичного сцепления F_{cov} в вершине А сферы 2 смятого бетона. В вершине полусферы т. А, кроме усилий F_{sh} , действуют сжимающие силы F_{com} . Здесь образовались наиболее неблагоприятные условия работы бетона. При достижении силы $F_{sh} > F_{cov}$ в т. А происходит разрыв и раскрывается вертикальная трещина 3.

Поскольку бетон образца не абсолютно изотропен и напряжения над концентраторами ДЖ не абсолютно одинаковы (т. Е находится в более благоприятных условиях), первая трещина 1 появилась в точке с наихудшими условиями. После откола части ГДИ (рис. 3.4, б) возник

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Леденёва.

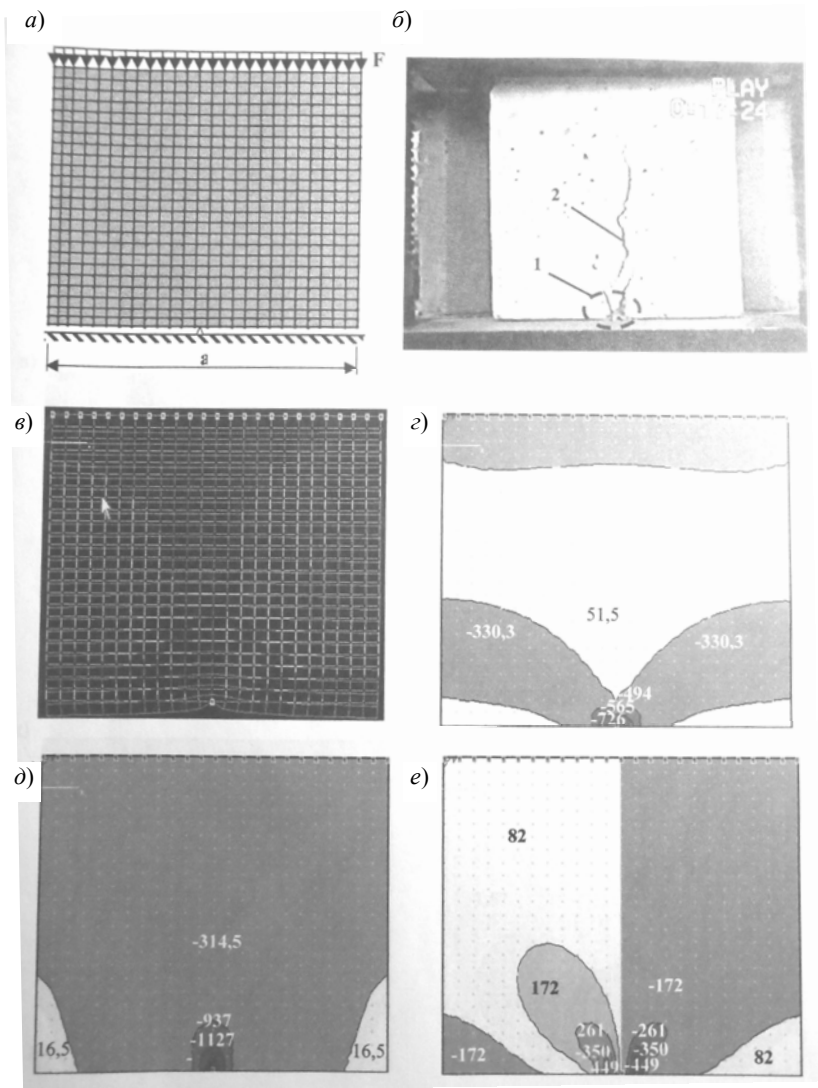


Рис. 3.1. Испытание образца без начальных дефектов на сосредоточенную нагрузку при $n = 1$:

- a – расчетная схема; b – картина разрушения; $в$ – расчетные деформации;
- $г$ – распределение горизонтальных напряжений σ_x (кгс/см²);
- $д$ – распределение вертикальных напряжений σ_y (кгс/см²);
- $е$ – распределение касательных напряжений τ_{xy} (кгс/см²).

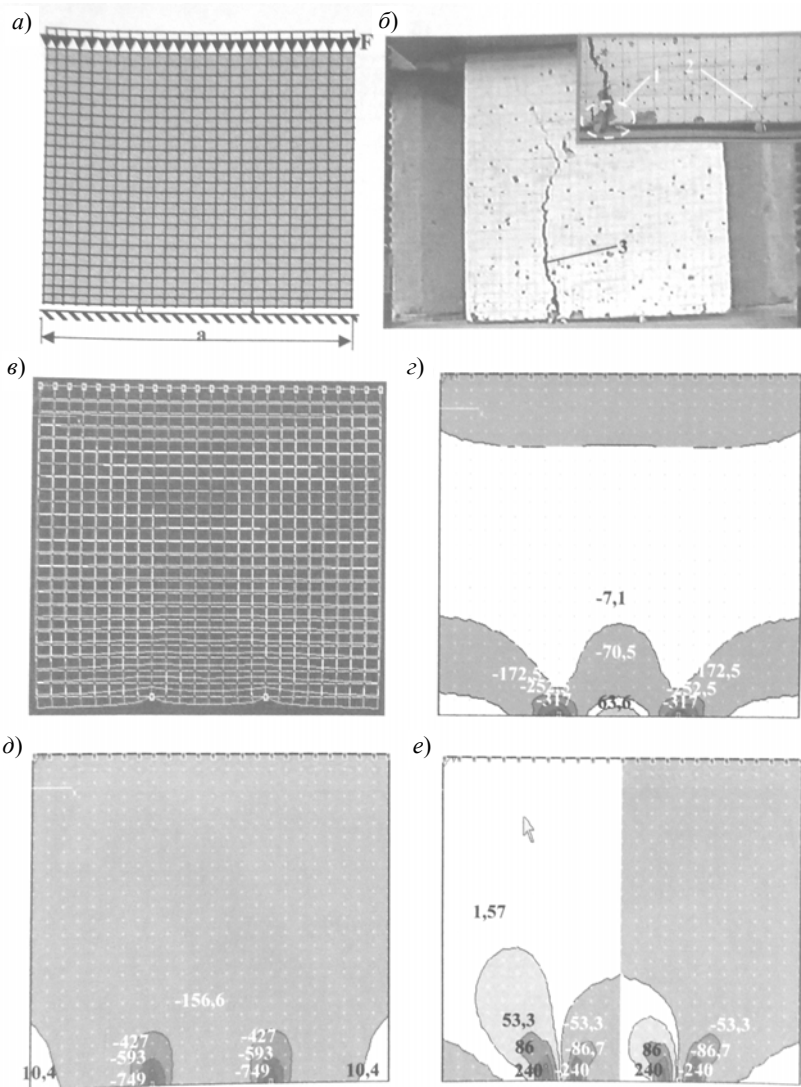


Рис. 3.2. Испытание образца без начальных дефектов на сосредоточенную нагрузку при $n = 2$:

- a – расчетная схема; $б$ – картина разрушения; $в$ – расчетные деформации;
- $г$ – распределение горизонтальных напряжений σ_x (кгс/см²);
- $д$ – распределение вертикальных напряжений σ_y (кгс/см²);
- $е$ – распределение касательных напряжений τ_{xy} (кгс/см²)

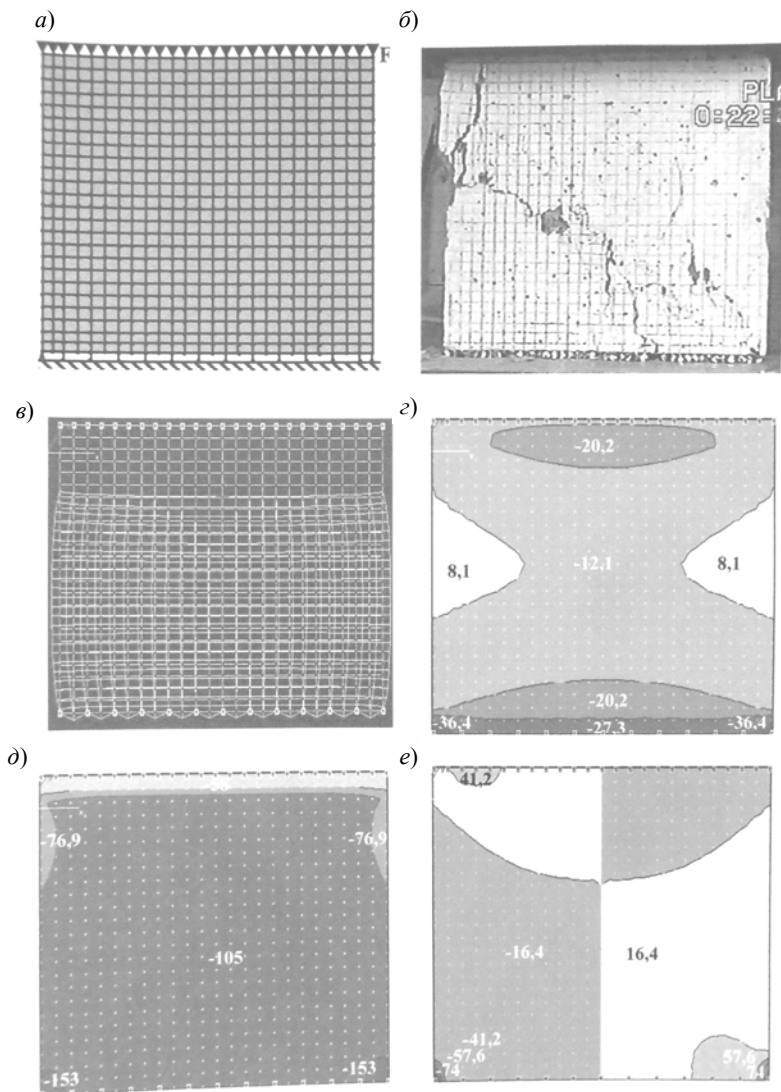


Рис. 3.3. Испытание образца без начальных дефектов на сосредоточенную нагрузку при $n = 42$:

- a – расчетная схема; b – картина разрушения; c – расчетные деформации;
- d – распределение горизонтальных напряжений σ_x (кгс/см²);
- e – распределение вертикальных напряжений σ_y (кгс/см²);
- f – распределение касательных напряжений τ_{xy} (кгс/см²)

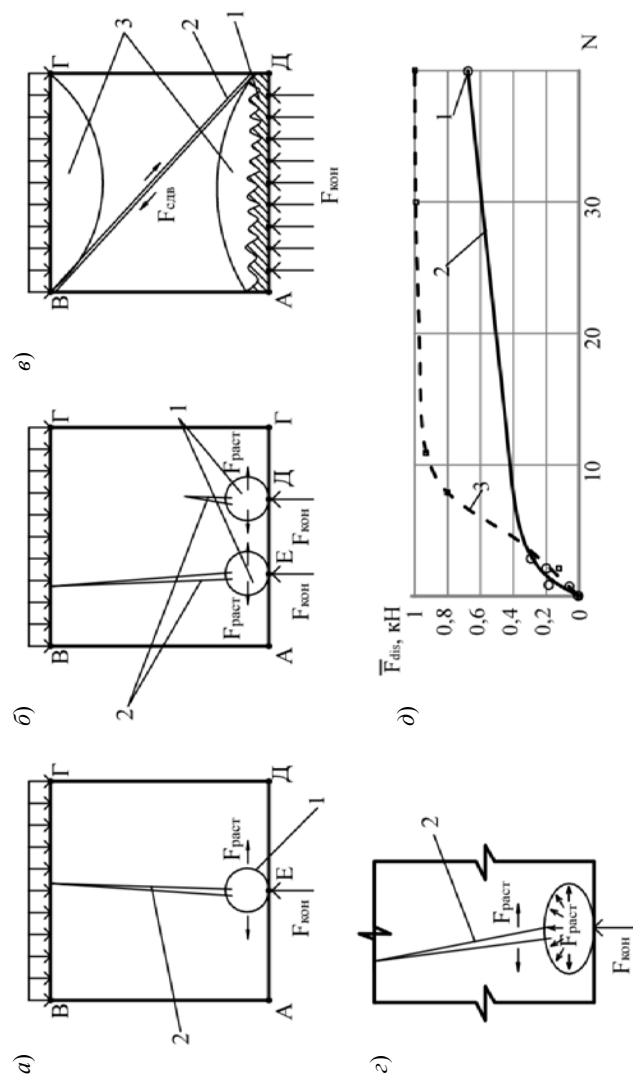


Рис. 3.4. Механизм разрушения образцов при:

a – одном; *б* – двух; *в* – девяти концентрации напряжений; *1* – зона концентрации напряжений;

2 – трещина разрыва; *3* – трещина сдвига; *4* – концентрация сжимающих напряжений $\sigma_{\text{с}}$;

г – механизм раскрытия трещины разрыва; *д* – графики исследуемой зависимости: *1* – экспериментальные данные;

2 – аппроксимирующая кривая; *3* – расчетные данные

эксцентриситет OK , а нагрузка с трех точек разделилась на две. Возникший эксцентриситет создал дополнительную нагрузку в т. E , где появилась следующая трещина 2. Большая часть нагрузки сосредоточилась в одной т. $Ж$. Последняя трещина 3 окончательно разрушила образец.

При $n > 32$ над концентраторами происходит равномерное распределение напряжений σ_x и σ_y (рис. 3.3, z, e). Таким образом, точечные нагрузки уже создают локальные концентрации, поэтому кривая 2 на рис. 3.4, d приближается к значениям несущей способности моделей без концентраторов напряжений.

На образование первой трещины необходимо затратить больше энергии, чем на последующие, поскольку с появлением новой трещины сокращается суммарная площадь сферических поверхностей контакта между смятым бетоном и не поврежденным над концентраторами ЖЕД. Поэтому, после появления первой трещины, образец не воспринимает внешнюю нагрузку.

Полученные экспериментальные данные аппроксимированы логарифмической функцией

$$F_{dis}(N) = 0,163 \ln(N) + 0,1, \quad (3.1)$$

со средним квадратическим отклонением $\sigma_{cp} = 38,7 \cdot 10^{-3}$ и максимальным $\sigma_{max} = 147 \cdot 10^{-3}$.

3.1.2. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ С ЕСТЕСТВЕННЫМИ НАЧАЛЬНЫМИ ТРЕЩИНАМИ*

Эксперимент проводили при угле наклона начальных трещин $\alpha = 30; 45; 60; 90^\circ$ (серия номера 15, таблица прил. А). Образцы выполнялись из бетона марки В-22,5. Начальные трещины получали методом, описанным в главе 2.

Случай 1, $\alpha = 30^\circ$, наблюдаемые процессы. Разрушение происходило по двум механизмам: сдвиг в плоскости стены; сдвиг из плоскости стены. В случае разрушения по первому механизму, первые трещины 1 (рис. 3.6, b) раскрывались в перпендикулярном направлении к начальной трещине. Потом, вдоль начальной трещины начинался скол лещатки 2. Образец разделялся на две части АДЕГ и ДБВГ.

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Леденёва.

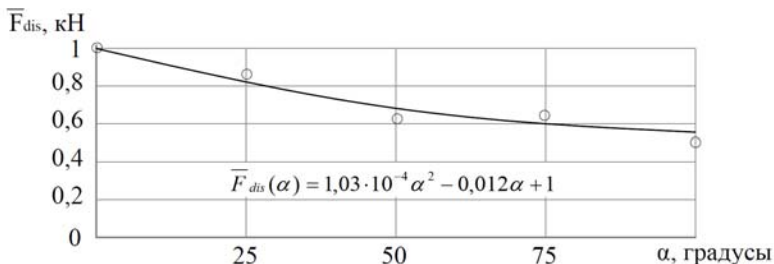


Рис. 3.5. Влияние угла наклона сквозной трещины в модели стены на величину разрушающей нагрузки

Если рассмотреть одну из частей, удалив сколовшуюся лещатку, можно заметить, что сдвиг стремился пройти под углом 45° (рис. 3.6, в). Начальная трещина играла роль направляющей для сдвига, искажающей естественный угол сдвига 45 и 30° . Механизм разрушения сходен при $\bar{c}_1 = 1$. В случае разрушения по сдвигу из плоскости стены (рис. 3.6, в) начальная трещина почти не повлияла на ход разрушения.

Случай 2, $\alpha = 45^\circ$, наблюдаемые процессы. Разрушение начиналось с появления трещин 1 (рис. 3.6, з), перпендикулярных к начальной трещине, и последующего скола лещатки 2. Чем ровнее начальная трещина, тем меньше вдоль нее скалывалась лещатка. Срез получался более плоский. Разрушение бетона вдоль трещины происходило не только по матрице и граничной зоне, но и по самому крупному заполнителю. Механизм разрушения рассмотрен при $\bar{c}_1 = 1$.

Механизм разрушения. У некоторых моделей в приопорных зонах 1 (рис. 3.6, д) при сдвиге вдоль начальной трещины, из-за ее неровности, контактная поверхность налегающих берегов обрела клиновидную форму (рис. 3.6, е). Возник эффект пирамиды, где в приопорной зоне растягивающим усилиям F_{fr} противостояли силы трения F_{fr} . С удалением от опоры силы F_{fr} угасают, в результате сформировался клин 1. Он вдавливался в вышераспоженный бетон и раздвагал его. В результате раскрылась вертикальная трещина 2. Начальная трещина является направляющей при срезе.

Случай 3, $\alpha = 60^\circ$, наблюдаемые процессы. Разрушение происходило внезапно, на приопорных участках EB и AD (рис. 3.6, з) появлялось множество волосяных вертикальных трещин 1. Трещина DE раскрывалась. После этого образец переставал воспринимать внешнюю нагрузку.

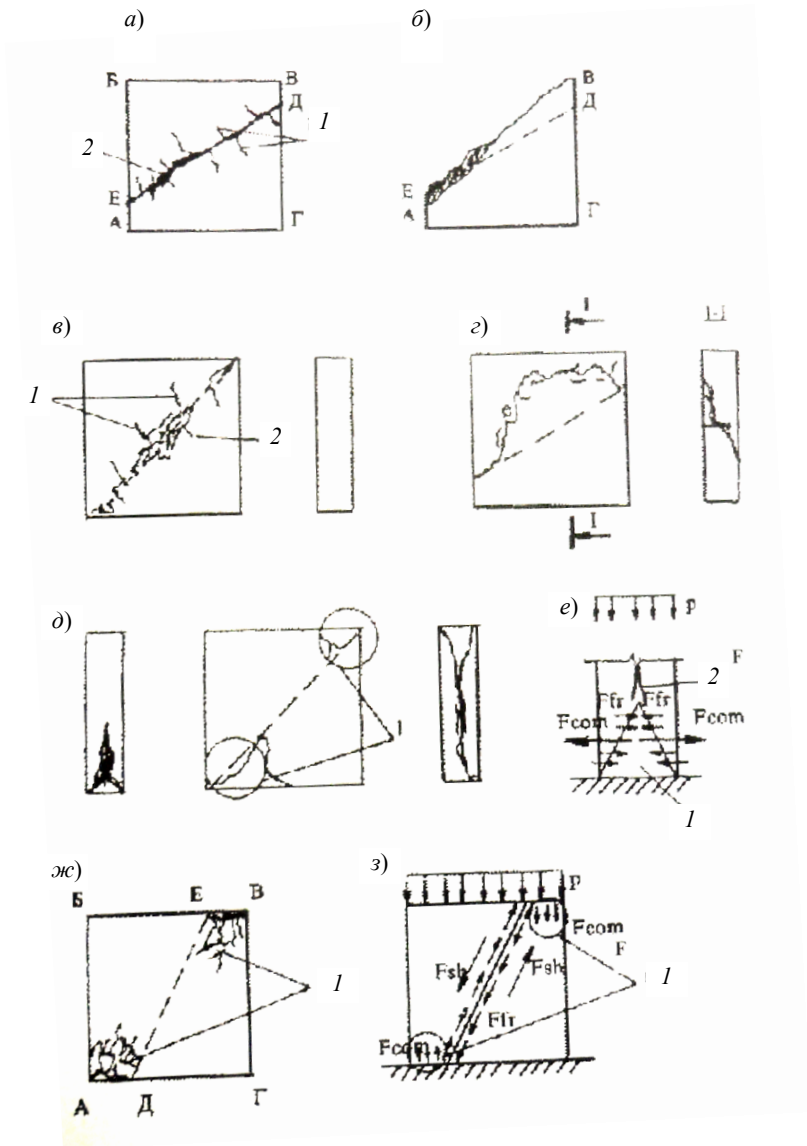


Рис. 3.6. Образцы с наклонной начальной трещиной:
 картины разрушения при $\alpha = 30^\circ$ (а – в), $\alpha = 45^\circ$ (г – ж), $\alpha = 60^\circ$ (з);
 механизмы разрушения при α , град: 30 (е), 45 (ж), 60 (з)

Механизм разрушения. При нагружении образца, в начальной трещине $ДЕ$ (рис. 3.6, *и*) возникали сдвигающие усилия F_{sh} , которым противостояли силы трения F_f между берегами начальной трещины и силы сопротивления смятию бетона на участках $АЕ$ и $ВГ$. Так же здесь действовали сжимающие усилия, воспринимаемые поверхностями $ЕВ$ и $АД$, в результате появились концентрации напряжений 1. При $F_{com} \geq R_b$ бетон сминается.

Случай 4, $\alpha = 90^\circ$, наблюдаемые процессы. Процесс разрушения аналогичен процессам, рассмотренным при $\bar{c}_1 = 1$. Разрушение началось со сдвига из плоскости стены части $ВГДЕ$ (рис. 3.6, *и*). После полного ее разрушения происходило смятие бетона в т. $В$. Затем бетон расслоился в приопорной зоне $АЕ$.

3.1.3. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ С НАЧАЛЬНОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ТРЕЩИНОЙ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ЕЕ ДЛИНЫ*

Эксперименты при относительной длине вертикальной трещины $\bar{c}_1 = c/b = 0,25; 0,5; 0,75; 1$ (серия номера 8, таблица прил. А), где c – длина начальной вертикальной трещины.

Случай 1, при $\bar{c}_1 = 0,25$. Начальные трещины 1 (рис. 3.7, *а*) почти не влияли на ход разрушения, у моделей с $\bar{c}_1 = 0,5$ в некоторых случаях на конце заложённой трещины можно заметить появление множества волосяных трещин 2 (рис. 3.7, *б*), направленных вверх. Эти трещины разделяли образец на 2 «столба», которые работали независимо друг от друга и разрушались по разным механизмам. В некоторых случаях разрушался один «столб», а другой просто опрокидывался из-за возникшего эксцентриситета (рис. 3.8, *в*). Во многих образцах с $\bar{c}_1 = 0,75$ разрушение не затрагивало начальную трещину, что говорит о небольшом ее влиянии на напряженное состояние модели.

Случай 2, при $\bar{c}_1 = 1$. Образцы разделялись вдоль трещин 1 (рис. 3.8, *д*) на отдельные части «столбы». У некоторых моделей «столбы» разрушались одинаково и одновременно. В приопорной зоне происходило раслоение 2. Поскольку в приопорных зонах возникали концентрации, в большинстве моделей сначала разрушался один из «столбов» по схеме сдвига в плоскости или из плоскости стены. Затем из-за возникшего эксцентриситета $ОК$ (рис. 3.8, *е*), без разрушения терял устойчивость другой «столб». Результаты эксперимента отображены на графике 3.8, *ж*.

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Ледеёва.

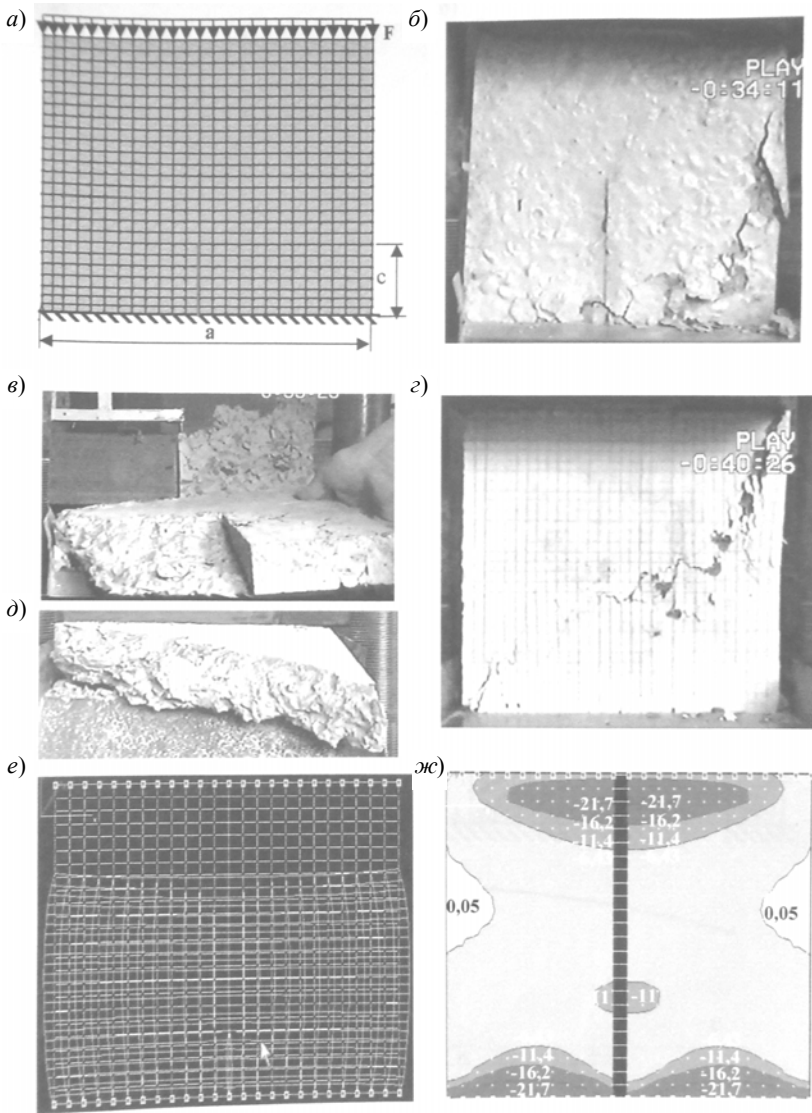


Рис. 3.7. Испытание образца с начальной вертикальной трещиной при изменении ее длины:
a – расчетная схема; *б, в* – картина разрушения образцов при $c_1 = 0,5a$;
г, д – картина разрушения образцов при $c_1 = 0,25a$; *е* – расчетные деформации;
ж – распределение горизонтальных напряжений σ_x (кгс/см²)

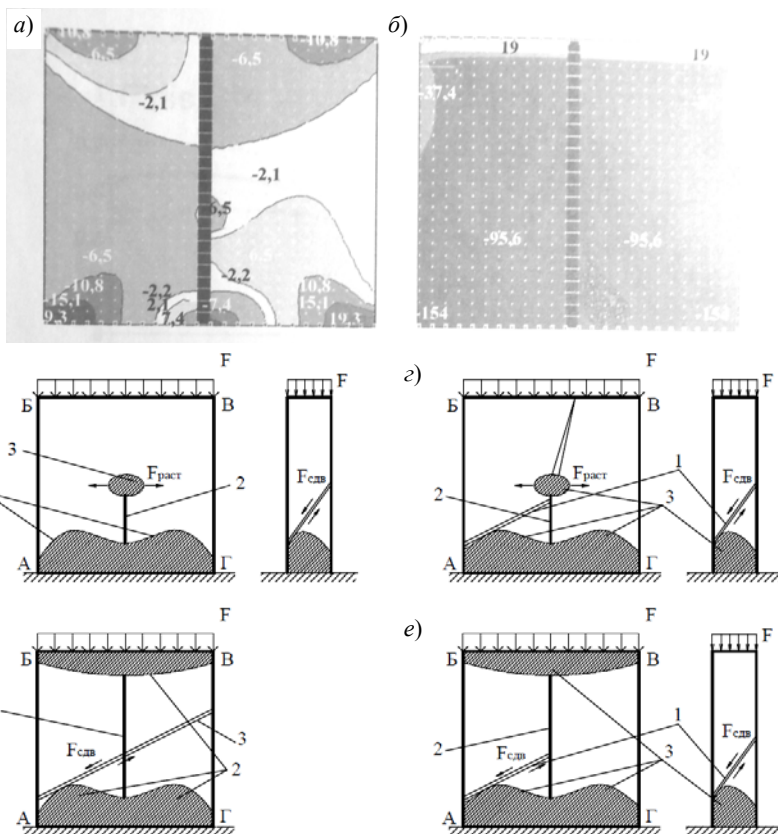


Рис. 3.8. Испытания образцов с начальной вертикальной трещиной при $c = 0,25a; 0,75a$; а:

а – распределение вертикальных напряжений σ_x (кгс/см²);

б – распределение касательных напряжений τ_{xy} (кгс/см²);

в – *д* – расчетные схемы моделей при $c = 0,25a; 0,75a$; *а*;

е, ж – результаты испытаний

Полученные экспериментальные данные можно аппроксимировать экспоненциальной функцией вида

$$F_{dis} = e^{-0,5c^2} + 0,2c \quad (3.2)$$

со средним квадратическим отклонением $\sigma_{cp} = 7,66 \cdot 10^{-3}$.

Зависимость несущей способности образца от длины вертикальной трещины имеет почти линейный характер. С увеличением длины трещины на каждые 25% прочность падает с средним на 10%.

3.1.4. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ С МНОГОЧИСЛЕННЫМИ НАЧАЛЬНЫМИ ВЕРТИКАЛЬНЫМИ ТРЕЩИНАМИ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ИХ ЧИСЛА*

Эксперименты проводились на образцах с числом вертикальных трещин $n = 1; 2; 3; 4$ (серия номера 9, таблица прил. А).

Случай 1, при $n = 1$. Рассмотрен в пункте 3.1.3 при $\bar{c}_1 = 1$.

Случай 2, при $n = 2$. Разрушение начиналось с раскрытия начальных трещин 1, разделяющих модели на «столбы». С увеличением нагрузки отдельные «столбы» вновь начинали работать совместно, вероятно, из-за возникших сил трения между их контактными поверхностями. Разрушение их часто происходило совместно, образуя общую картину диагонального сдвига (рис. 3.9, а), либо сдвига из плоскости стены по одной линии (рис. 3.9, б).

Случай 3, $n = 3, 4$. После раскрытия трещин 1 и разделения образца на «столбы» в большинстве случаев вначале разрушались рядом стоящие «столбы» (рис. 3.10, в, г) с одной стороны образца, а остальные опрокидывались, либо в них появлялись горизонтальные трещины 2 из-за возникавших изгибающих усилий. Иногда разрушение происходило одновременно во всех «столбах», независимо друг от друга, в произвольных местах.

Результаты эксперимента отображены на рис. 3.10. Эту зависимость можно описать с помощью функции:

$$F_{dis}(n) = \sqrt{\frac{-36,8}{e^n} - 18 \ln n + 4n + 1}, \quad (3.3)$$

среднее квадратическое отклонение $\sigma_{cp} = 1,3 \cdot 10^{-3}$, максимальное $\sigma_{max} = 5 \cdot 10^{-3}$.

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Леденёва.

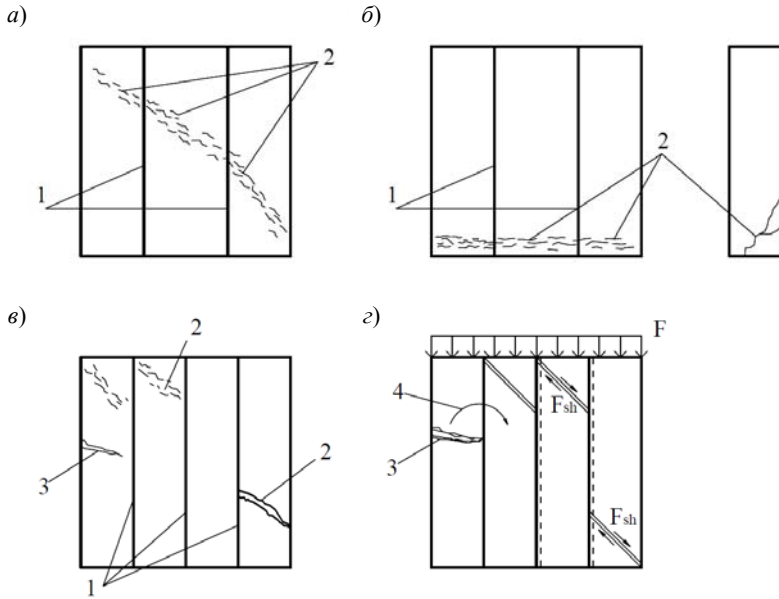


Рис. 3.9. Образцы с несколькими начальными вертикальными трещинами:

a – картина разрушения при сдвиге в плоскости стены ($n = 2$);
б – то же при сдвиге в плоскости стены ($n = 2$); *в* – картина разрушения при сдвиге в плоскости стены ($n = 3$); *г* – механизм разрушения ($n = 3$)

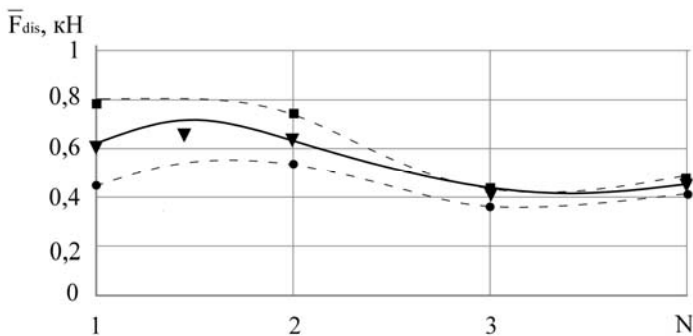


Рис. 3.10. Влияние числа сквозных вертикальных трещин в модели стены на величину разрушающей нагрузки (серия номера 9, табл. прил. Б)

В ходе эксперимента замечено, что изменение числа начальных вертикальных трещин мало влияет на механизм разрушения образцов. Однако их несущая способность значительно уменьшается с увеличением числа n .

3.1.5. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ С НАЧАЛЬНОЙ НЕСКВОЗНОЙ ДИАГОНАЛЬНОЙ ТРЕЩИНОЙ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ЕЕ ГЛУБИНЫ*

Эксперимент проводили при относительной глубине трещины $\bar{h}_1 = h_1 / h = 0,25; 0,5; 0,75$ (серия номера 7, таблица прил. А), где h_1 – глубина начальной несквозной трещины; h – толщина модели. С изменением параметра \bar{h}_1 меняется и механизм разрушения.

Случай 1, $\bar{h}_1 = 0,25$, наблюдаемые процессы. При нагружении образца произошло частичное скалывание 3 (рис. 3.11, а) поверхности модели на глубину трещины 1. Далее происходило разрушение оставшейся части по механизму сдвига в плоскости стены по диагонали АВ, либо по сдвигу из плоскости стены.

Механизм разрушения. Внешняя нагрузка F создавала сдвигающее усилие F_{sh} между берегами начальной трещины 1 (рис. 3.11, б), кроме того, под действием силы F берега трещины 1 прижимаются

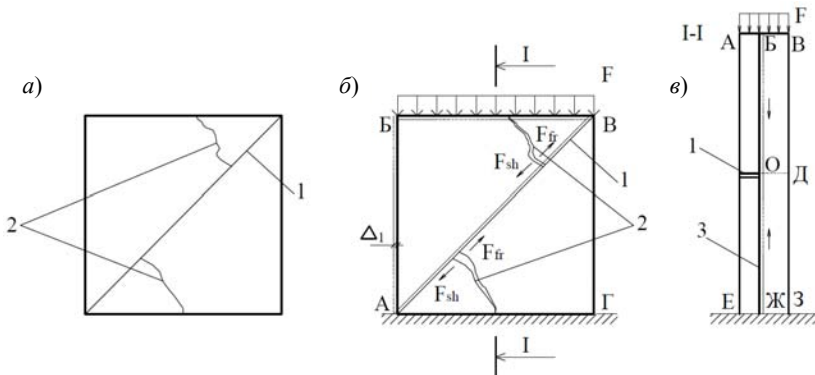


Рис. 3.11. Образцы с начальной трещиной:
а – схема трещин; б – механизм разрушения; в – разрез I-I

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Леденёва.

друг к другу. Усилиям F_{sh} противостоят силы трения F_{fr} между контактными поверхностями трещины 1 и силы межчастичного сцепления F_{cov} . Силы F_{fr} и F_{cov} ограничены прочностными свойствами исследуемого материала. Сила F_{sh} неограниченно возрастала под действием внешней нагрузки F до предельного состояния. Далее произошел сдвиг вдоль трещины 1 на величину Δl .

Сдвигающее усилие F_{sh} , совершая работу $A_{sh} = F_{sh} \Delta l$, в момент сдвига силы F_{sh} перемещается из слоя бетона над и под трещиной 1 в пограничную зону $БЖ$ между разгруженным участком $АБЖЕ$ и участком $БВЗЖ$, подверженным одноосному сжатию. В момент сдвига на контактных поверхностях трещины 1 возникли растягивающие усилия F_{str} . С дальнейшим увеличением нагрузки F в зоне $БЖ$ начала расти трещина 3 , она отделила слой $АБЖЕ$ от основного тела пластины $БВЗЖ$. В этот же момент под действием сил F_{fr} произошел разрыв контактных поверхностей трещины 1 , повлекший появление перпендикулярных трещин 2 . Оставшаяся основная часть образца разрушалась по механизму сдвига в плоскости стены по диагонали $АВ$, либо по сдвигу из плоскости стены.

Случай 2, $\bar{h}_1 = 0,5$, наблюдаемые процессы. При нагружении модели, кроме отслаивания слоя $АБЖЕ$, в большинстве моделей наблюдалось смятие со сдвигом участках $ОД$ с последующим частичным выкрашиванием смятого бетона.

Механизм разрушения. С увеличением глубины трещины $ОГ$ уменьшается величина не прорезанного трещиной участка $ОД$, соответственно уменьшаются и силы F_{cov} , препятствующие сдвигу части $АБВ$ относительно $АВГ$ (рис. 3.11, б). Практически все образцы с $\bar{h}_1 \geq 0,75$ разрушаются по схеме сдвига вдоль начальной трещины со смятием непрорезанной зоны бетонов $ОД$. Результаты эксперимента отображены на рис. 3.12.

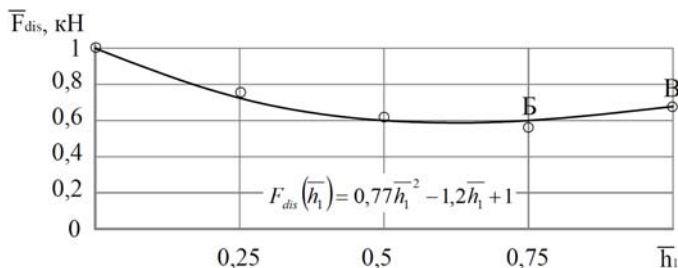


Рис. 3.12. Влияние глубины несквозной диагональной трещины в модели стены на величину разрушающей нагрузки

Полученную зависимость разрушающей нагрузки от параметра несковзной трещины \bar{h}_1 описывает полином 2 степени:

$$\bar{F}_{dis}(\bar{h}_1) = 0,77\bar{h}_1^2 - 1,2\bar{h}_1 + 1. \quad (3.4)$$

На участке AB (рис. 3.12) с увеличением глубины начальной трещины несущая способность образца плавно снижается, так как уменьшается площадь бетона, не прорезанного начальной трещиной на диагонали AB (рис. 3.11, б). На участке BB с $\bar{h}_1 > 0,75$ наблюдается увеличение несущей способности, объясняющееся увеличением площади контактных поверхностей начальной трещины, соответственно увеличением сил трения F_{fr} , что препятствует сдвигу частей ABB относительно $ABГ$.

3.1.6. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ С НАЧАЛЬНОЙ НАКЛОННОЙ СКВОЗНОЙ ТРЕЩИНОЙ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ЕЕ ДЛИНЫ И РАССТОЯНИЯ ОТ ДИАГОНАЛИ*

Эксперимент проводили при угле наклона $\alpha = 45^\circ$ и относительной длине начальной трещины $\bar{c}_1 = c_1/a = 0,25; 0,5; 0,75; 1$ (серия номера 5, таблица прил. А), где \bar{c}_1 – проекция длины начальной трещины на ось y ; a – высота образца. Модели $\bar{c}_1 < 0,75$ и $\bar{c}_1 \geq 0,75$ имели разные механизмы разрушения.

Случай 1, $\bar{c}_1 < 0,75$, наблюдаемые процессы. Разрушение начиналось с раскрытия начальной трещины 1 по всей длине (рис. 3.13, а – в). У ее нижнего конца происходило локальное смятие бетона 2 и рост снизу вверх волосяной трещины 3. С увеличением нагрузки трещина 3 достигала верхней приопорной зоны т. Г, а смятие бетона 2 распространялось на всю нижнюю приопорную часть модели.

Механизм разрушения. Во время нагружения образца в начальной трещине возникли сдвигающие усилия F_{sh} . Из-за малых сил трения F_{fr} в нижней приопорной зоне начальная трещина 1 быстро раскрывалась и выключала из работы угол модели ABB . Площадь приопорной зоны $БЖ$ уменьшилась в \bar{c}_1 раз. Нагрузка с участка AB передалась на участок $АЖ$. Возник эксцентриситет, и пластина стремилась сделать поворот с сторону отколовшейся части вокруг т. О. Ей препятствует бетон на площадке $АО$, где возникли дополнительные усилия F_{fr} с их максимальной концентрацией в т. А (рис. 3.14, в). В этой точке начиналось

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Леденёва.

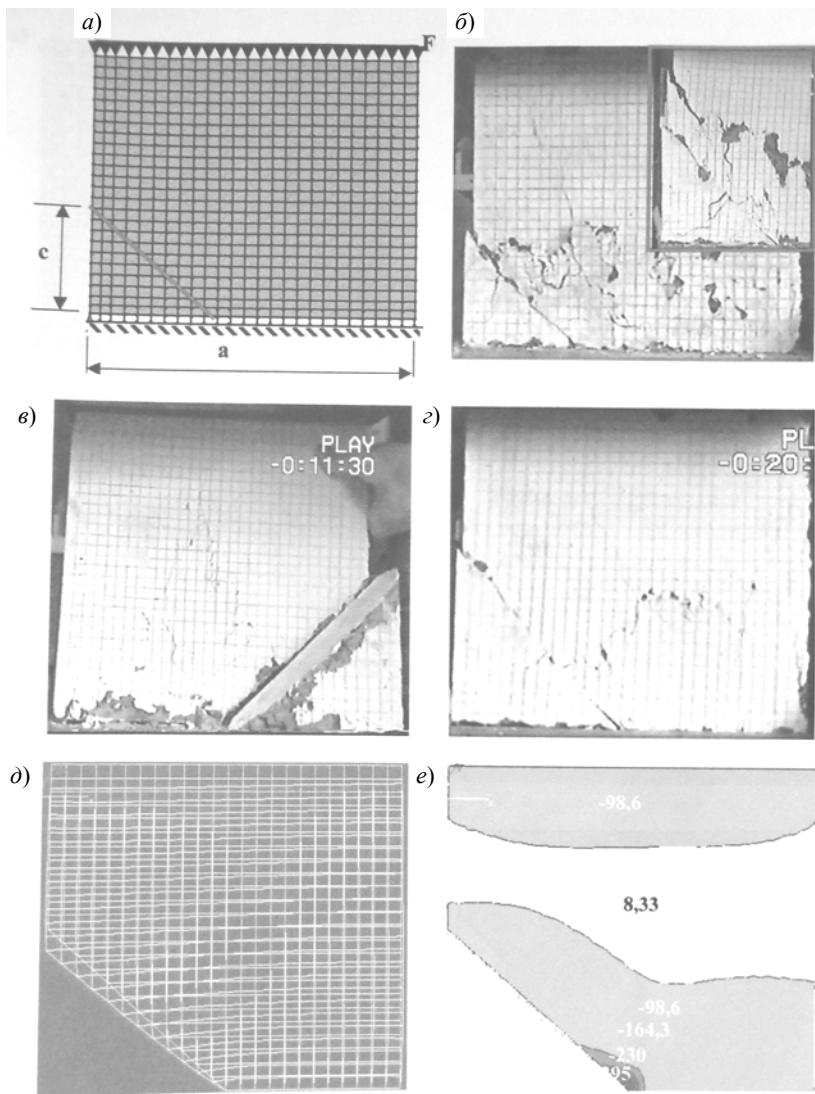


Рис. 3.13. Испытание образца с начальной наклонной сквозной трещиной при $c_1 = 0,25a$:

a – расчетная схема; b – z – картина разрушения образцов при $c_1 = 0,3; 0,5$;

d – расчетные деформации;

e – распределение горизонтальных напряжений σ_x (кгс/см²)

интенсивное смятие бетона 2 (скол лещатки) с вдавливанием его в образец, где на локальном участке появились растягивающие усилия F_{str} . Им препятствуют силы трения $F_{fr} = F\rho$ в нижней контактной зоне. Часть $ABГД$ под действием растягивающих сил F_{str} сместилась.

В результате над смятым бетоном появлялась вертикальная трещина разрыва 3, отсекающая неопертую часть $ABГД$. Оставшаяся опертая часть образца разрушилась в приопорной зоне $AЖ$. В районе т. A возникала концентрация вертикальных и горизонтальных напряжений σ_y и σ_x (рис. 3.14, в, д). При достижении значений горизонтальных растягивающих напряжений $\sigma_x \geq R_{b, \text{раст}}$ начинала раскрываться вертикальная трещина 3.

С дальнейшим ростом внешней нагрузки p в нижней приопорной зоне вертикальные напряжения σ_y начинали превосходить $R_{b, \text{раст}}$, что вызывало смятие в этой зоне бетона, после чего образец уже не воспринимал внешнюю нагрузку.

Случай 2, $\bar{c}_1 \geq 0,75$, наблюдаемые процессы. С начала нагружения наблюдалось проскальзывание частей пластины относительно друг друга вдоль начальной трещины 1 (рис. 3.13, з). Далее начинали раскрываться трещины 2 как в верхней, так и в нижней частях образца в перпендикулярном направлении от трещины 1. На некоторых образцах в районе т. A происходило смятие бетона 3.

Механизм разрушения. Под действием силы F вдоль начальной трещины 1 (рис. 3.14, з) возникли сдвигающие усилия:

$$F_{sh} = -2l(F \sin 45^\circ \cos 45^\circ - pF \sin^2 45^\circ), \quad (3.5)$$

где ρ – коэффициент сухого трения бетона о бетон; l – длина начальной трещины.

При малых значениях p сдвигающие силы $F_{sh} = F \sin 45^\circ \cos 45^\circ$ больше сил трения $F_{sh} = pF \sin^2 45^\circ$ между налегающими берегами начальной трещины. Вследствие этого в начале нагружения наблюдалось проскальзывание частей модели. Сдвиг верхней части $БВГ$ повлек смятие угла в т. $Г$, встретившее на пути движения препятствие – нижнюю опору. С увеличением F силы F_{sh} и силы F_{fr} уравновесились, и проскальзывание остановилось. Сдвиг верхней части $БВГ$ повлек смятие угла в т. $Д$, встретившего на пути движения препятствие – нижнюю опору, где возникла концентрация сжимающих вертикальных напряжений σ_y (рис. 3.14, в).

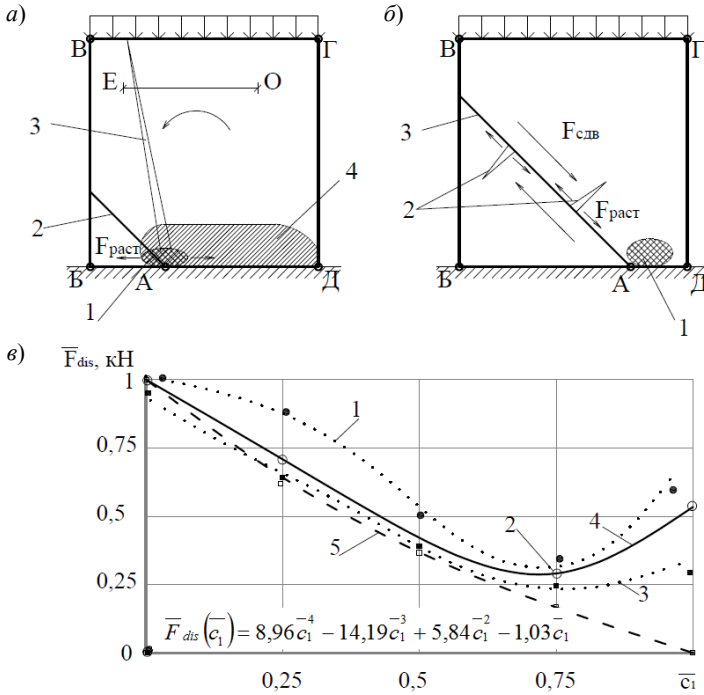


Рис. 3.14. Образцы с симметричным неполным опиранием:
 механизм разрушения: *a* – при $\bar{c}_1 = 0,33 \dots 0,5$; *б* – при $\bar{c}_1 = 0,5 \dots 0,7$;
в – графики исследуемой зависимости: 1 – 3 – максимальные, средние и минимальные значения разрушающей нагрузки; 4 – кривая аппроксимации; 5 – расчетные данные усредненных значений

С увеличением p силы $F_{сдв}$ и силы $F_{тр}$ уравновесились и проскальзывание прекратилось. Силы $F_{сдв}$ стали восприниматься силами межчастичного сцепления F_{cov} , что привело к появлению растяжений на контактных поверхностях берегов начальной трещины 1. Когда возрастающие силы $F_{сдв}$ начали превышать силы F_{cov} , раскрылись трещины разрыва 2, перпендикулярные трещине 1. При отсутствии проскальзывания вдоль начальной трещины тензор напряжений равен:

$$F_{\xi} = F \sin^2 45^\circ, F_{\eta} = F \cos^2 45^\circ, F_{\xi\eta} = F_{sh} = F \sin 45^\circ \cos 45^\circ. \quad (3.6)$$

Результаты эксперимента отображены на рис. 3.14, *д*. Зависимость разрушающей нагрузки F_{dis} от коэффициента \bar{c}_1 можно описать полиномом:

$$\bar{F}_{dis} = 8,96\bar{c}_1^4 - 14,19\bar{c}_1^3 + 5,84\bar{c}_1^2 - 1,03\bar{c}_1 . \quad (3.7)$$

Увеличением \bar{c}_1 до 0,75 несущая способность образца снижалась, так как нижняя площадь опоры $AЖ$ уменьшалась (рис. 3.14, *в, з*), а перегрузка в т. A возрастала, поскольку увеличивалась контактная поверхность налегающих берегов начальной трещины. Это увеличивало силу трения, а соответственно, прочность образца. Согласно рис. 3.14, *з* расчетные данные несколько ниже экспериментальных.

Очевидно, это связано с тем, что программа не учитывает совместную работу двух отколовшихся частей модели. При $\bar{c}_1 \geq 0,75$ с увеличением \bar{c}_1 несущая способность отколовшихся частей модели резко снижается. Расчетные значения относительной разрушающей нагрузки продолжали снижаться до нуля. Данный эксперимент показывает, что при увеличении параметра \bar{c}_1 несущая способность стены изменяется нелинейно, поскольку изменяется механизм разрушения пластины.

3.1.7. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ БЕЗ БОКОВОГО ОБЖАТИЯ СО СКВОЗНОЙ НАЧАЛЬНОЙ ДИАГОНАЛЬНОЙ ТРЕЩИНОЙ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ЕЕ ДЛИНЫ*

Испытания проводили при $\alpha = 45^\circ$ и относительной длине трещины $\bar{c}_2 = c_2 / a = 0,75; 0,5; 0,2$ (серия номера 6, таблица прил. А), где c_2 – проекция длины начальной трещины на ось y ; a – высота образца. Модели $\bar{c}_2 \leq 0,5$ и $0,5 \leq \bar{c}_1 \leq 0,75$ и $\bar{c}_2 \geq 0,75$ разрушались по разным механизмам.

Случай 1, $\bar{c}_2 \leq 0,5$, наблюдаемые процессы. В моделях разрушение начиналось с раскрытия начальной трещины 1 (рис. 3.16, *а*) и последующего ее роста вверх 2 в сторону угла A . Часть образца, ограниченная треугольником $ABД$, откалывалась. Затем в приопорной, а при $\bar{c}_2 = 0,5$ и в боковой зонах, стали возникать трещины 3, направленные к т. D . Образец наклонялся в сторону отколовшейся части и разрушался.

Механизм разрушения. При нагружении модели в трещине 1 (рис. 3.16, *б*) возникли сдвиговые усилия F_{sh} . Им препятствуют силы трения F_{fr} между налегающими берегами трещины 1, и силы межчастичного сцепления F_{cov} . В вершине трещины 1 возникли дополнительные растягивающие усилия. Силы F_{sh} преодолевают силы F_{cov} и F_{fr} .

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Леде́ва.

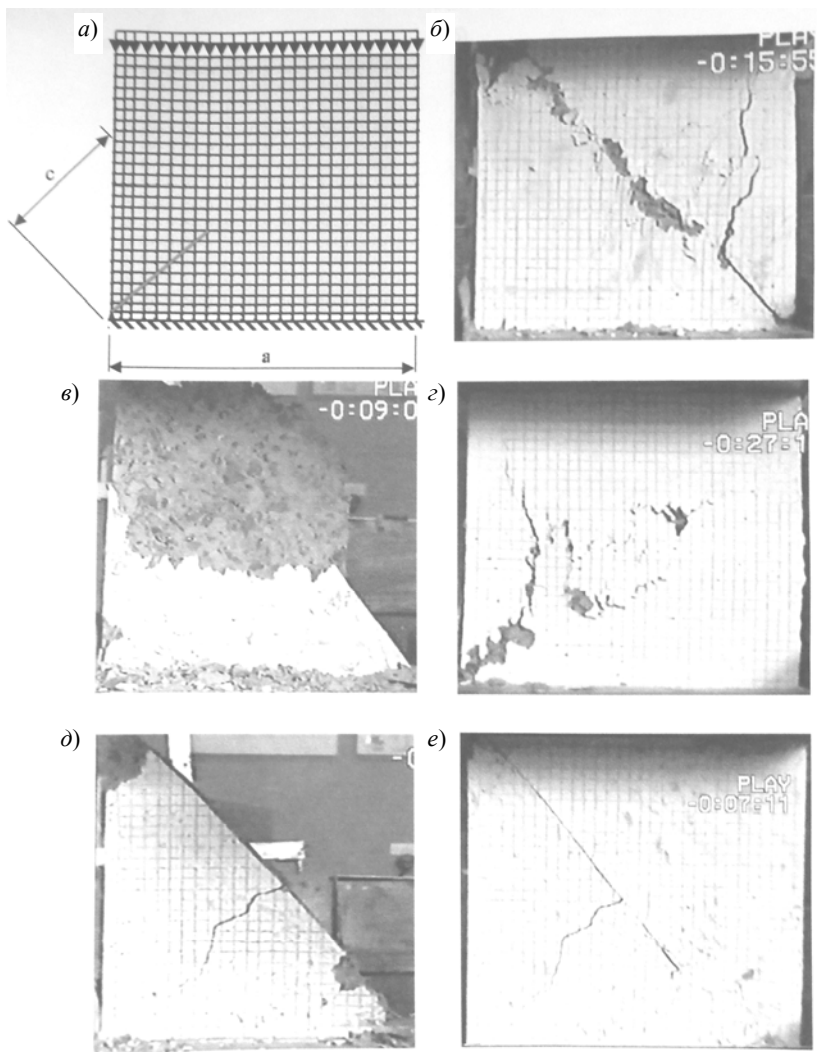


Рис. 3.15. Испытания образцов с начальной сквозной диагональной трещиной при изменении ее длины:
 a – расчетная схема; $b - z$ – картина разрушения при $c = 0,33a; 0,5a; 0,75a$

Произошел микросдвиг Δl между берегами трещины l как результат работы, совершенной силой F_{sh} . В результате микросдвига растягивающие усилия переместились в вершину трещины, вызвав рост тре-

щины 2 в вершине трещин 1. В момент микросдвига в трещине 1 усилия $F_{sh} = F \sin 45^\circ \cos 45^\circ$ совершили работу $A_{sh} = F_{sh} \Delta l$. Трещина 2 прошла вдоль границы зон с различным напряженным состоянием, отсекая от образца разгруженный участок ABD . С выходом этого участка из работы возник эксцентриситет OD (рис. 3.16, а). Образец стремится повернуться в сторону отколовшейся части вокруг т. D . В наименьших радиальных сечениях относительно т. D возникли концентрации растягивающих усилий F_{str} , приводящие к разрушению в этих местах по разрывному механизму. В результате раскрылись трещины 3, направленные к т. D .

Случай 2, $0,5 \leq \bar{c}_2 \leq 0,75$, наблюдаемые процессы. С увеличением нагрузки происходил сдвиг вдоль трещины 1 (рис. 3.15, а, б). Во время сдвига участок OB сминался, деформации временно приостанавливались. Внешняя нагрузка F в этот момент достигала максимума, и начали появляться трещины 3, перпендикулярные трещине 1. Образец прекращал воспринимать нарастающую нагрузку.

Механизм разрушения. При нагружении образца в начальной трещине 1 (рис. 3.15, д) возникли сдвигающие усилия F_{sh} . Из-за значительной длины начальной трещины силы F_{sh} быстро преодолевают препятствующие силы F_{fr} и F_{cov} , совершая сдвиг части $ABГ$ относительно части $ГБД$.

Участок OB , лежащий на пути сдвига, – сминался 2. С дальнейшим ростом силы F увеличились силы $F_{fr} = \rho F \sin^2 45^\circ$, сдвиг останавливался. В контактной поверхности налегающих берегов трещины $ГО$ возникли нарастающие растягивающие усилия F_{str} , которые превысили конечное значение сил межчастичного сцепления F_{cov} . Произошел разрыв в контактных поверхностях трещины 1 и устойчивый рост трещин 3. Силы F_{sh} , совершая работу $A_{sh} = F_{sh} \sum a_{сч}$, угасают на оси $ГО$, переходя в вершины трещин 3. После этого сила F_{sh} расходовалась на увеличение ширины раскрытия трещин 3, в самом же образце напряжения падают, образец более не воспринимает внешнюю нагрузку F .

Случай 3, $\bar{c}_2 \geq 0,75$. Механизмы разрушения происходили по схемам, указанным на рис. 3.16, б. Образцы с граничными величинами \bar{c}_2 разрушались по схемам, характерным для больших и меньших величин \bar{c}_2 .

Результаты эксперимента отображены на рис. 3.16, в. Полученную зависимость можно представить в виде полинома 3-й степени:

$$\bar{F}_{dis}(\bar{c}_2) = -0,69\bar{c}_2^3 + 1,35\bar{c}_2^2 - 1,2\bar{c}_2 + 1. \quad (3.8)$$

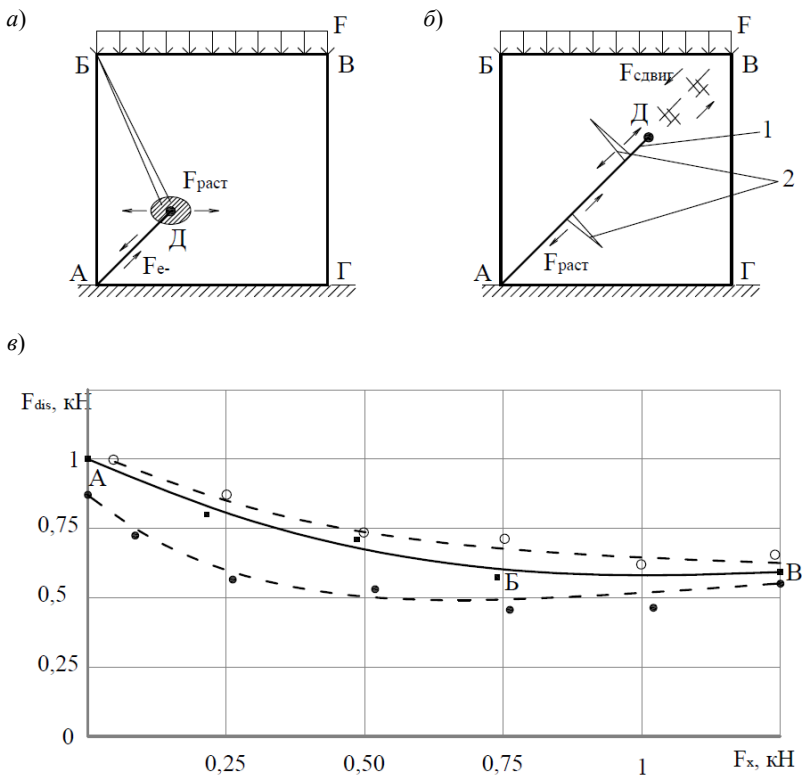


Рис. 3.16. Испытания образцов с начальной сквозной диагональной трещиной при изменении ее длины:
a, б – механика разрушения пластин при $c = 0,33a \dots 0,5a$;
в – результаты испытаний

Это функция показывает, что при $\bar{c}_2 < 0,75$ с ростом длины трещины разрушающая нагрузка F_{dis} снижалась из-за концентрации напряжений в т. Д (рис. 3.16, б). После откола части ABD увеличивался эксцентриситет OD .

При $\bar{c}_2 \geq 0,75$ с увеличением длины начальной трещины прочность образца немного увеличивается. Поскольку увеличивается площадь контактной поверхности между берегами начальной трещины, соответственно, возрастают силы трения между ними, увеличивая несущую способность образца в целом.

3.1.8. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ БЕЗ БОКОВОГО ОБЖАТИЯ С ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ШТРАБОЙ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ЕЕ ГЛУБИНЫ*

Эксперимент проводили при высоте штрабы $f = 1,7$ см и относительной глубине $\bar{h}_2 = h_2/h = 0,25$ и $0,5$ (серия номера 10, таблица прил. А).

Случай 1, $\bar{h}_2 = 0,25$, наблюдаемые процессы. При нагружении разрушение начиналось с появления вертикальных трещин 2 (рис. 3.17, а), идущих от штрабы 1. Потом их рост прекращался. Из внутреннего угла начинали расти многочисленные трещины 3, вдоль которых происходил сдвиг.

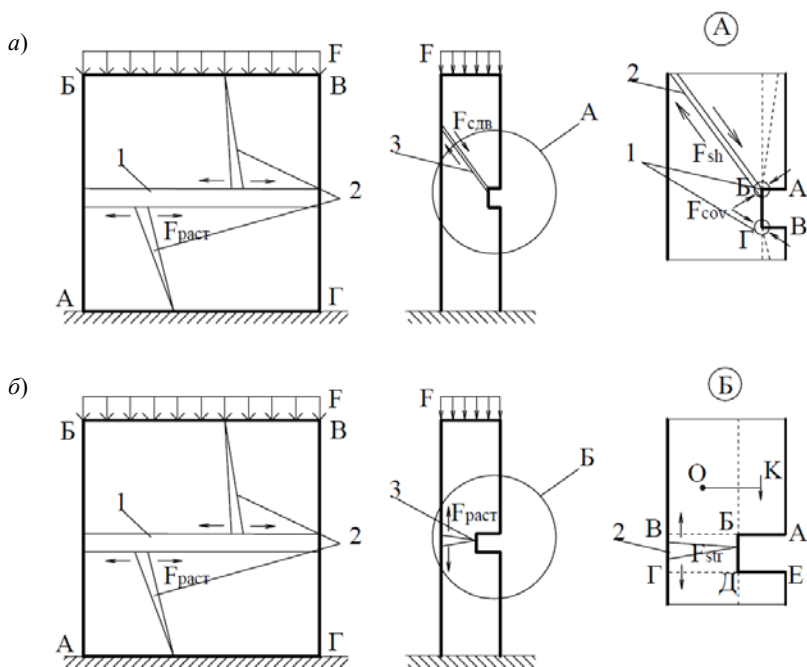


Рис. 3.17. Механизм разрушения модели при:

$$a - \bar{h}_2 = 0,33; \quad б - \bar{h}_2 = 0,5$$

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Леденёва.

Механизм разрушения. Участки стены над и под штрабой выключены из работы (узел *A*). За штрабой в поперечном сечении стены возникает концентрация напряжений σ_x и σ_y , а над и под этим участком стены концентрируются горизонтальные растягивающие напряжения σ_x . Именно в этих зонах наблюдалось раскрытие трещин сдвига. Поскольку напряжения из них переместились в т. *B* и *Г*, где возникли концентрации сдвигающих усилий F_{sh} 1, и им противостоят усилия F_{cov} . Над одной из т. *B* и *Г* раскрывается сдвиговая трещина 2 (рис. 3.17, б). Эксцентриситет, вызванный несимметричностью штрабы при $\bar{h}_2 = 0,25$, не столь велик, чтобы оказывать влияние на механизм разрушения.

Случай 2, $\bar{h}_2 = 0,5$, наблюдаемые процессы. В начале нагружения появлялись вертикальные трещины 2, идущие от штрабы 1 (рис. 3.17, б). С увеличением внешней нагрузки их рост приостанавливался. Затем с тыльной стороны штрабы раскрывалась трещина 3. Верхняя часть образца отклонялась в сторону штрабы. Модель стены разрушалась.

Механизм разрушения. В поперечном сечении стены возникает эксцентриситет *OK*, вызывающий на участке *BE* (узел *B*) появление растягивающих усилий F_{str} . При их критических значениях раскрывается трещина разрыва 2. Верхняя часть образца под действием изгибающего момента поворачивается 3 (рис. 3.17, з) вокруг т. *D*, что приводит к потере устойчивости образца.

Результаты эксперимента отображены на рис. 3.18. Полученную зависимость можно описать с помощью полинома 3-й степени:

$$\bar{F}_{dis}(\bar{h}_3) = -2,69\bar{h}_3^3 + 5,32\bar{h}_3^2 - 3,63\bar{h}_3 + 1, \quad (3.9)$$

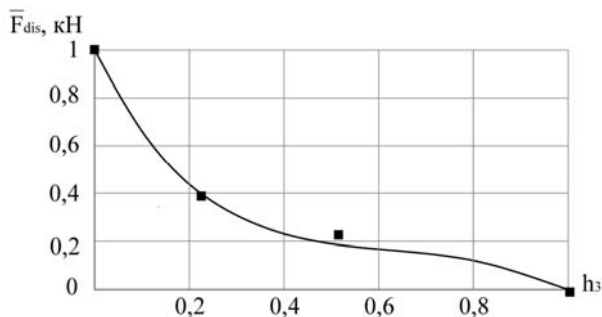


Рис. 3.18. Влияние глубины штрабы в модели стены на величину несущей способности

где среднеквадратическое отклонение $\sigma_{cp} = 25 \cdot 10^{-3}$, а максимальное $\sigma_{max} = 75 \cdot 10^{-3}$.

Из рисунка 3.18 глубина штрабы значительно влияет на несущую способность образца, например, при $h_3 = 0,5h$ несущая способность снижается на 75...80%. Это связано с тем, что при увеличении глубины штрабы уменьшается поперечное сечение стены и увеличивается эксцентриситет.

3.2. ВЛИЯНИЕ НАЧАЛЬНОГО ОБЖАТИЯ

3.2.1. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ БЕЗ НАЧАЛЬНЫХ ДЕФЕКТОВ И БЕЗ БОКОВОГО ОБЖАТИЯ*

Модели испытывались на одноосное и двухосное сжатие (серия номера 1, таблица прил. А).

Результаты наблюдений деформирования образцов без обжатия. До определенного момента образцы воспринимали возрастающую нагрузку. Затем без видимого деформирования образца рост нагрузки на прессе останавливался. Практически при каждом испытании наблюдался эффект «ползучести» бетона. Далее разрушение происходило внезапно, по механизму сдвига (рис. 3.19, б) в плоскости стены.

Наблюдаемые процессы в случае сдвига из плоскости стены. Разрушение начиналось с раскрытия множества горизонтальных трещин в нижней приопорной зоне. Происходил скол крупной лещатки. Нижняя приопорная зона расслаивалась, после чего происходил сдвиг под углом 35...45°.

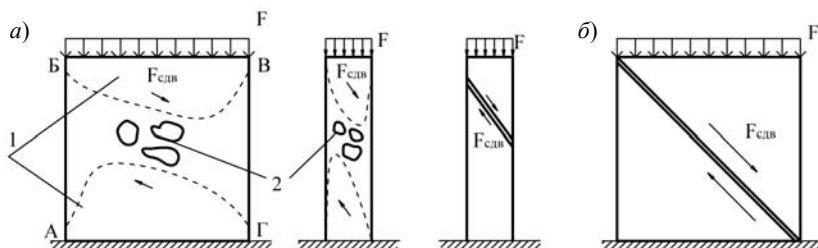


Рис. 3.19. Испытание моделей стены без начальных дефектов (а); механизм сдвигового разрушения в плоскости и из плоскости (б)

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Леденёва.

Наблюдаемые процессы в случае сдвига в плоскости стены.

При максимальной нагрузке в одном из углов диагонали начинала раскрываться извилистая трещина, потом на этой диагонали возникала сеть мелких трещин, которая объединялась в одну – магистральную трещину l , вдоль которой происходил сдвиг. В процессе сдвига иногда раскрывались перпендикулярные трещины 2 (рис. 3.19, б).

Механизм разрушения. При нагружении образцов в приопорных зонах возникают концентрации сжимающих горизонтальных напряжений σ_x (рис. 3.20, з). С приближением к центру пластин эти концентрации уходят вглубь образца, в результате чего образуются «пирамиды» сжатого бетона как в плоскости, так и из плоскости стены, которые движутся навстречу друг у другу.

Случайные включения крупного заполнителя 2 нарушают соосность движения «пирамид» l . В какую сторону происходит движение «пирамиды», в эту сторону происходит сдвиг (рис. 3.19, а, б).

3.2.2. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ БЕЗ НАЧАЛЬНЫХ ДЕФЕКТОВ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ СИЛЫ БОКОВОГО ОБЖАТИЯ*

Результаты наблюдений деформирования образцов без обжатия. При достижении вертикальной нагрузки величины $0,7 \dots 0,8$ от разрушающей $F_{разр}$ в образцах фиксировалось возникновение распирающих усилий, которые некоторое время росли пропорционально росту внешней нагрузки. Когда внешняя нагрузка достигала величины F_{crc} , рост внешней нагрузки замедлялся и приостанавливался, в этот момент начинали интенсивно расти распирающие усилия F_x (рис. 3.21). При этом начинали раскрываться отдельные волосяные вертикальные трещины (рис. 3.21, а). Затем образцы переставали воспринимать возрастающую вертикальную нагрузку, усилия распора резко возрастали, отдельные трещины объединялись в одну диагональную, вдоль которой происходил сдвиг (рис. 3.21, б).

Механизм разрушения сходен с разрушением образцов без дефектов по механизму сдвига в плоскости стены (рис. 3.19, б). Из рисунка 3.21, з мы видим, что наибольшая несущая способность оказалась у образцов с наименьшей величиной бокового обжатия, у этих моделей эффект укрепления равен $1,2F_{dis}$.

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Ледеёва.

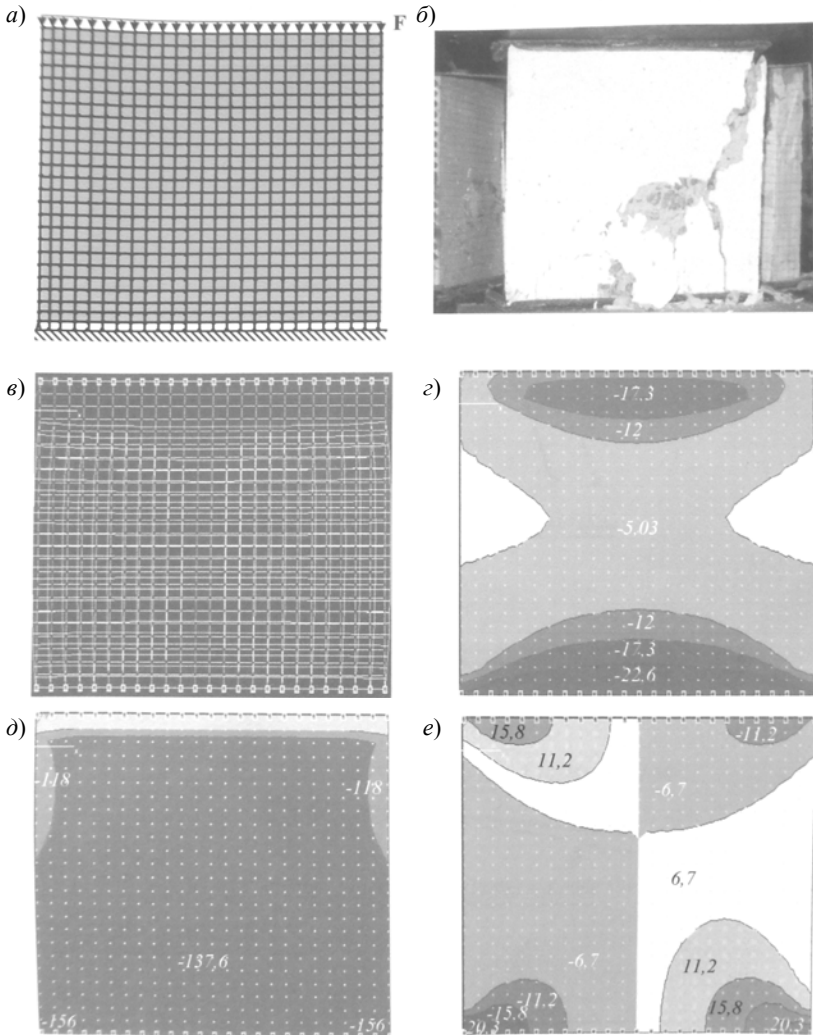


Рис. 3.20. Испытание образца без начальных повреждений на одноосное сжатие:

- a* – расчетная схема; *б* – картина разрушения; *в* – расчетные деформации;
- г* – распределение горизонтальных напряжений σ_x ;
- д* – распределение вертикальных напряжений σ_y ;
- е* – распределение касательных напряжений τ_{xy}

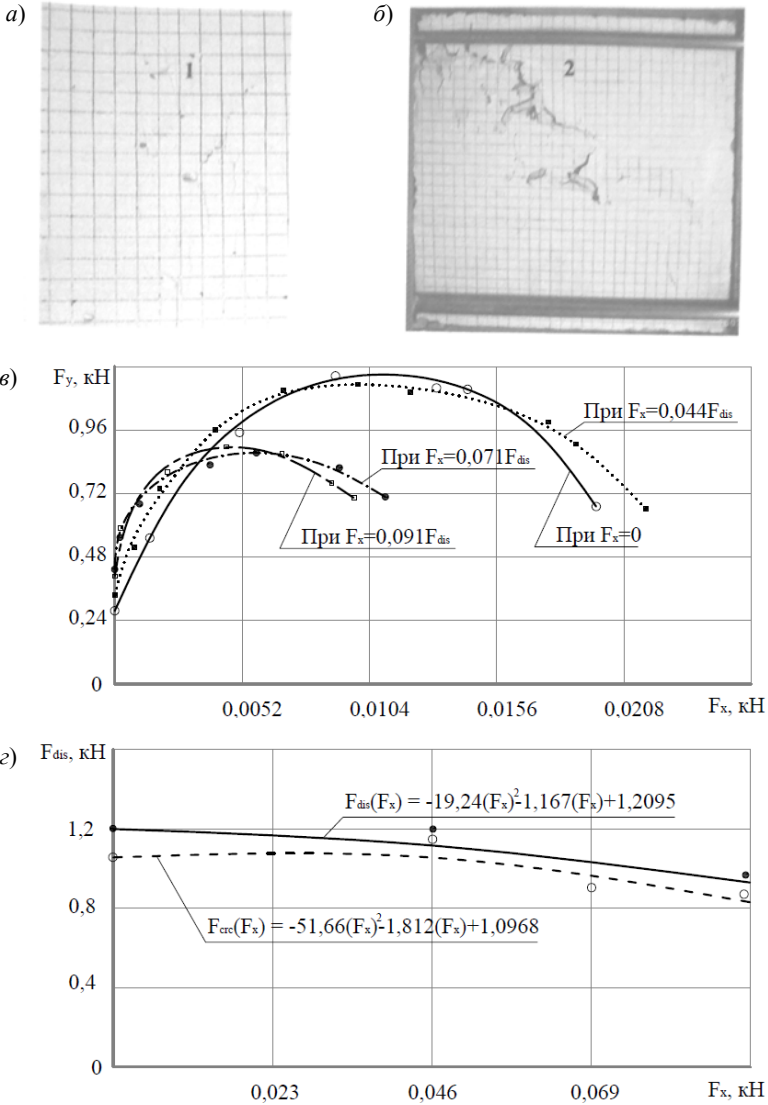


Рис. 3.21. Деформирование моделей стен без начальных повреждений с боковым обжатием:

a – начало разрушения; *b* – конец разрушения;

в – зависимость горизонтальных напряжений F_x от вертикальных F_y ;

г – получение эмпирической зависимости несущей способности образца без повреждений от величины бокового обжатия F_x

У стен с большей величиной бокового обжатия такой укрепляющий эффект не достигнут. Величины внешней нагрузки, соответствующие началу раскрытия трещин F_{yrc} и разрушению F_{dis} , для образцов с различными боковым обжатием аппроксимированы полиномом (рис. 3.21, з)

$$F_{dis}(F_x) = -19,24(F_x)^2 - 1,167(F_x) + 1,2095, \quad (3.10)$$

из которого можно заметить, что процесс трещинообразования начался при 0,9...0,95 от разрушающей нагрузки. С увеличением силы бокового обжатия несущая способность образцов снижалась почти линейно, что можно объяснить увеличением суммарной силы двухосного сжатия.

Разрушение моделей стены сопровождается перекосом. Обжимное устройство передавало боковую нагрузку на образец через шарнир и не препятствовало перекашиванию стены.

Для достижения большего укрепляющего эффекта, обжимное устройство должно препятствовать перекоосу стены (ее сдвигу по диагонали), т.е. должно быть более жестким.

3.2.3. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ С НАЧАЛЬНОЙ СКВОЗНОЙ ДИАГОНАЛЬНОЙ ТРЕЩИНОЙ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ СИЛЫ БОКОВОГО ОБЖАТИЯ*

Эксперимент проводили при угле наклона начальной трещины $\alpha = 45^\circ$ и ее относительной длине $\bar{c}_2 = 0,5$. Величину бокового обжатия принимали равной $F_x = 0; 0,046F_{dis}; 0,07F_{dis}; 0,093F_{dis}$. Модели стен при $F_x = 0; 0,046F_{dis}$ разрушились по механизмам, описанным в п. 3.4.3, случай 1, модели стен при $F_x = 0,07F_{dis}; 0,093F_{dis}$ – случай 2.

Наблюдаемые процессы разрушения моделей стен с обжатием $F_x = 0; 0,046F_{dis}$: горизонтальные усилия распора были зафиксированы при $F_y = 0,28...0,32F_{dis}$ (рис. 3.22, а, б). Они медленно росли с увеличением внешней нагрузки. При $0,53...0,37F_{dis}$ наблюдался скол лещатки 2 (рис. 3.22, б) вдоль начальной трещины 1.

Часть стены, расположенная над начальной трещиной, стала сдвигаться относительно нижележащей части вниз. При этом раскрылась вертикальная трещина 3. У некоторых образцов сдвиг верхней части стены относительно нижней происходил рывками, при которых слышались удары. Несущая способность также рывками падала, а горизонтальные стены распора F_x увеличивались. При значительной величине перемещений раскрывалась горизонтальная трещина 4.

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Леденёва.

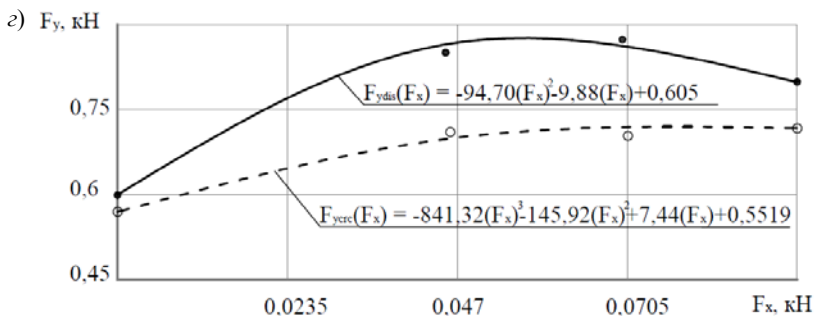
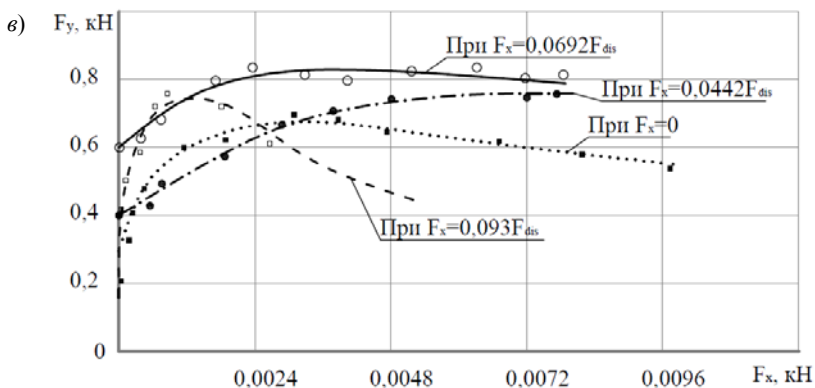
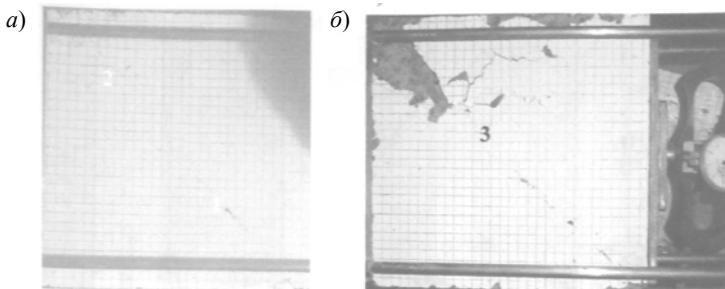


Рис. 3.22. Образец с наклонной трещиной и боковым обжатием:
 а, б – начало и конец разрушения при боковом сжатии $F_x = 0,043F_{dis}$;
 в – зависимость горизонтальных напряжений F_x от вертикальных F_y ;
 г – получение эмпирической зависимости несущей способности образца
 без повреждений от величины бокового обжатия F_x

Результаты наблюдений за деформациями моделей стен с обжатием $F_x = 0,07F_{dis}$; $0,093F_{dis}$. Усилия распора были зафиксированы при $F_y = 0,3...0,46F_{dis}$ (рис. 3.22, в). По мере увеличения внешней нагрузки они росли очень медленно, до момента образования отдельных волосяных трещин (рис. 3.22, а).

С дальнейшим нагружением эти трещины начинали объединяться в одну магистральную диагональную трещину 3, горизонтальные распирающие усилия резко возрастали, а несущая способность начинала спадать. В момент разрушения вдоль магистральной трещины происходил сдвиг (рис. 3.22, б).

На рисунке 3.22, в мы видим, что увеличением силы бокового обжатия распирающие усилия появляются при ббльших величинах внешних нагрузок. В стадии упругой работы образца $F_{расп}$ увеличиваются медленнее, а разрушение происходит, как правило, по механизму сдвига в плоскости стены из-за переноса шарнирной обжимной струбцины.

Влияние силы обжатия на несущую способность образца отображено на рис. 3.22, з, где мы видим, что при нулевом боковом обжатии эффект укрепления не достигнут, а в остальных случаях этот эффект составляет 10...13%.

3.2.4. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ С ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ШТРАБОЙ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ЕЕ ГЛУБИНЫ И СИЛЫ БОКОВОГО ОБЖАТИЯ*

Эксперимент проводили при высоте штрабы $f = 1,5$ см и относительной глубине $\bar{h}_2 = h_2 / h = 0,5$ (серия номера 10, таблица прил. А). Величину бокового обжатия принимали равной $F_x = 0; 0,046F_{dis}; 0,07F_{dis}; 0,093F_{dis}$.

Результаты наблюдений за образцами с обжатием: у образцов с боковым обжатием $F_x = 0; 0,046F_{dis}$ – распирающие усилия зафиксированы при $F_y \geq 0,2...0,42F_{dis}$, а у образцов с $F_x = 0,07F_{dis}; 0,093F_{dis}$ при $F_y \geq 0,48...0,58F_{dis}$ (рис. 3.23, а). С дальнейшим увеличением внешней нагрузки распирающие усилия возрастали незначительно. Далее, при достижении внешней нагрузки $F_y = F_{crc}$ (в условиях бокового обжатия проследить раскрытие трещин очень сложно) модель стены стала медленнее воспринимать возрастающую нагрузку, при этом плавно возрастали распирающие напряжения F_x . Все образцы разрушались по механизму, описанному в п. 3.2.3, случай 1.

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Леденёва.

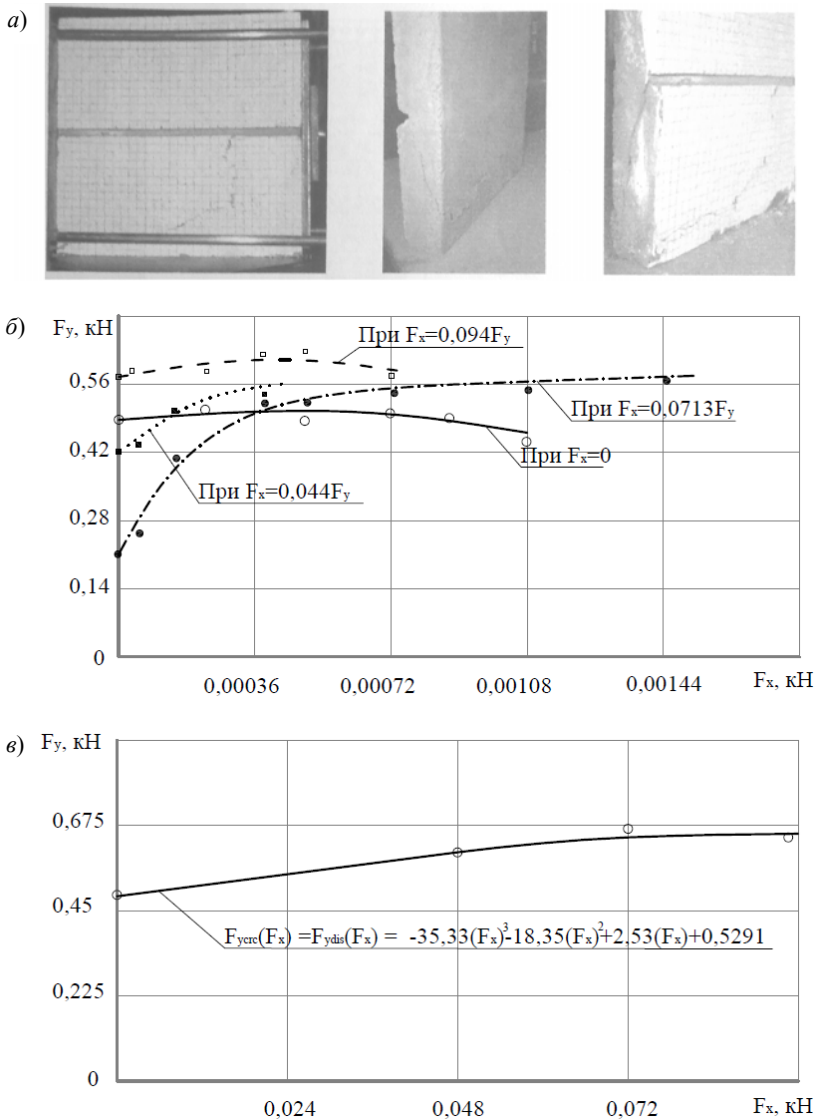


Рис. 3.23. Образец со щтрабой при боковом обжатии:

a – начало и конец разрушения при боковом сжатии $F_x = 0,043F_{dis}$;

б – зависимость горизонтальных напряжений F_x от вертикальных F_y ;

в – получение эмпирической зависимости несущей способности образца без повреждений от величины бокового обжатия F_x

Еще 3...5 секунд образцы держали медленно возрастающую нагрузку, затем происходил резкий сдвиг из плоскости стены, в этот момент горизонтальные и вертикальные напряжения резко падали.

Из рисунка 3.23, б видно, что сила бокового обжатия незначительно влияет на несущую способность моделей. В образцах со штрабой горизонтальные распирающие усилия гораздо меньшие, чем при других начальных повреждениях.

Эффект укрепления в случае с ограничением боковых деформаций без обжатия равен $\approx 115\%$, а при максимальном обжатии составил $\approx 175\%$ (рис. 3.23, в).

Зависимость несущей способности от силы бокового обжатия можно описать полиномом третьей степени:

$$F_{dis}(F_x) = -35,33(F_x)^3 - 18,35(F_x)^2 - 2,53(F_x) + 0,5291. \quad (3.11)$$

3.3. ВЛИЯНИЕ АРМИРОВАНИЯ

3.3.1. ОПЫТЫ С МОДЕЛЯМИ БЕЗ АРМИРОВАНИЯ*

Автор проводил испытание с боковым обжатием $F_{xo} = 0, 3, 6, 9$ кН.

Характер трещинообразования и разрушения. С увеличением вертикальной нагрузки до 90 кН появилась серия коротких трещин в верхнем углу панели. В зоне приложения силы F_z зарождается и развивается наклонная трещина, исходящая из верхнего угла и входящая в нижней противоположный (рис. 3.24). Ширина трещин в момент образования составляет 0,3...0,4 мм.

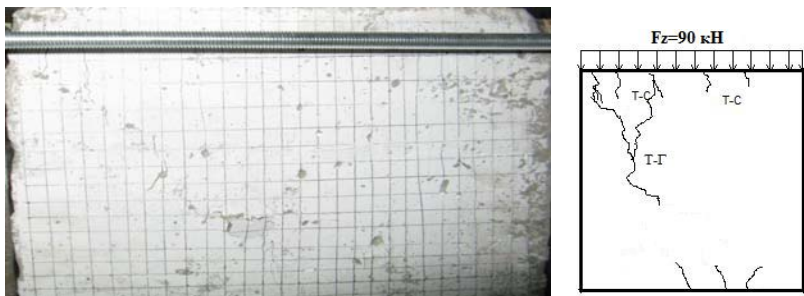
На рисунке 3.24 показана картина трещинообразования и разрушения моделей в случае без бокового обжатия $F_{xo} = 0$ кН.

С ростом $F_z = 0,95F_{dis} = 126$ кН появились трещины $T-P$, ширина их раскрытия примерно 0,5...0,6 мм и длина (0,2...0,1) L .

Перед разрушением образовалась серия магистральной трещины с углом наклона к горизонту около 40° . Одновременно осыпается бетон с боковых граней, откальваются лещадки, концентрируясь вдоль магистральной трещины. Начальное боковое обжатие F_{xo} оказывает влияние на прочность и трещиностойкость модели. С увеличением F_{xo}

* Испытание проводил Х. З. Чыонг при консультации проф. В. В. Леднёва.

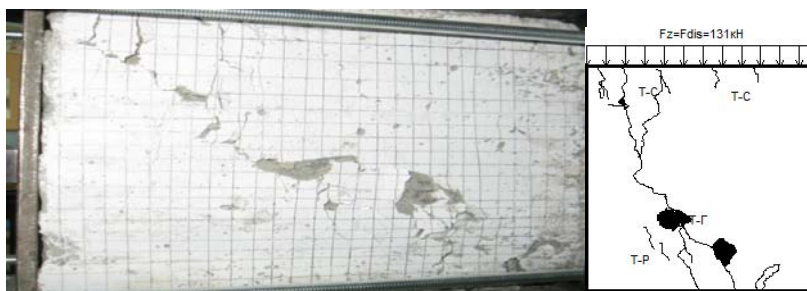
до 9 кН несущая способность F_{dis} повышается на 1,14 раза и нагрузки трещинообразования F_{cre} на 1,4 раза.



а)



б)



в)

Рис. 3.24. Механизм деформирования модели стен при трех случаях нагружения (кН): 90, 126, 131 (разрушение)

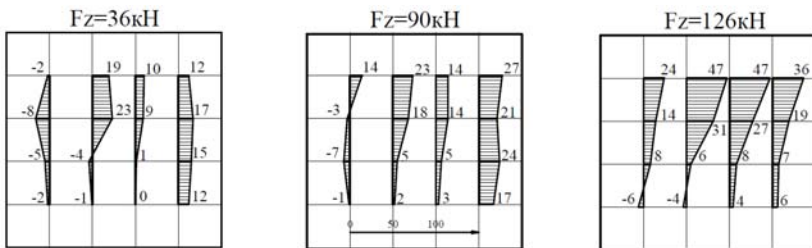


Рис. 3.25. Эпюры боковых горизонтальных перемещений модели при $F_x = 3$ кН и F_z (кН): 36, 90, 126

С увеличением нагрузки перемещения возрастают. Особенно интенсивно это происходит при приближении к предельному состоянию (рис. 3.26). Вследствие этого боковые перемещения здесь достаточно велики. Опытами установлено, что наибольшие деформации имели место в верхних частях модели. В нижних, особенно при допредельных нагрузках, были смещения и обратного знака. По величине они небольшие, поверхность деформирования боковой грани имеет сложное очертание.

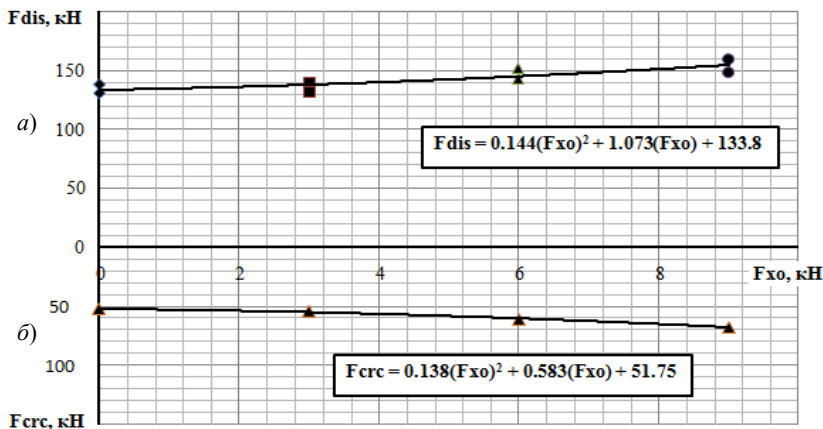


Рис. 3.26. Зависимость разрушающей нагрузки (а) и нагрузки начала трещинообразования (б) от начального бокового обжатия

3.3.2. ОПЫТЫ С АРМИРОВАННЫМИ МОДЕЛЯМИ БЕЗ ПРОЕМОМ

3.3.2.1. Армирование одной сеткой*

Автор проводил испытание с боковым обжатием $F_{xo} = 0, 3, 6, 9$ кН. На рисунке 3.27 показаны эпюры боковых горизонтальных перемещений при величине $F_{xo} = 3$ кН.

На рисунке 3.28 показана картина трещинообразования и разрушения моделей в случае без бокового обжатия $F_{xo} = 0$ кН.

Характер трещинообразования и разрушения. При нагрузке $F_z = 0,55 F_{dis} = 90$ кН в растянутой зоне образовались трещины растяжения $T-P$, их длина составила примерно $(0,3...0,5)L$ и ширина раскрытия $0,1...0,2$ мм. Кроме этого, появилась серия коротких трещин от сжатия в верхнем углу модели (рис. 3.28, а).

С ростом F_z до $0,7 F_{dis} = 126$ кН образовалась серия наклонных трещин $T-O$, расположенных вдоль диагонали модели. Ширина их раскрытия около $0,2...0,3$ мм. Очаг разрушения появился в верхнем углу. Здесь формировались косые трещины.

Перед разрушением $F_z = F_{dis}$ ширина раскрытия трещин $T-O$ повысилась до $0,6...0,8$ мм (рис. 3.27, б) и образовались трещины от сжатия длиной $0,1...0,2L$ в верхнем углу. При $F_z > F_{dis}$ модель разрушилась.

С увеличением начального бокового обжатия F_{xo} разрушающая нагрузка F_{dis} возрастает. По сравнению с моделями без армирования разрушающая нагрузка для модели, армированной одной сеткой, в 1,53 раза больше (рис. 3.29).

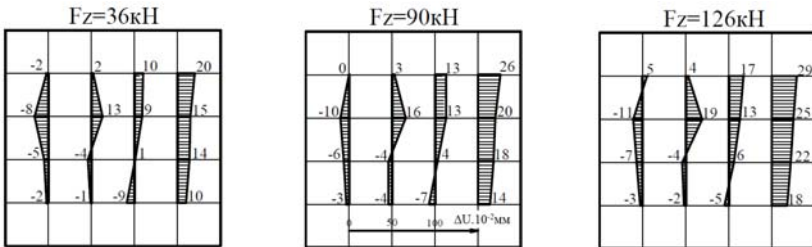
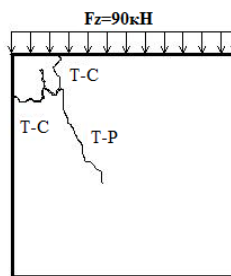
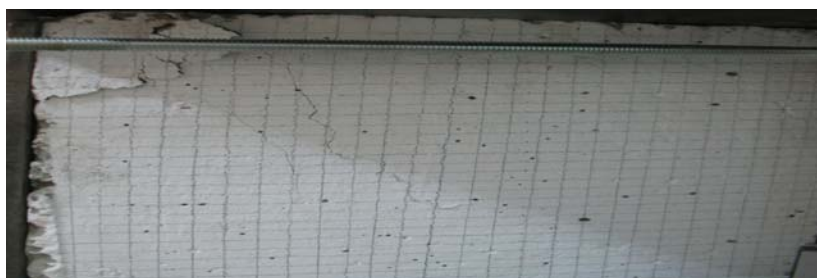


Рис. 3.27. Эпюры боковых горизонтальных перемещений модели при $F_x = 3$ кН на трех ступенях: 36, 90, 126 кН

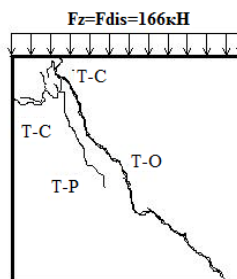
* Испытание проводил Х. З. Чыонг при консультации проф. В. В. Леденёва.



a)



б)



в)

Рис. 3.28. Механизм деформирования модели стен при $F_x = 3 \text{ кН}$ и F_z (кН): 90, 126, 131 (разрушение)

С увеличением нагрузки перемещения возрастают. Арматура оказывает сдерживающее влияние на горизонтальные перемещения (рис. 3.28). В этом случае перед разрушением значение бокового расширения увеличилось на 1,7 раза, особенно в средних рядах верхнего угла.

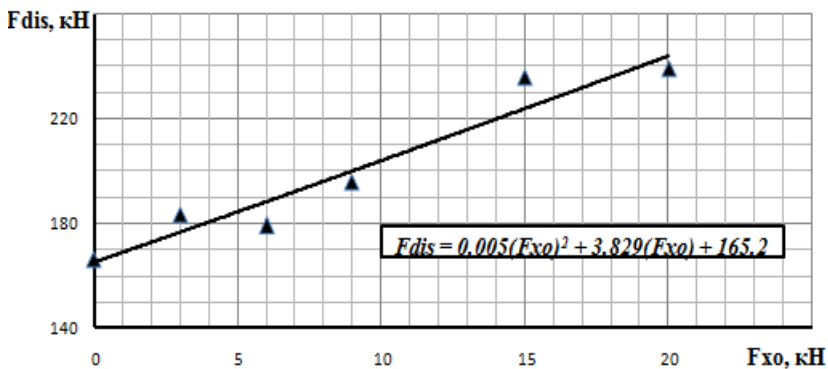


Рис. 3.29. Зависимость разрушающей нагрузки от начального бокового обжатия

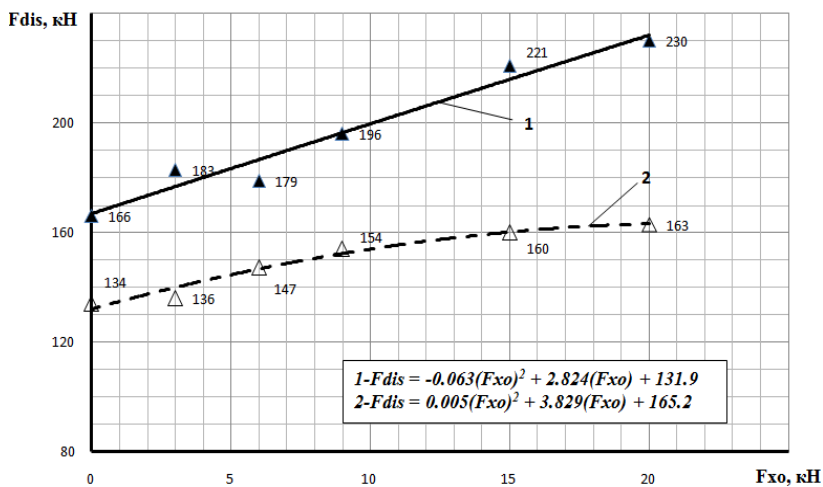


Рис. 3.30. Зависимость разрушающей нагрузки от начального бокового обжатия при:
1 – армировании одной сеткой; 2 – без армирования

3.3.2.2. Армирование двумя сетками*

Автор проводил испытание с боковым обжатием $F_{xo} = 0; 3; 6; 9$ кН. На рисунке 3.31 показаны эпюры боковых горизонтальных перемещений при $F_{xo} = 3$ кН.

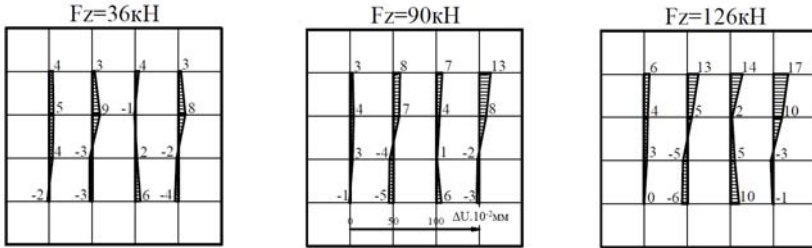


Рис. 3.31. Эпюры боковых горизонтальных перемещений модели при $F_x = 3$ кН на трех ступенях: 36, 90, 126 кН

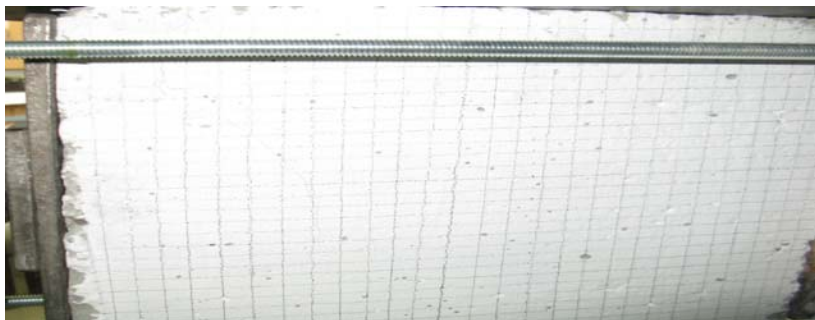
Характер трещинообразования и разрушения. При $F_z = 0,41F_{dis} = 90$ кН появилась серия трещин от сжатия $T-C$ в верхнем углу модели. Их длина составила около $(0,1...0,2) L$ и ширина раскрытия $0,2...0,3$ мм. При $F_z = 0,58, F_{dis} = 126$ кН длина и ширина раскрытия трещин $T-C$ незначительно возросли. Кроме этого, лещадки бетона начали откалываться.

Перед разрушением наблюдали сильные образования лещадок и осыпания бетона по всей поверхности боковой грани. Наиболее повреждена модель у верха с отслаиванием кусков бетона. Опасных магистральных трещин не возникало (рис. 3.31, в).

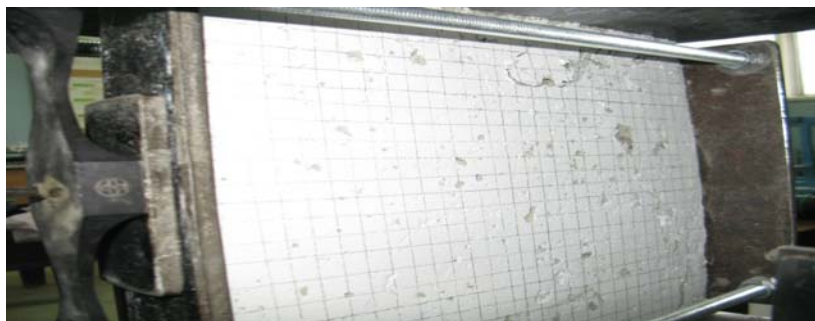
На рисунке 3.32 показана картина трещинообразования и разрушения моделей в случае без бокового обжатия $F_{xo} = 0$ кН. С увеличением начального бокового обжатия F_{xo} разрушающая нагрузка F_{dis} и нагрузка начала трещинообразования F_{erc} возрастают (рис. 3.32). По сравнению с моделями СрШ₅₀-АБС₁ F_{dis} незначительно повышается (см. рис. 3.34). Несущая способность моделей больше, чем СрШ₅₀-АБС₁ в 1,11 раза.

Боковое перемещение моделей СрШ₅₀-АБС₂ малое, перед разрушением расширение в горизонтальном направлении возрастает только на 3 раза по сравнению с начальной стадией, соответствующей $F_z = 36$ кН (рис. 3.31).

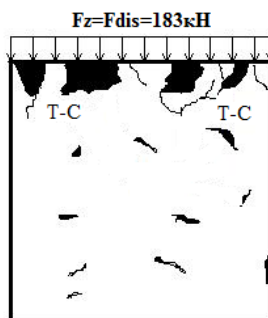
* Испытание проводил Х. З. Чыонг при консультации проф. В. В. Леденёва.



a)



б)



в)

Рис. 3.32. Механизм деформирования модели стен при $F_x = 3$ кН и F_z (кН): 90, 126, 131 (разрушение)

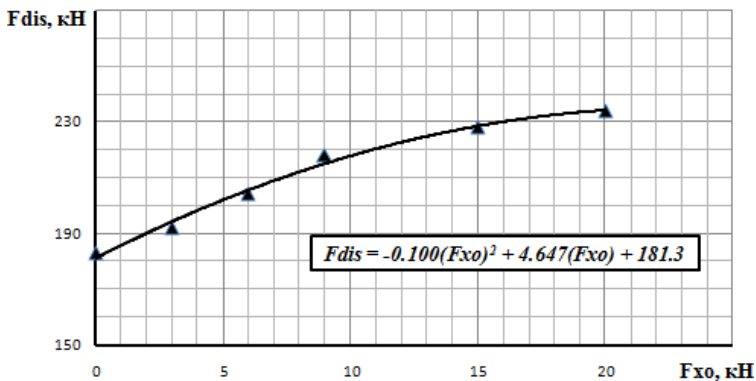


Рис. 3.33. Зависимость разрушающей нагрузки от начального бокового обжатия

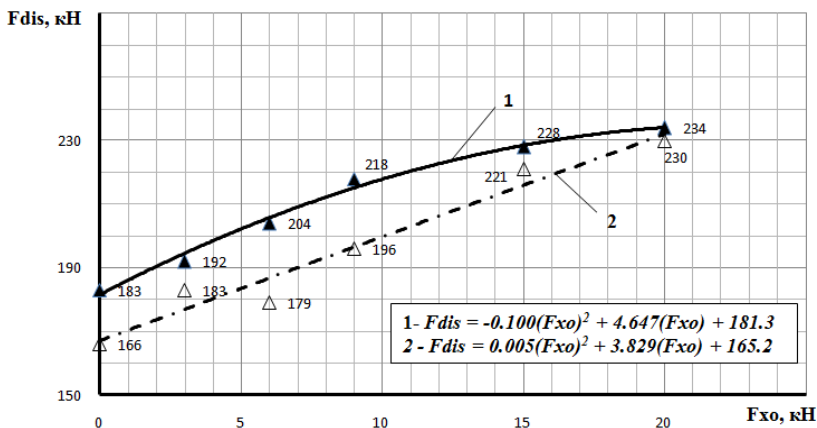


Рис. 3.34. Зависимость разрушающей нагрузки от начального бокового обжатия при армировании:
1 – двумя сетками; 2 – одной сеткой

3.3.2.3. Армирование двумя сетками и поперечными стержнями*

Автор проводил испытание с боковым обжатием $F_{xo} = 0, 3, 6, 9$ кН. На рисунке 3.35 показаны эпюры боковых горизонтальных перемещений при величине $F_{xo} = 3$ кН. Армирование двумя сетками: $d_s = 3$ мм; $a_s = b_s = 50$ мм, соединенными поперечными стержнями $d_{sw} = 3$ мм с шагом 50 мм.

* Испытание проводил Х. З. Чыонг при консультации проф. В. В. Леде́ва.

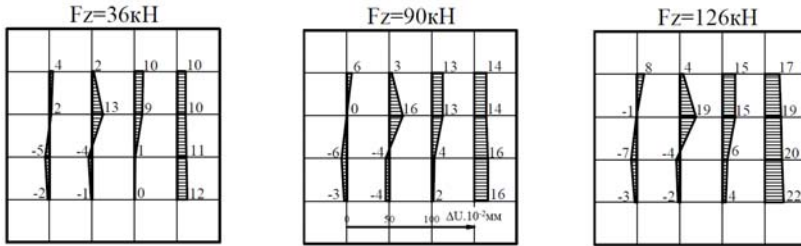


Рис. 3.35. Эпюры боковых горизонтальных перемещений модели при $F_x = 3$ кН на трех ступенях: 36, 90, 126 кН

На рисунке 3.36 показана картина трещинообразования и разрушения моделей в случае без бокового обжатия $F_{x0} = 0$ кН.

Характер трещинообразования и разрушения. При увеличении вертикальной нагрузки до F_{dis} в растянутой зоне образовались трещины растяжений $T-P$, их длина не более $0,2L$ и ширина раскрытия $0,3...0,4$ мм. В тот же момент образовалась серия трещин $T-O$, расположенных вдоль диагонали модели, ширина которых $0,4...0,5$ мм. Отметим, что трещины $T-O$ параллельно расположены, расстояние между ними 40 мм. Трещины $T-O$ были прерывистыми в местах пересечения со стержнями армирования.

Наиболее интенсивно происходило разрушение в нижней части. Очаги разрушения поверхностных слоев бетона имелись по всей боковой грани. Магистральной трещины не было (рис. 3.36, б).

С увеличением начального бокового обжатия F_{x0} разрушающая нагрузка F_{dis} снижается (рис. 3.37), но по сравнению с моделями СрШ₅₀-АБС₁ и СрШ₅₀-АБС₂ при армировании двумя сетками, они более эффективные. Несущая способность модели повышается на 2,5–2,7 раза.

Боковое перемещение в этом способе армирования несильно снижается по сравнению с моделью СрШ₅₀-АБС₂. Боковое расширение возрастает до двух раз во втором ряду сверху (рис. 3.35).

3.3.2.4. Армирование фибрами*

Автор проводил испытания с моделями разных коэффициентов армирования μ (%) = 0,02; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6.

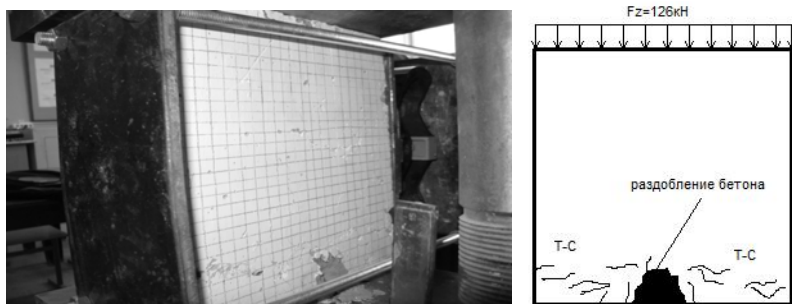
Характер трещинообразования и разрушения. В опытах с $\mu_s = 0$ при увеличении вертикальной силы F_z до 90 кН образуется семейство

* Испытание проводил Х. З. Чыонг при консультации проф. В. В. Леденёва.

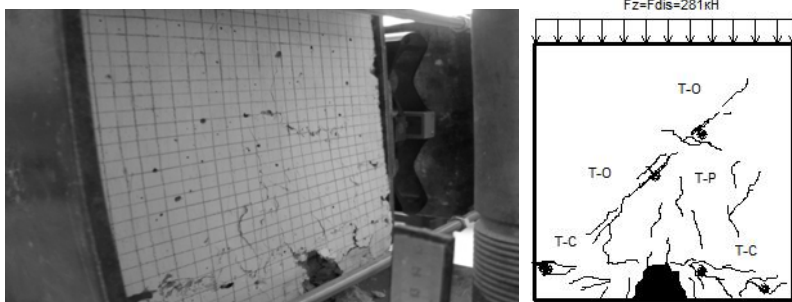
коротких трещин в верхнем углу панели $T-C$ (трещины от сжатия) (рис. 3.39, a). В месте приложения вертикальной силы зарождается и развивается наклонная трещина $T-G$, исходящая из верхнего и выходящая в



a)



b)



c)

Рис. 3.36. Механизм деформирования модели стен при $F_x = 3$ кН и F_z (кН): 90, 126, 131 (разрушение)

нижний противоположный угол. Ширина трещины 0,3...0,4 мм с углом по горизонту 40°. При дальнейшем увеличении силы F_z возникают трещины $T-P$ в растянутой зоне шириной 0,5...0,6 мм и длиной (0,1...0,2) L . Перед разрушением откальваются лещадки и образуется серия наклонных прерывистых трещин $T-G$ вдоль диагонали модели.

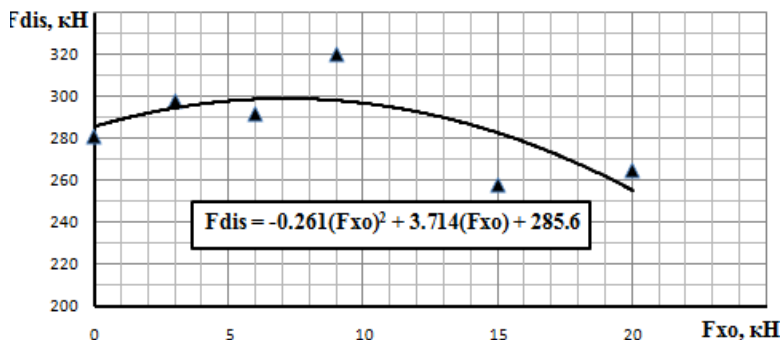


Рис. 3.37. Зависимость разрушающей нагрузки от начального бокового обжатия

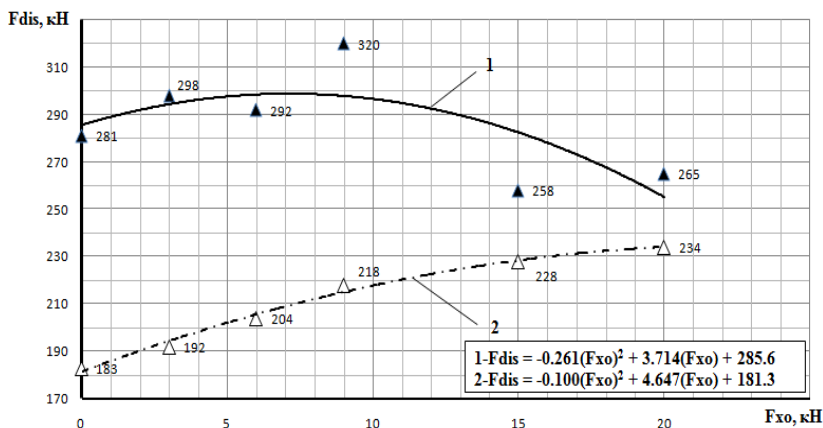


Рис. 3.38. Зависимость разрушающей нагрузки от начального бокового обжатия при армировании:

- 1 – двумя сетками с поперечными стержнями;
- 2 – двумя стеками без поперечных стержней

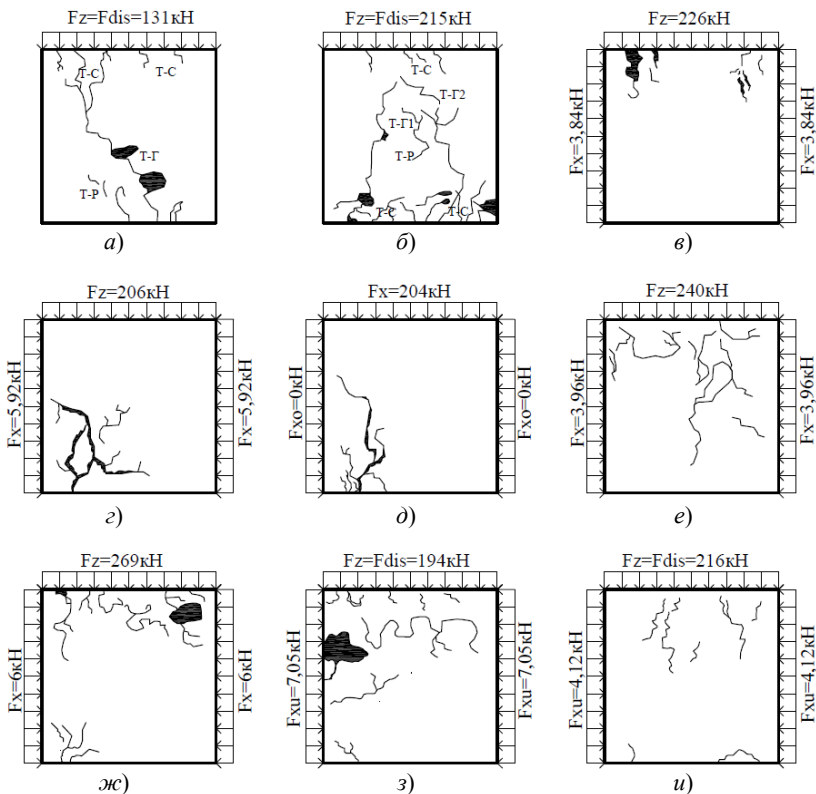


Рис. 3.39. Картины трещин в фибробетонных моделях стен в зависимости от процентного содержания фибр μ , начального бокового усилия обжатия F_{xo} (кН) при величинах разрушающих нагрузок F_{dis} (кН):

$$\begin{aligned}
 a - \mu_s = 0, F_{xo} = 0, F_{dis} = 131; & \quad б - \mu_s = 0,02, F_{xo} = 0, F_{dis} = 215; \\
 в - \mu_s = 0,5, F_{xo} = 3, F_{dis} = 226; & \quad г - \mu_s = 0,5, F_{xo} = 6, F_{dis} = 206 \\
 д - \mu_s = 0,6, F_{xo} = 0, F_{dis} = 204; & \quad е - \mu_s = 0,6, F_{xo} = 3, F_{dis} = 240; \\
 ж - \mu_s = 0,6, F_{xo} = 6, F_{dis} = 269; & \quad з - \mu_s = 0,2, F_{xo} = 6, F_{dis} = 194; \\
 и - \mu_s = 0,3, F_{xo} = 3, F_{dis} = 216
 \end{aligned}$$

В опытах с фиброармированными моделями ($\mu_s = 0,02\%$) (рис. 3.39, а) с ростом вертикальной силы образуются две системы трещин $T-G1$ и $T-G2$, расположенных по диагонали шириной раскрытия 1..2 мм. В верхнем и нижнем углу появляются трещины от сжатия $T-C$.

С ростом F_z ширина раскрытия и длина трещины $T-C$ и $T-G$ возрастают. Прочность фибробетона и процесс образования трещин

в этом случае незначительно отличается от неармированного бетона. Причиной этого является небольшой процент содержания фибр.

С увеличением μ_s до 0,5 и 0,6% (рис. 3.39, *в – жс*) при равных нагрузках F_x рост трещин уменьшается, образуется наклонная трещина. Очаг разрушения возникает в одном из углов с возникновением и развитием трещин от сжатия $T-C$. Это объясняется тем, что армирование фибрами увеличивает жесткость растворной части бетонной матрицы и прочность на сжатие до образования трещин в структуре бетона. Фибры, расположенные по длине трещины, воспринимают растягивающие усилия и сдерживают ее развитие.

С увеличением μ_s несущая способность и нагрузка трещинообразования повышаются (рис. 3.40). Наличие фибр с $\mu_s = 0,02...0,2\%$ незначительно влияет на прочность моделей. При $\mu_s = 0,5...0,6\%$ $F_{crc} \approx (0,5...0,6)F_{zu}$. Прочность бетона возрастает в 1,7–1,8 раза (рис. 3.43).

Фибра оказывает большое влияние на трещиностойкость моделей (рис. 3.41, *б*). При $\mu_s = 0,5...0,6\%$ F_{crc} моделей возрастает в 2–3 раза.

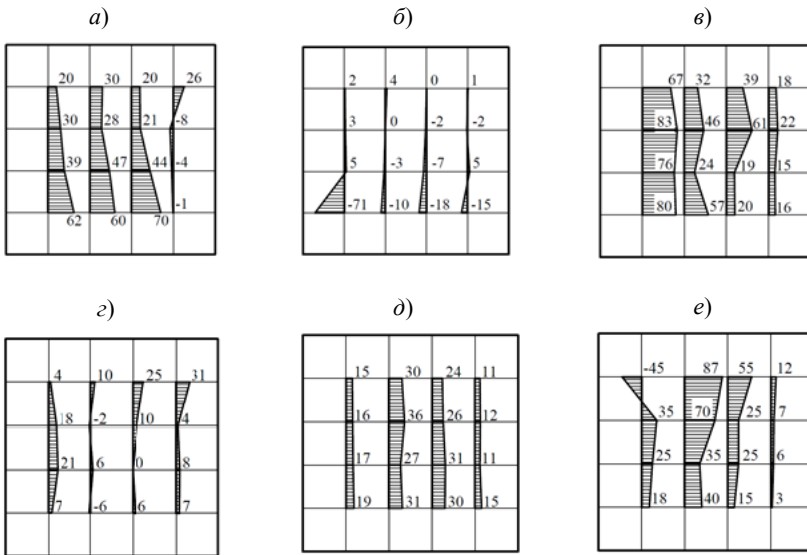


Рис. 3.40. Эпюры горизонтальных перемещений фибробетонных моделей стен иу (мм) в зависимости от процентного содержания фибр, начального усилия бокового обжатия F_{xo} (кН)

при величинах вертикальных разрушающих нагрузок F_{dis} (кН):

$$a - \mu_s = 0,5 F_{xo} = 3 F_{dis} = 226; \quad б - \mu_s = 0,5 F_{xo} = 6 F_{dis} = 206;$$

$$в - \mu_s = 0,6 F_{xo} = 3 F_{dis} = 240; \quad г - \mu_s = 0,6 F_{xo} = 6 F_{dis} = 269;$$

$$д - \mu_s = 0,2 F_{xo} = 6 F_{dis} = 194; \quad е - \mu_s = 0,3 F_{xo} = 3 F_{dis} = 216$$

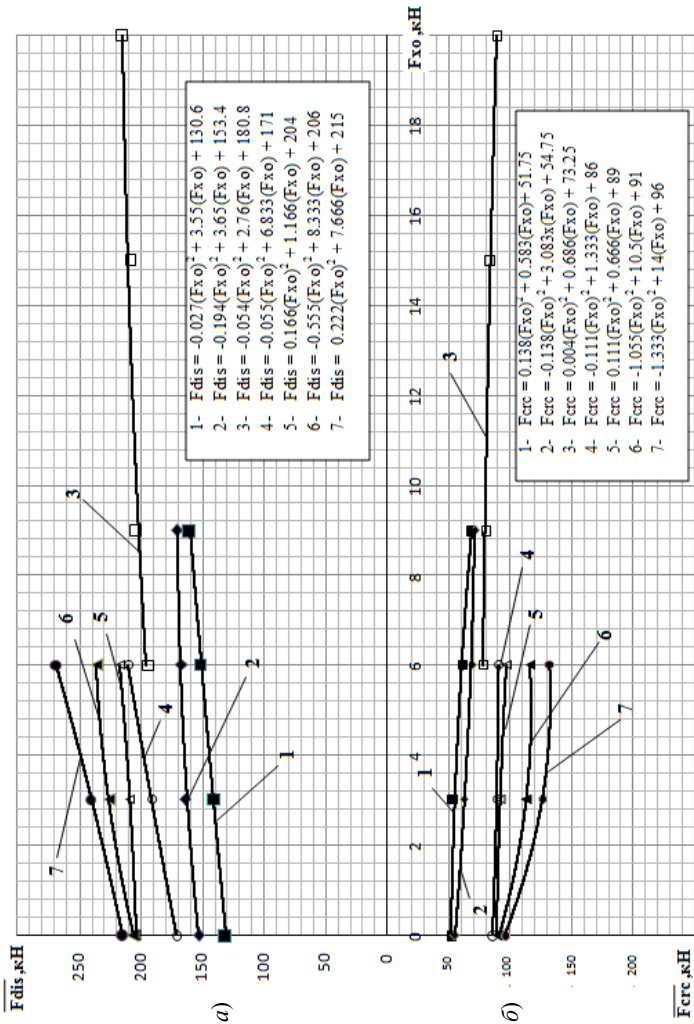


Рис. 3.41. Зависимость разрушающей нагрузки (а) и нагрузки начала трещинообразования (б) от процента армирования моделей стен при F_{x0} (кН):
 $l - 0; 2 - 0,02; 3 - 0,2; 4 - 0,3; 5 - 0,4; 6 - 0,5; 7 - 0,6$

3.1. Результаты испытаний фибробетона с разным процентом армирования

F_{xo} , кН	Фибробетон μ , %													
	0		0,02		0,2		0,3		0,4		0,5		0,6	
	F_{dis} , кН	F_{crc} , кН	F_{dis} , кН	F_{crc} , кН	F_{dis} , кН	F_{crc} , кН	F_{dis} , кН	F_{crc} , кН	F_{dis} , кН	F_{crc} , кН	F_{dis} , кН	F_{crc} , кН	F_{dis} , кН	F_{crc} , кН
0	131	52	153	55			171	86	204	89	206	91	215	96
3	140	54	164	62		75	191	89	209	92	226	113	240	126
6	152	61	167	69	194	78	210	90	217	97	236	116	269	132
9	160	68	171	71	204	80								
15					208	84								
20					215	89								

Начальное боковое обжатие повышает величину разрушающего усилия (рис. 3.42). Однако принятое в опытах отношение F_{xo}/F_{dis} не приводит к значительному увеличению несущей способности.

Как видно, на характер деформирования влияет ряд факторов, в том числе состояние контактной поверхности по верхней грани.

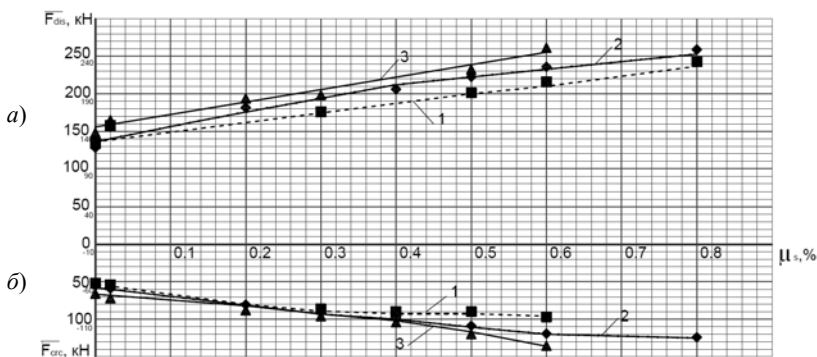


Рис. 3.42. Сводные графики зависимости разрушающей нагрузки на фибробетонные модели стен (а) и нагрузки трещинообразования (б) от процента содержания фибр при начальном боковом обжатии F_{xo} (кН): 1 – 0; 2 – 3; 3 – 6

3.2. Результаты испытаний с определением разрушающей нагрузки и нагрузки трещинообразования

μ , %	Нагрузка F_{x0} , кН					
	0		3		6	
	F_{dis} , кН	F_{crc} , кН	F_{dis} , кН	F_{crc} , кН	F_{dis} , кН	F_{crc} , кН
0	134,5	52,0	130,4	55,5	147,5	61,0
0,02	153,0	55,0	151,5	60,5	164,0	69,0
0,2			182,0	78,0	194,0	78,0
0,3	175,5	86,0		87,0	208,5	90,0
0,4		89,0	197,0	97,5		97,0
0,5	202,0	91,0	224,5	105,5	232,0	116,0
0,6	217,0	96,0	227,7	129,5	262,0	132,0
0,8	243,5		182,0	137,0		

На рисунке 3.43 показаны данные опытов при $F_{x0} = 3$ кН. Рассмотрим функции $\Delta F_x = F_z$. Во всех случаях получены кривые с пиковыми значениями, соответствующими максимальной величине сопротивления. Далее происходило разрушение модели, сопровождающееся трещинообразованием, дроблением бетона в наиболее напряженных зонах и сдвигам отдельных частей модели друг относительно друга.

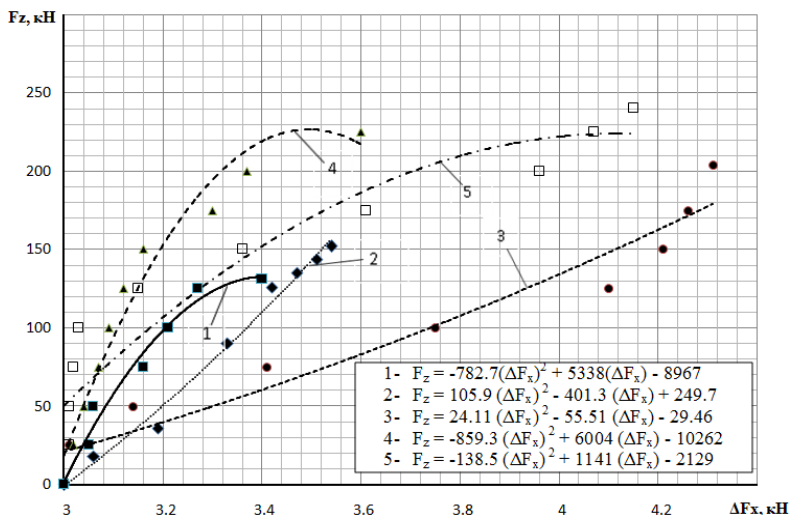


Рис. 3.43. Изменение величины начального бокового обжатия ($F_{x0} = 3$ кН) от вертикальной нагрузки F_z в процентах армирования моделей μ_x (%): 1 – 0; 2 – 0,02; 3 – 0,4; 4 – 0,5; 5 – 0

3.3. Результат испытаний

Процент армирования μ_s , %									
0		0,02		0,4		0,5		0,6	
ΔF_x , кН	F_{dis} , кН	ΔF_x , кН	F_{dis} , кН	ΔF_x , кН	F_{dis} , кН	ΔF_x , кН	F_{dis} , кН	ΔF_x , кН	F_{dis} , кН
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,05	25	0,06	18	0,01	25	0,02	25	0,01	25
0,06	50	0,19	36	0,14	50	0,04	50	0,01	50
0,16	75	0,33	90	0,41	75	0,07	75	0,02	75
0,21	100	0,42	126	0,75	100	0,09	100	0,03	100
0,27	125	0,47	135	1,10	125	0,12	125	0,15	125
0,40	131	0,51	144	1,21	150	0,16	150	0,36	150
		0,54	152	1,26	175	0,30	175	0,61	175
				1,31	204	0,37	200	0,96	200
						0,60	225	1,07	225
								1,15	240

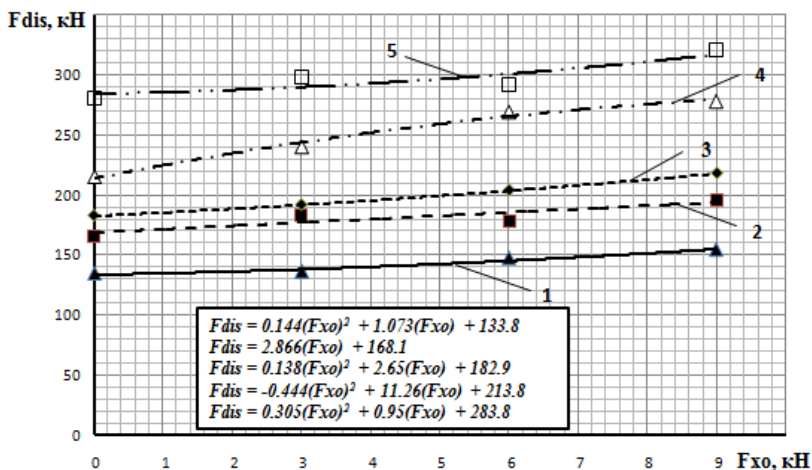


Рис. 3.44. Зависимость разрушающей нагрузки от начала бокового обжатия при разных способах армирования:
 1 – без армирования; 2 – армирование одной сеткой;
 3 – армирование двумя сетками; 4 – армирование фибрами $\mu = 0,6\%$;
 5 – армирование двумя сетками и поперечными стержнями

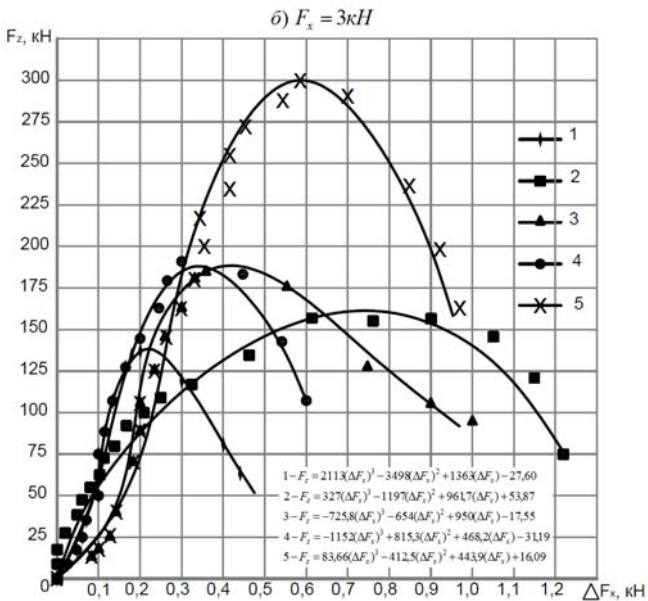
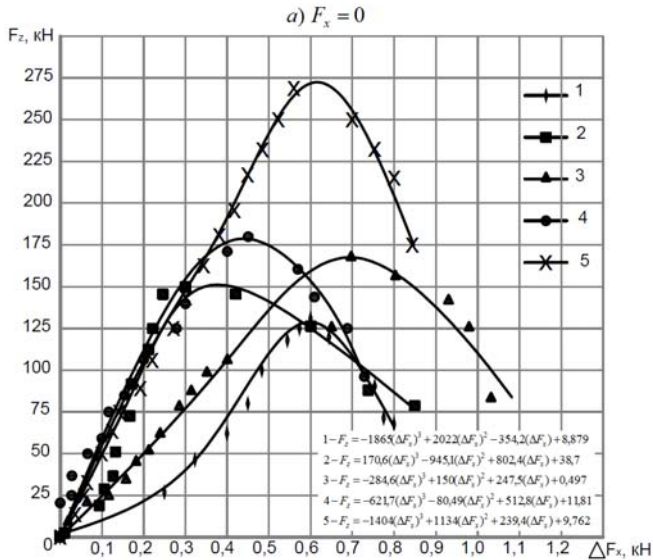


Рис. 3.45. Сравнительный анализ несущей способности моделей стен с различными способами армирования при изменении поперечной силы

Влияние способов армирования на несущую способность стен в условиях двухосного нагружения (В. В. Леденев, Х. З. Чыонг). Результаты исследования приведены в табл. П2.2 и П2.3 прил. Б и на рис. 3.45.

3.4. ВЛИЯНИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПРОЕМОВ

3.4.1. ОПЫТЫ С МОДЕЛЯМИ С ПРОЕМАМИ И БЕЗ АРМИРОВАНИЯ*

Опыты проведены с моделями, имеющими проемы разных характеристик. На рисунке 3.46 показаны картины трещинообразования и разрушения моделей при действии вертикальной нагрузки.

Характер трещинообразования и разрушения. Модель стены с оконным проемом размером 170×170 мм (рис. 3.45, а) разрушилась при $F_{dis} = 39$ кН. Трещины появились в левом простенке при $F_{crc} = 18$ кН, а затем в остальных. С ростом нагрузки увеличивались количество трещин и ширина раскрытия. Модели стен с дверными проемами 170×170 мм и 120×170 мм разрушились при значительно меньшей нагрузке, чем с оконными. Первые наклонные трещины появились в углах *Д* и *Е* (рис. 3.45, б). С ростом нагрузки увеличивались размеры и длина трещин, образовывались трещины и в углу *Г*. Модели стен с круглыми проемами диаметром 140, 160 и 170 мм (рис. 3.46, в) имели более высокую несущую способность, чем с квадратными и прямоугольными вследствие меньшей концентрации напряжений ($F_{crc} = 29$ кН, $F_{dis} = 52$ кН). Наличие проемов снижает разрушающую нагрузку в 2 – 6 раз.

3.4.2. ОПЫТЫ С АРМИРОВАННЫМИ МОДЕЛЯМИ, ИМЕЮЩИМИ ПРОЕМЫ*

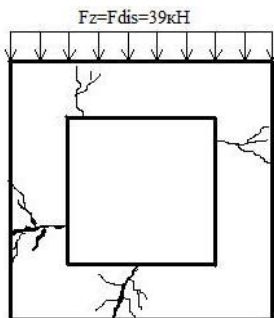
Для обеспечения прочности и трещиностойкости моделей с проемами автор принимал разные способы армирования. На рисунке 3.46 показаны 3 способа армирования: фибрами (рис. 3.45, а), одной сеткой в опоре (рис. 3.46, б), одной сеткой в простенке и в опоре (рис. 3.46, в).

На рисунках 3.45, 3.47 показаны картины трещинообразования и разрушения моделей при действии вертикальной нагрузки.

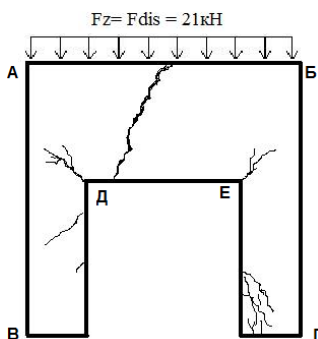
* Испытание проводил Х. З. Чыонг при консультации проф. В. В. Леденева.



a)



б)



в)

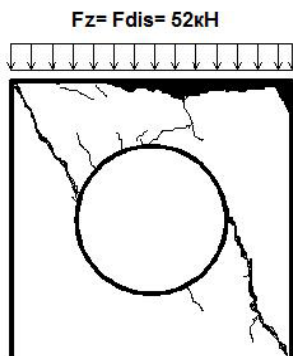


Рис. 3.45. Картина трещин при разрушении неармированных моделей с проемами:
a – оконными квадратными; *б* – дверными; *в* – оконными круглыми

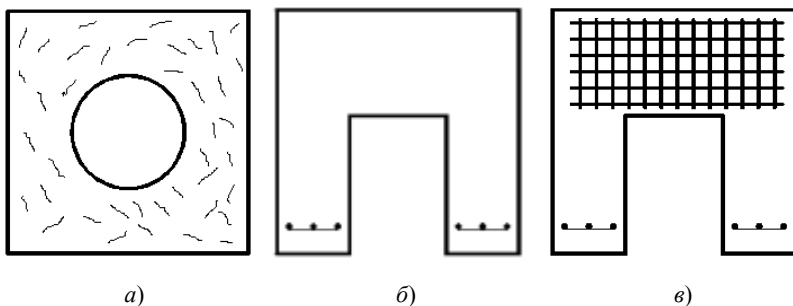


Рис. 3.46. Эскиз моделей серии IV:
a – армирование фибрами $\text{CpIV}_{30}\text{-АПKp}_1\Phi_{0,02}$;
б – армирование сетками типа 1 $\text{CpIV}_{30}\text{-АППp}_1\text{C}_11$;
в – армирование сетками типа 2 $\text{CpIV}_{30}\text{-АППp}_1\text{C}_12$

Характер трещинообразования и разрушения. При армировании фибрами трещиностойкость возрастает до 2 раз. В дальнейшем предусматривается увеличить процент армирования. Характер трещинообразования изменился (рис. 3.47, *a*). Скорость роста трещин и ширина раскрытия снизились. Появилась сеть наклонных трещин. Модели разрушились без опасных трещин.

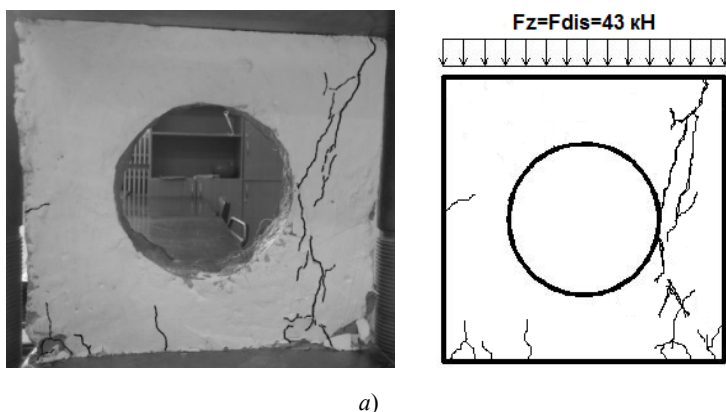


Рис. 3.47. Картина трещин при разрушении (начало):
a – фибрами $\mu_s = 0,02\%$; *б* – сетками типа 1; *в* – сетками типа 2

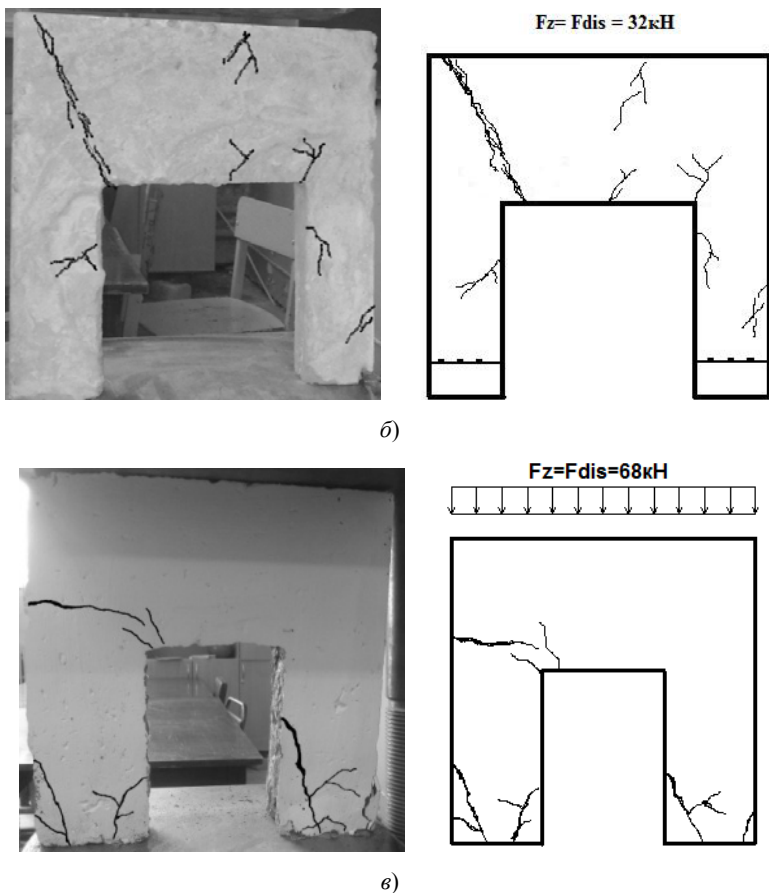


Рис. 3.47. Картина трещин при разрушении (окончание):
a – фибрами, $\mu = 0,02\%$; *б* – сетками типа 1; *в* – сетками типа 2

При армировании сетками типа 1 (рис. 3.47, б) трещиностойкость возрастает незначительно по сравнению с прочностью, которая увеличилась до 1,8 раза. Разрушение произошло вследствие раскрытия наклонных трещин (рис. 3.47, б). Армирование сетками на опоре и в пролете (рис. 3.47, в) привело к росту трещиностойкости до 2 раз, а несущей способности до 3 раз. Разрушение сопровождалось раскрытием горизонтальных трещин (рис. 3.47, в). Наличие и увеличение проемов приводит к разному снижению прочности и трещиностойкости (рис. 3.48).

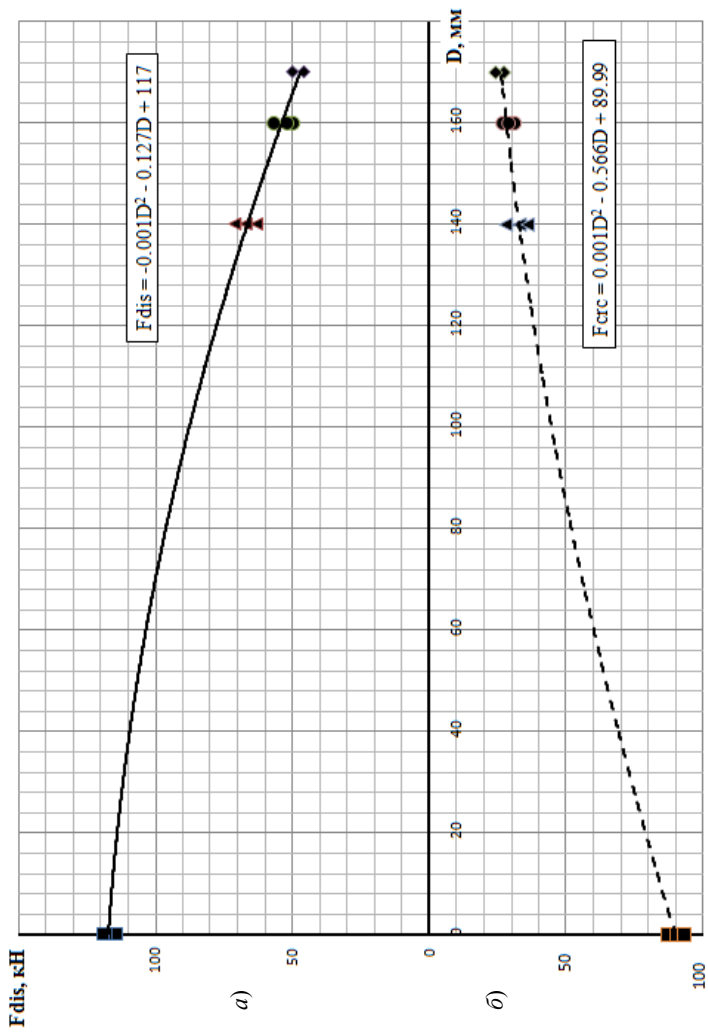


Рис. 3.48. Зависимость прочности (а) и трещиностойкости (б) моделей от диаметра моделей

3.4.3. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ С ДВЕРНЫМИ ПРОЕМАМИ БЕЗ БОКОВОГО ОБЖАТИЯ*

Эксперименты проводили над образцам из бетона классом В17,5 (серия номера 13, таблица прил. А). Размеры дверного проема $0,3a \times 0,75b$.

Случай 1, симметрическая схема разрушения, наблюдаемые процессы. Первые наклонные трещины 1 (рис. 3.49, а) появлялись в углах *Д* и *Е*. Они росли в сторону углов *Б* и *В*. Вдоль них начинала скалываться лещадка 2. С увеличением силы *p* участок стены *БВЕД*, опускаясь вниз, раздвигал сверху простенки *АБДЖ* и *ЗЕВГ*. Образец разрушался.

Механизм разрушения. При нагружении модели участок стены над проемом работает как жестко закрепленная балка, воспринимающая изгибающие усилия в среднем сечении и сдвигающие усилия F_{sh} в наклонных сечениях *БД* и *ЕВ* (рис. 3.49, б). Этими точками являются внутренние углы т. *Д* и *Е*. Отсюда начинают расти трещины сдвига 3. С увеличением внешней нагрузки до $F > R_b$, вдоль сечений *БД* и *ЕВ* происходит сдвиг Δl , простенки отклоняются на величину $\sin \Delta l$. На рисунке 3.49 видно, что участок стены над проемом подвергается изгибу, в то время как простенки воспринимают практически всю вертикальную нагрузку (рис. 3.49, д). Над углами дверного проема сконцентрированы касательные напряжения τ_{xy} . В этих участках возникают первые трещины разрыва.

Случай 2, асимметричная схема разрушения, наблюдаемые процессы. Деформации начинались с появления косых трещин 1 (рис. 3.49, в), скалывалась лещадка 2, сминался бетон. Далее раскрывалась трещина 3 по направлению к углу *Е*, а над проемом начинала раскрываться снизу вверх трещина 4. Верхняя часть образца поворачивалась вокруг т. *Е*. Образцы более не воспринимали внешнюю нагрузку.

Механизм разрушения. Менее прочный простенок разрушался чаще всего по механизму сдвига 1 (рис. 3.49, з). В оставшемся простенке возникали изгибающие усилия 2. В точке *И* появлялась концентрация напряжений F_{com} 3, а на противоположном конце сечения *И-Е* в т. *Е* концентрируются растягивающие напряжения F_{str} . В результате, вдоль сечения *ИЕ* раскрывается трещина разрыва 3. Верхняя часть стены *КБВИЕД*, под действием момента 2, стремится повернуться вокруг т. *Е*. Участок *АКЖД* препятствует повороту. Над дверным проемом появляются усилия F_{str} , где раскрывается трещина разрыва *ЛН*.

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Ледеёва.

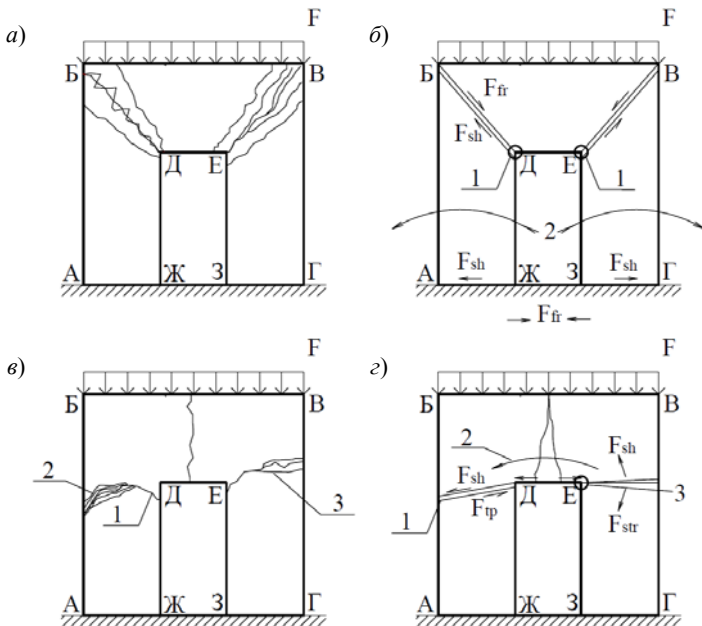


Рис. 3.49. Модели стены с дверными проемами. Картина трещин (а, б) и механизм разрушения (в, г) при симметричной (а, б) и асимметричной (в, г) схемах деформирования

3.4.4. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ С ОКОННЫМ ПРОЕМОМ БЕЗ БОКОВОГО ОБЖАТИЯ*

Эксперименты проводили над образцами из бетона классом В17,5 (серия номера 14, табл. прил. А). Размеры оконного проема $0,3a \times 0,3b$ (рис. 3.50, а).

Модели стены с оконным проемом работают как два столба – простенки, жестко соединенные хрупкими горизонтальными перемычками снизу и сверху. Эти модели разрушаются так же, как модели с дверными проемами по симметричному и асимметричному механизмам.

Случай 1, симметричная схема разрушения, наблюдаемые процессы. При $\bar{F}_{dis} = 0,22$ под проемом появлялись вертикальные трещины 1 (рис. 3.14, а). Затем в верхних углах проема Д и Е раскры-

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Леденёва.

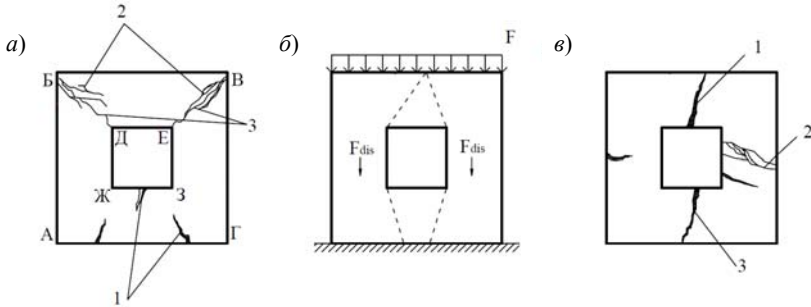


Рис. 3.50. Модели стены с оконными проемами:
а – картина трещин и механизм разрушения; *б* – картина трещин и механизм разрушения при симметричной схеме деформирования;
в – картина трещин при асимметричной схеме

вались многочисленные наклонные трещины 2, в направлении к т. В и С соответственно. Вдоль сечений *БД* и *ВЕ* начиналось смятие бетона и скол лешадки 3. Наступало разрушение.

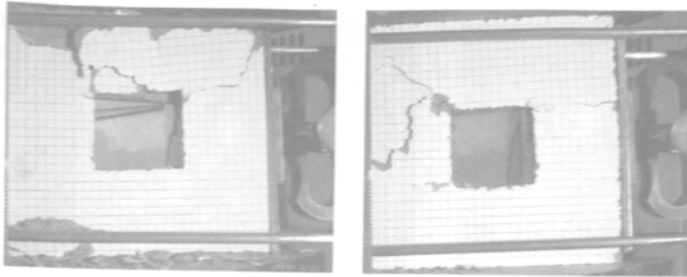
Случай 2, асимметричная схема разрушения, наблюдаемые процессы. Разрушения начинались с $\bar{F}_{dis} = 0,875$. В менее прочном простенке раскрывались многочисленные наклонные 2 и горизонтальная 3 трещины. После чего образец переставал воспринимать внешнюю нагрузку.

3.4.5. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ С ОКОННЫМ ПРОЕМОМ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ СИЛЫ БОКОВОГО ОБЖАТИЯ*

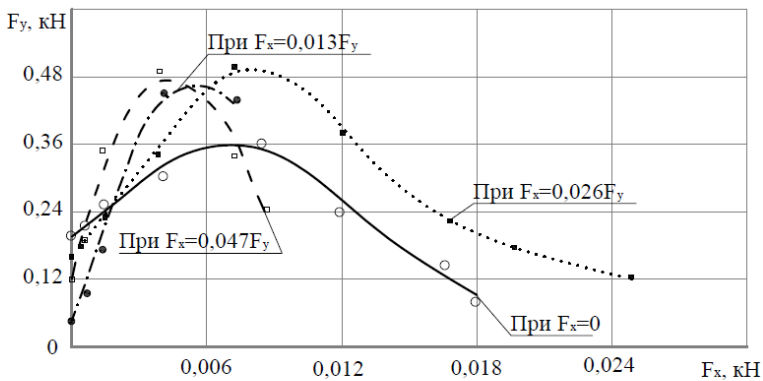
При дальнейшем нагружении горизонтальные напряжения возрастали, на одном из простенков появлялись многочисленные волосяные трещины 1 (рис. 3.51, *а*). Затем образцы переставали воспринимать возрастающую нагрузку, в этот момент интенсивно увеличивались горизонтальные распирающие усилия (верхняя часть графиков на рис. 3.51, *б*). Волосяные трещины начинают интенсивно расти, объединяясь в магистральную трещину 2, вдоль которой намечается сдвиг деформируемого простенка. При сдвиге этого простенка верхняя часть стены начинала опускаться, что влекло раскрытие горизонтальной трещины 3.

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Леденёва.

a)



б)



в)

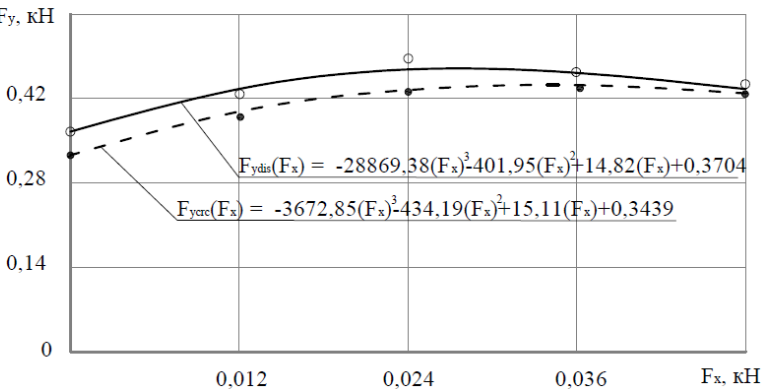


Рис. 3.51. Образец с оконным проемом и боковым обжатием:
 а – начало и конец разрушения при боковом сжатии $F_x = 0,043F_{dis}$;
 б – зависимость горизонтальных напряжений F_x от вертикальных F_y ;
 в – получение эмпирической зависимости несущей способности образца без повреждений от величины бокового обжатия F_x

По мере сдвига несущая способность образца падала (ниспадающая часть графиков на рис. 3.51, б) до $0,11...0,15F_{dis}$, после чего она снова стабилизировалась и долгое время держалась на этом уровне и даже немного росла за счет обжимного устройства, которое создавало эффект обоймы. Во всех случаях механизм разрушения стен с оконными проемами происходил по асимметричной схеме.

Рисунок 3.51, в показывает, что боковое обжатие увеличивает несущую способность моделей стен на $85...90\%$. В этих случаях боковое обжатие $F_x = 0$ и обжимное устройство только ограничивало распирающие напряжения. Эффект укрепления был равен $30...35\%$.

Зависимость несущей способности от силы бокового обжатия можно описать полиномом 3-й степени:

$$F_{ydis}(F_x) = -28\,869,38(F_x)^3 - 401,95(F_x)^2 + 14,82(F_x) + 0,3704. \quad (3.12)$$

С увеличением силы бокового обжатия до F_x , несущая способность возрастала, а с дальнейшим увеличением F_x эффект усиления спал.

3.5. ВЛИЯНИЕ СПОСОБА ОПИРАНИЯ

3.5.1. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ БЕЗ НАЧАЛЬНЫХ ПОВРЕЖДЕНИЙ С НЕПОЛНЫМ АСИММЕТРИЧНЫМ ОПИРАНИЕМ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ШИРИНЫ ОПИРАНИЯ*

Модели стен (серия номер 4, таблица прил. А) испытывали при относительной длине опирания $\bar{a}_1 = a/a_1 = 0,5; 0,75$, где a_1 – длина зоны асимметричного опирания.

В случае $\bar{a}_1 > 0,5$ разрушение обычно происходило по механизму сдвига.

Наблюдаемые процессы. В ходе нагружения моделей стен в надпорной зоне 1 (рис. 3.52, б) начинали раскрываться волосяные трещины, далее происходил скол лещадки 2 и локальное смятие бетона 1. Потом начинала интенсивно раскрываться вертикальная трещина сдвига 3.

Механизм разрушения. При асимметричной схеме опирания в образцах возникал эксцентриситет. Они стремились наклониться в сторону неопертой части. С увеличением внешней нагрузки над кромками опоры концентрировались сжимающие вертикальные напряжения σ_y

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Леднёва.

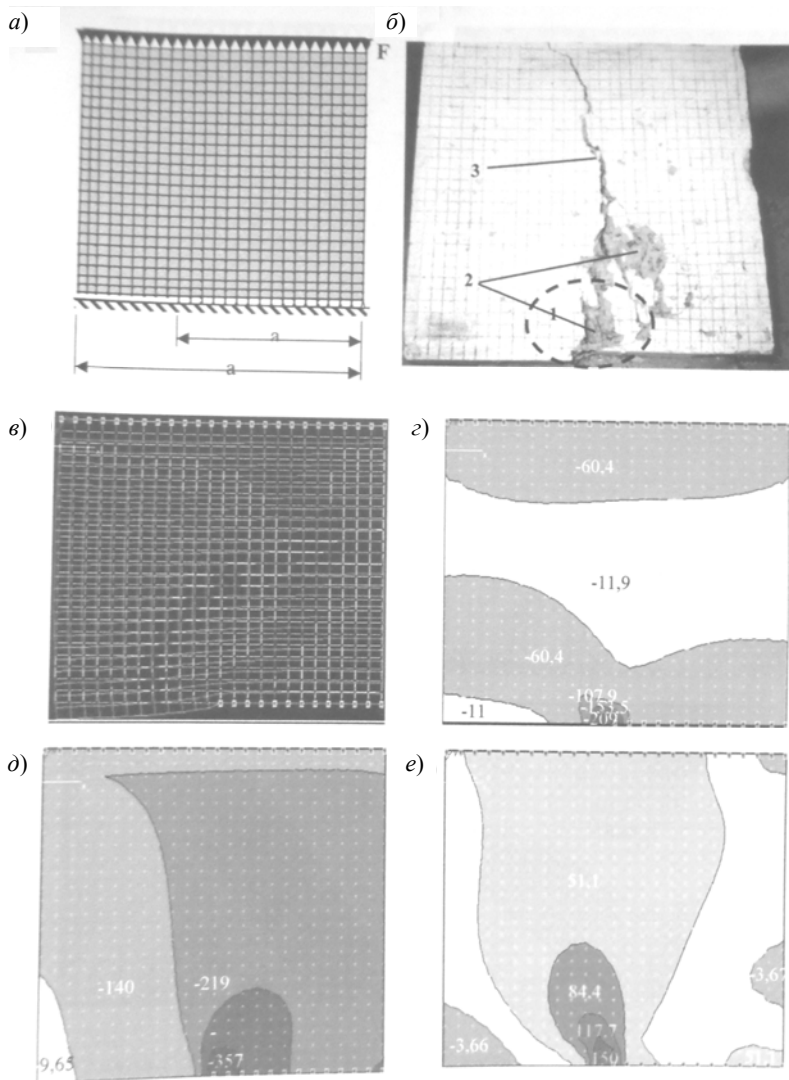


Рис. 3.52. Испытание образца без начальных повреждений с неполным опиранием по краям при $a_1^i = 0,5a$:

- a – расчетная схема; b – картина разрушения; c – расчетные деформации;
- d – распределение горизонтальных напряжений σ_x (кгс/см²);
- e – распределение вертикальных напряжений σ_y (кгс/см²);
- e – распределение касательных напряжений τ_{xy} (кгс/см²)

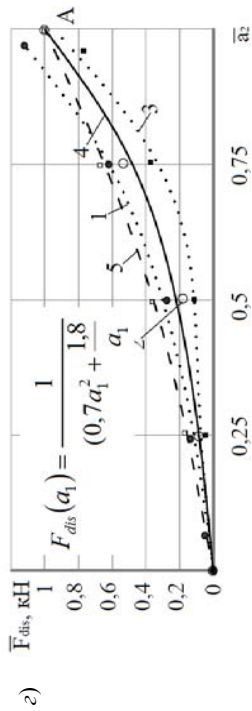
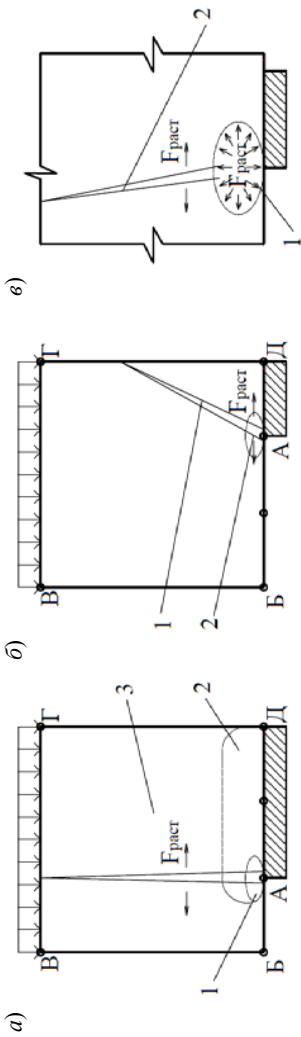


Рис. 3.53. Образцы с симметричным неполным опоранием:
 механизм разрушения: а – при $\bar{a}_2 = 0,33 \dots 0,5$; б – при $\bar{a}_2 = 0,5 \dots 0,7$; в – графики исследуемой зависимости;
 1 – 3 – максимальные, средние и минимальные значения разрушающей нагрузки;
 4 – кривая аппроксимации; 5 – расчетные данные усредненных значений

и растягивающие горизонтальные σ_x (рис. 3.52, *з, д*). Дальнейшее увеличение нагрузки приводило к локальной перегрузке бетона в надопорной зоне т. А (рис. 3.53, *б*). Перегруженный бетон сминался, при этом образцы теряли устойчивость в плоскости стены.

Полученная эмпирическая зависимость величины разрушающей нагрузки F_{dis} от относительной ширины неполного асимметричного опирания a_1 может быть описана следующей функцией:

$$F_{dis}(a_1) = 1 / (0,7a_1^2 + 1,8/a_1) \quad (3.13)$$

со средним арифметическим отклонением $\sigma_{cp} = 26 \cdot 10^{-3}$. Результаты экспериментов отображены на рис. 3.53, *з*.

Снижение площади опоры на 25% приводит к падению несущей способности до 61...70%, а на 15% – к снижению до 50...73%.

3.5.2. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ БЕЗ НАЧАЛЬНЫХ ПОВРЕЖДЕНИЙ С НЕПОЛНЫМ ЦЕНТРАЛЬНЫМ ОПИРАНИЕМ БЕЗ БОКОВОГО ОБЖАТИЯ*

Эксперимент проводили при относительной длине неполного опирания $\bar{a}_3 = a_3/a = 0,33; 0,5; 0,66$ (серия номер 3, таблица прил. А), где a_3 – длина зоны центрального опирания (рис. 3.54, *а*).

В случае $\bar{a}_3 \leq 0,5$ разрушение обычно происходило по механизму смятия приопорных зон и разрыва. При $\bar{a}_3 > 0,5$ оно протекало по механизму сдвига.

Наблюдаемые процессы. Модели длительное время воспринимали возрастающую нагрузку без видимого деформирования. Далее над кромками опоры 1 (рис. 3.54, *б*) начинали раскрываться вертикальные трещины. Из правого верхнего угла, навстречу приопорным трещинам начинала раскрываться наклонная трещина 2, вдоль которой в дальнейшем происходил сдвиг.

Механизм разрушения. Поскольку при $\bar{a}_3 > 0,5$ над кромками неполной опоры возникают меньшие концентрации напряжений σ_x (рис. 3.55, *з*), чем при $\bar{a}_3 \leq 0,5$, то с увеличением внешней нагрузки концентрации напряжений 1 не объединяются над всей опорой, и общая пирамида сжатого бетона не формируется.

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Леднёва.

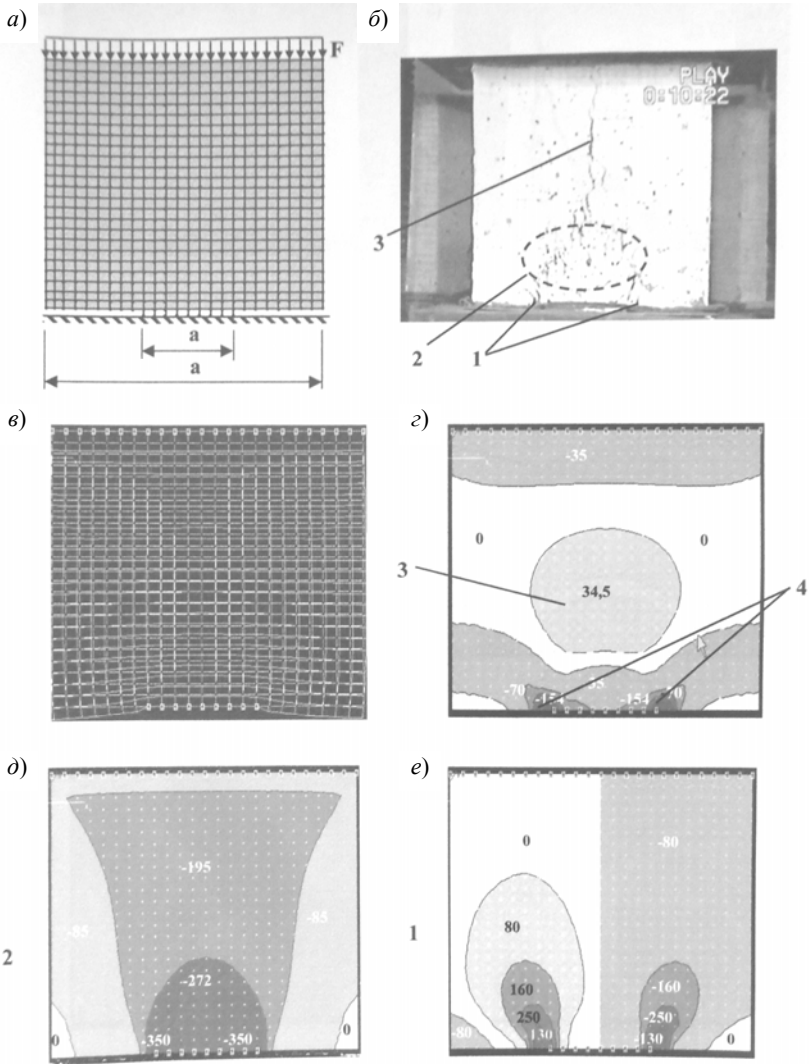


Рис. 3.54. Испытание образца без начальных повреждений с неполным опиранием по краям при $a_2' = 0,5a$:

- a – расчетная схема; b – картина разрушения; $в$ – расчетные деформации;
- $г$ – распределение горизонтальных напряжений σ_x (кгс/см²);
- $д$ – распределение вертикальных напряжений σ_y (кгс/см²);
- $е$ – распределение касательных напряжений τ_{xy} (кгс/см²)

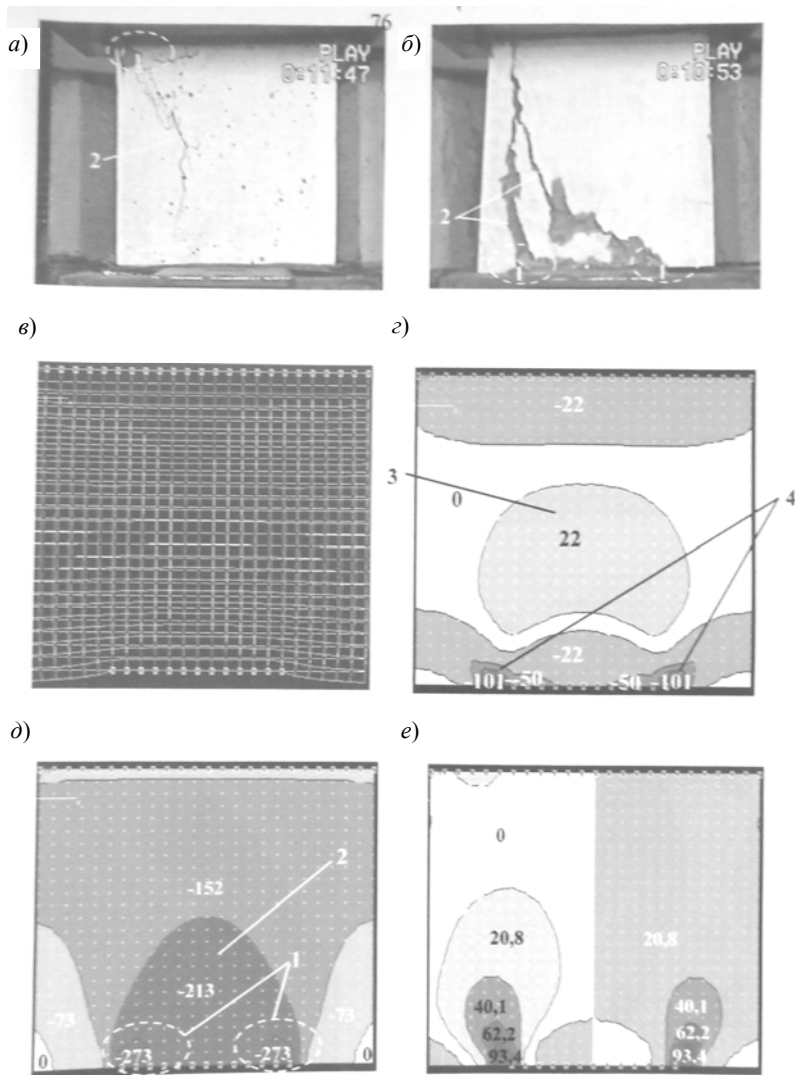


Рис. 3.55. Испытание образца без начальных повреждений с неполным опиранием по краям при $a_1^2 = 0,5a$ и $a_2^2 = 0,66a$:

- a* – картина разрушения при $a_1^2 = 0,5a$;
- б* – картина разрушения при $a_2^2 = 0,66a$; *в* – расчетные деформации;
- г* – распределение горизонтальных напряжений σ_x (кгс/см²);
- д* – распределение вертикальных напряжений σ_y (кгс/см²);
- е* – распределение касательных напряжений τ_{xy} (кгс/см²)

С дальнейшим ростом внешней нагрузки происходит перегрузка и смятие бетона над кромками опоры, с этих участков начинают формироваться трещины сдвига 2 (рис. 3.55, б). Далее вдоль этих трещин происходит сдвиг.

Результаты эксперимента отображены на рис. 3.57. Полученную зависимость несущей способности моделей от длины из неполного центрального опирания можно описать с помощью функции

$$\bar{F}_{dis}(\bar{a}_2) = -0,79\bar{a}_1^2 + 1,8\bar{a}_2, \quad (3.14)$$

где среднее квадратическое отклонение $\sigma_{cp} = 28,47 \cdot 10^{-3}$, а максимальное – $\sigma_{max} = 103 \cdot 10^{-3}$.

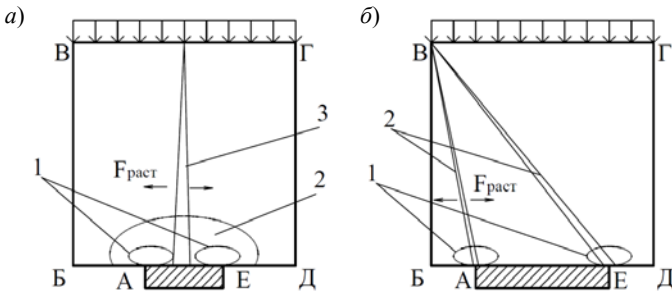


Рис. 3.56. Механизм разрушения:

a – при $\bar{a}_2 = 0,33 \dots 0,5$; *б* – при $\bar{a}_2 = 0,5 \dots 0,7$

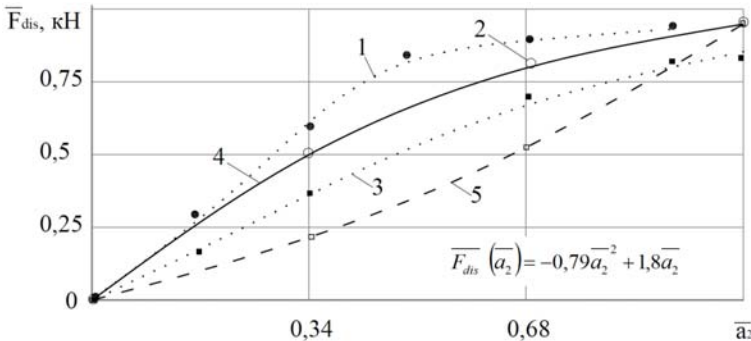


Рис. 3.57. Графики исследуемой зависимости:

1 – 3 – максимальные, средние и минимальные значения разрушающей нагрузки; 4 – кривая аппроксимации; 5 – расчетные данные усредненных значений

Из рисунка 3.57 мы видим, что с постепенным увеличением площади центрального опирания происходит плавное, почти линейное возрастание несущей способности.

3.5.3. ИСПЫТАНИЯ МОДЕЛЕЙ БЕЗ НАЧАЛЬНЫХ ДЕФЕКТОВ С НЕПОЛНЫМ СИММЕТРИЧНЫМ ОПИРАНИЕМ ПО КРАЯМ БЕЗ БОКОВОГО ОБЖАТИЯ*

Эксперименты проводили при относительной длине неполного опирания $\bar{a}_2 = a_2 / a = 0,5; 0,66$ (серия номер 2, таблица прил. А), где a_2 – длина зоны опирания обоих краев; a – длина нижней стороны образца (рис. 3.58, а).

В случае при $\bar{a}_3 > 0,5$ разрушение протекало по механизму смятия одной из приопорных зон.

Наблюдаемые процессы. С ростом нагружения в одной из приопорных зон появлялась сеть вертикальных волосяных трещин 1. Затем начинала скалываться лещадка 2 (рис. 3.58, б). С дальнейшим увеличением внешней нагрузки бетон в этой зоне полностью разрушался. Образцы переставали воспринимать внешнюю нагрузку.

Механизм разрушения при $\bar{a}_3 > 0,5$. В начале нагружения над гранями опор возникают меньшие концентрации напряжений σ_x (рис. 5.58, з), чем в случае $\bar{a}_3 < 0,5$. Большую роль в разрушении здесь играют горизонтальные напряжения σ_y (рис. 5.58, д), которые вызывают расслоение приопорных зон и раскрытие в них вертикальных трещин разрыва 2. Поскольку бетон является квазиоднородным материалом, разрушение начинается в приопорной зоне с меньшей прочностью. В момент возникновения трещин 2 изменяется вся расчетная схема, она становится асимметричной. Вся нагрузка перемещается в зону разрушения и расходуется на совершение работы по раскрытию трещин.

На участке В-В кривой 3 (рис. 3.59) при увеличении суммарной площади опирания a_2 несущая способность стены резко увеличивается, она имеет почти линейный характер (рис. 3.56). При неполном опирании $a_2 = 0,5$ относительная несущая способность модели $F_{dis} = 0,8$. С дальнейшим увеличением площади опоры (участок В-А) несущая способность возрастает незначительно.

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Леднёва.

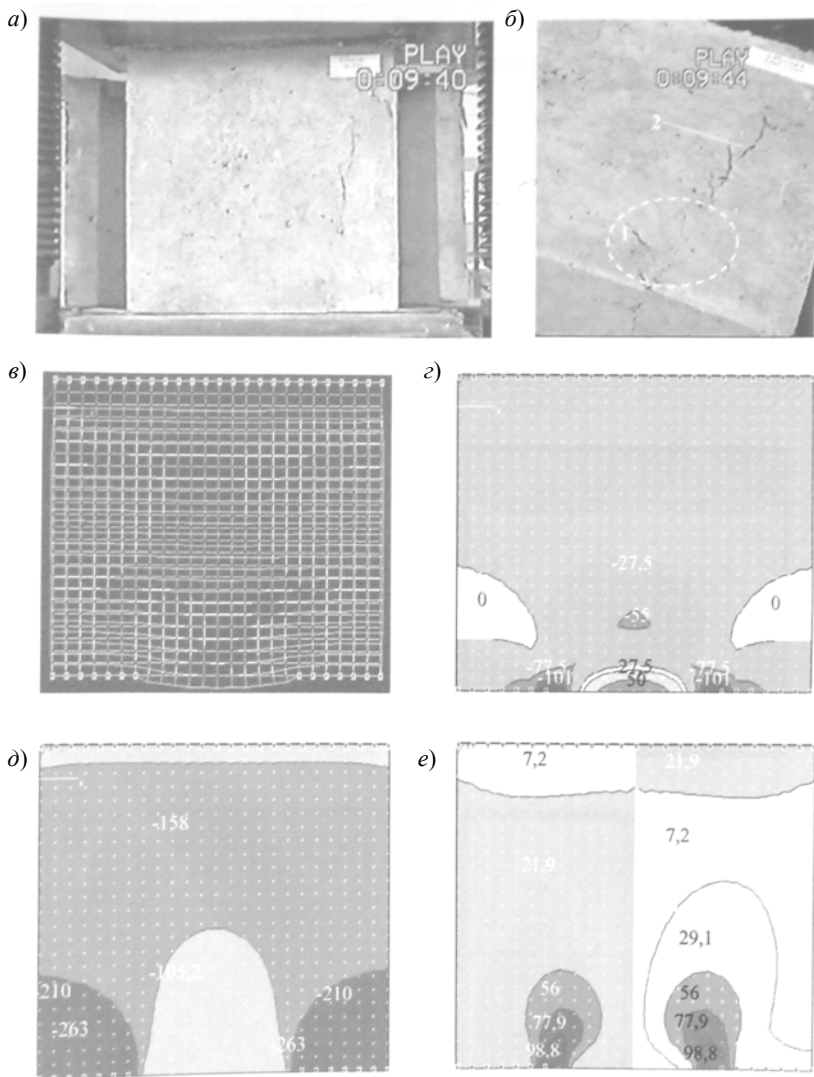


Рис. 3.58. Испытание образца без начальных повреждений с неполным опиранием по краям при $a_2' = 0,5a$:

- a* – расчетная схема; *б* – картина разрушения; *в* – расчетные деформации;
г – распределение горизонтальных напряжений σ_x (кгс/см²);
д – распределение вертикальных напряжений σ_y (кгс/см²);
е – распределение касательных напряжений τ_{xy} (кгс/см²)

Результаты эксперимента представлены на рис. 3.59. Полученную зависимость несущей способности моделей от длины опирания можно описать с помощью функции

$$\bar{F}_{dis}(\bar{a}_2) = 1 / (0,7\bar{a}_2^2 + 1,8/\bar{a}_2), \quad (3.15)$$

где среднее квадратическое отклонение $\sigma_{cp} = 26 \cdot 10^{-3}$, а максимальное – $\sigma_{max} = 137 \cdot 10^{-3}$. При снижении площади опирания на 34% несущая способность моделей уменьшается до 30%, а при снижении площади на 50% – падает до 35%.

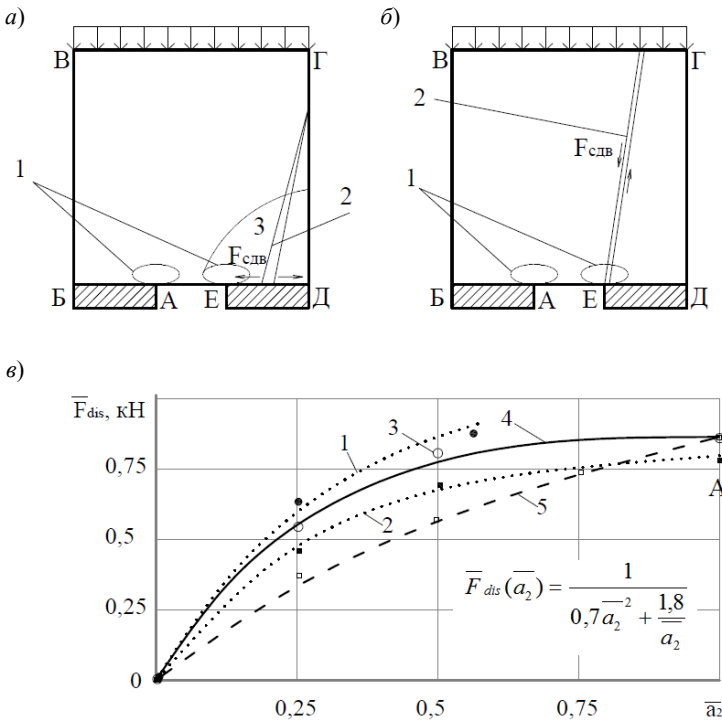


Рис. 3.59. Образцы с симметричным неполным опиранием:
 механизм разрушения: *a* – при $\bar{a}_2 = 0,33 \dots 0,5$; *b* – при $\bar{a}_2 = 0,5 \dots 0,7$;
в – графики исследуемой зависимости: 1 – 3 – максимальные, средние и минимальные значения разрушающей нагрузки;
 4 – кривая аппроксимации; 5 – расчетные данные усредненных значений

3.5.4. ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ БЕЗ НАЧАЛЬНЫХ ДЕФЕКТОВ НА ПЕСЧАНОЙ ПОДСЫПКЕ*

Все образцы изготавливали с одного замеса бетона класса В-10. Песчаную подсыпку 1 укладывали в нижней опорной зоне (рис. 3.60, а) толщиной 0,5 см.

Наблюдаемые процессы. С увеличением нагрузки F в нижней приопорной зоне появлялись трещины 3 (рис. 3.60, б), начинался скол лещадки 4. Далее в вершине зоны скола лещадки т. Ж начинала устойчиво расти вверх трещина 5. Модель раздвигалась снизу, пока совсем не потеряла устойчивость.

Механизм разрушения. Под действием силы p в системе «стенка–песок» возникли растягивающие силы F_{str} . Песок выдавливался под действием сил F_{str} (разрез I-I). При движении песка под образцом в нижней контактной границе 3И возникли силы трения F_{fr} , препятствующие движению песка. С увеличением нагрузки F возрастают силы F_{str} и F_{fr} , которым препятствуют силы межчастичного сцепления F_{cov} . При $F_{str} > F_{cov}$ появляются трещины 3 и скол лещадки 4 (рис. 3.60, б). Зона ЖЕЗ расслаивается и выключается из работы. Меняется схема разрушения, так как появляется изгибающий момент в наименьшем

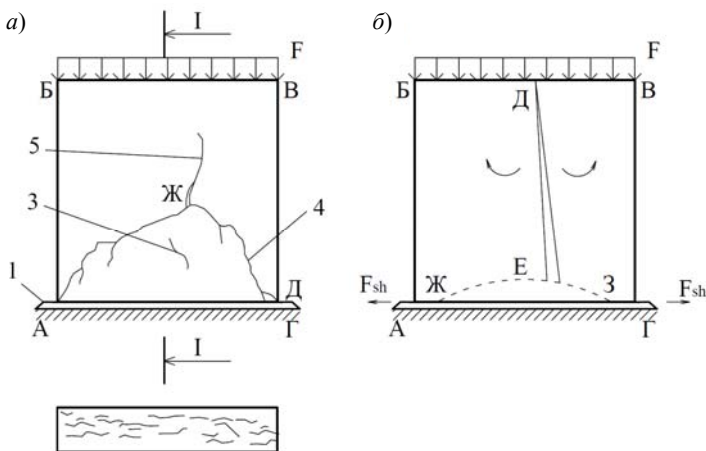


Рис. 3.60. Образцы без начальных дефектов на песчаной подсыпке:
а – картина разрушения; б – механизм разрушения образца

* Испытание проводил Я. В. Савинов при консультации проф. В. В. Леденёва.

вертикальном сечении DE . Части стены $ABDEЖ$ и $EDВГЗ$ стремятся повернуться вокруг т. D в направлении друг от друга, а опорные участки $ДЖ$ и $ЗГ$ раздвигаются. Песок под ними теперь ирает роль смазки. В результате в сечении DE появилась трещина разрыва 5 . Образец перестает воспринимать внешнюю нагрузку, которая расходуется на совершение работы по раскрытию трещины 5 .

3.6. ВЛИЯНИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПРОЕМОВ И РАЗЛИЧНЫХ ВАРИАНТОВ ОПИРАНИЯ

3.6.1. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА БЕЗ НАЧАЛЬНЫХ ДЕФЕКТОВ ПОД ДЕЙСТВИЕМ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдений за деформированием образцов. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Во время передачи нагрузки произошли сколы двух верхних углов, но это никак не отразилось на восприятии образцом сжимающего усилия и скорости нагружения.

Затем без видимого деформирования образца рост нагрузки на прессе остановился. Затем происходило стремительное снижение несущей способности образца. Наблюдался эффект «ползучести» бетона. Далее разрушение произошло внезапно по механизму сдвига (рис. 3.61) из плоскости стены.

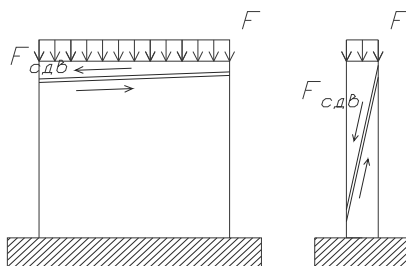


Рис. 3.61. Испытание модели стены без начальных дефектов под действием распределенной нагрузки. Механизм разрушения из плоскости стены

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Ледеёва.

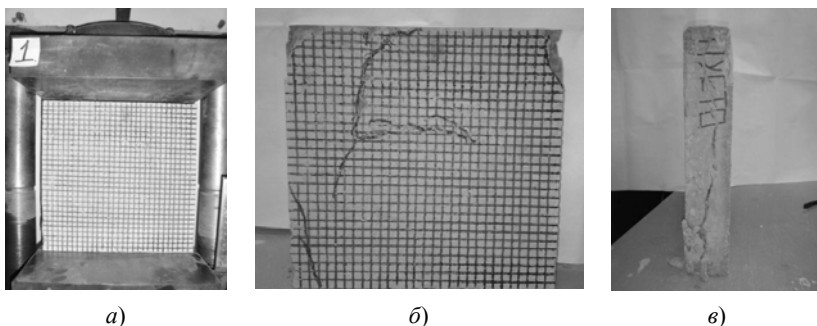


Рис. 3.62. Испытание модели стены без начальных дефектов под действием распределенной нагрузки:

a – образец до разрушения; *б*, *в* – после разрушения

Наблюдаемые процессы в случае сдвига из плоскости стены. Разрушение модели начиналось с раскрытия вертикальных и горизонтальных трещин в нижней приопорной зоне. Происходили сколы лещадок различной величины. По боковой поверхности проходила вертикальная наклонная магистральная трещина, по которой происходило расслоение образца.

3.6.2. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА С СИММЕТРИЧНО РАСПОЛОЖЕННЫМ ОКОННЫМ ПРОЕМОМ ПОД ДЕЙСТВИЕМ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Затем без видимого деформирования образца рост нагрузки на прессе остановился и произошло асимметричное разрушение образца.

В процессе разрушения появлялись наклонные трещины *1* (рис. 3.63, *a*), идущие от верхнего и нижнего углов наиболее слабого простенка, складывалась лещадка *2*. Происходило смятие бетона. Далее раскрывалась трещина *3*.

Механизм разрушения. Менее прочный простенок разрушался по механизму сдвига *1* (рис. 3.63, *б*). Во втором простенке возникали изгибающие усилия *2*. В точке *3* образовалась концентрация напряжений F_{com} , а в противоположной точке *4* сконцентрировались растягивающие напряжения F_{str} . В результате, вдоль сечения *3–4* раскрывалась трещина разрыва.

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леденёва.

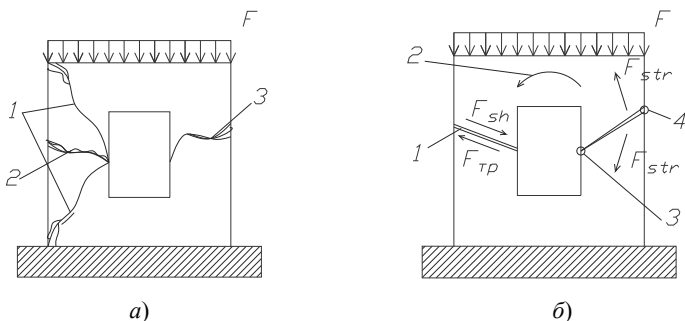


Рис. 3.63. Испытание модели стены с симметрично расположенным оконным проемом под действием распределенной нагрузки:
а – картина трещин; *б* – механизм разрушения

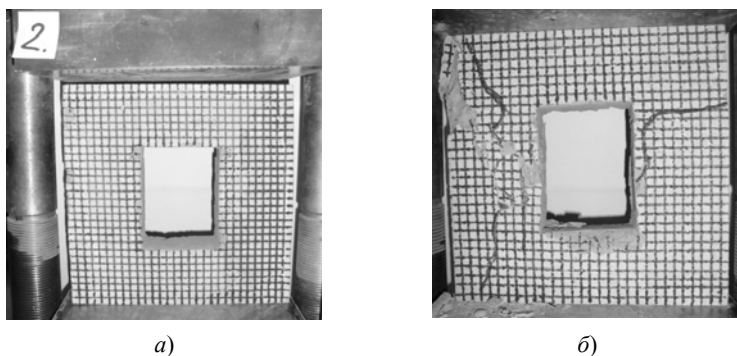


Рис. 3.64. Испытание модели стены с симметрично расположенным оконным проемом:
а – образец до разрушения; *б* – после разрушения

3.6.3. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА С АСИММЕТРИЧНО РАСПОЛОЖЕННЫМ ОКОННЫМ ПРОЕМОМ ПОД ДЕЙСТВИЕМ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Затем без видимого деформирования образца рост нагрузки на прессе остановился. Далее произошло разрушение образца посредством разруше-

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леденёва.

ния ослабленного простенка. В процессе разрушения складывалась лещадка 1 (рис. 3.65, а). Происходило смятие бетона. Появилась косая трещина 2, идущая от верхнего угла к зоне смятия бетона. Над оконным проемом появилась вертикальная трещина 3. Далее на втором простенке начала образовываться трещина разрыва 4.

Механизм разрушения. Менее прочный простенок разрушался по механизму сдвига 1 (рис. 3.65, б). Во втором простенке возникали изгибающие усилия 2. В точке 3 возникла концентрация напряжений F_{com} , а в противоположной точке 4 сконцентрировались растягивающие усилия F_{str} .

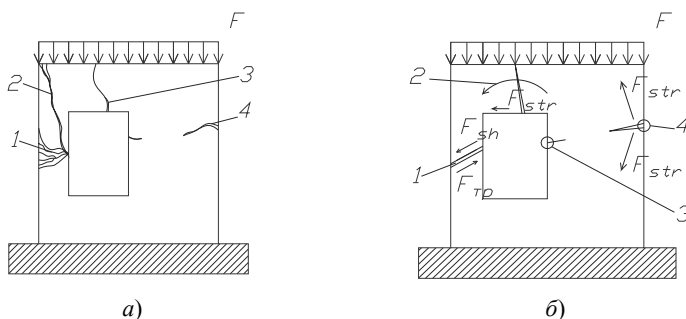
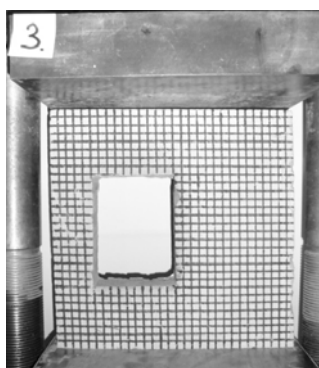
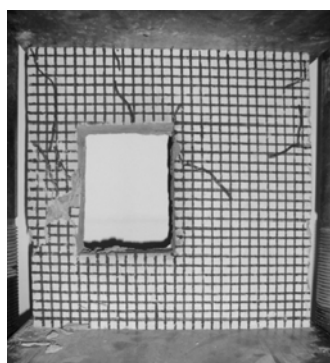


Рис. 3.65. Испытание модели стены с асимметрично расположенным оконным проемом под действием распределенной нагрузки:
а – картина трещин; б – механизм разрушения



а)



б)

Рис. 3.66. Испытание модели стены с асимметричным расположением оконного проема под действием распределенной нагрузки:
а – образец до разрушения; б – после разрушения

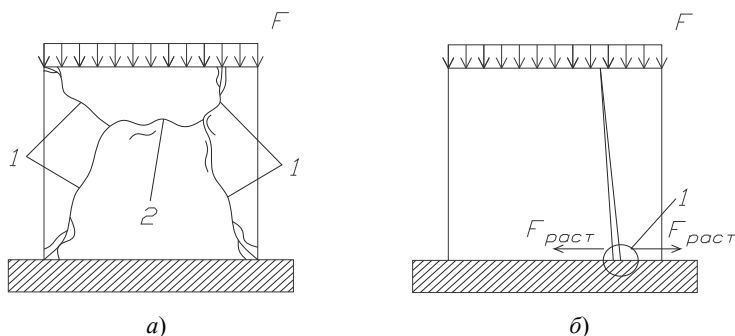
вающие напряжения F_{str} . В результате, вдоль сечения 3–4 раскрывается трещина разрыва. Над оконным проемом появляются усилия F_{str} , где раскрывается трещина.

3.6.4. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА БЕЗ НАЧАЛЬНЫХ ДЕФЕКТОВ, АРМИРОВАННОГО ФИБРАМИ, ПОД ДЕЙСТВИЕМ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Затем без видимого деформирования образца рост нагрузки на прессе остановился. Далее происходило стремительное снижение несущей способности образца.

Наблюдался эффект «ползучести» бетона, происходило скалывание многочисленных лешадок. Затем образец разрушался раскалыванием на 2 части.

Механизм разрушения. Разрушение начиналось с появления наклонных вертикальных трещин 1 (рис. 3.67, а), идущих из углов образца. Затем все они соединились общей горизонтальной трещиной 2. В точке 1 (рис. 3.67, б) одной из вертикальных трещин началась концентрация растягивающих напряжений, посредством которых произошло разрушение образца. При визуальном осмотре было выявлено, что процесс разрушения начался в области с наименьшей концентрацией фибр.



**Рис. 3.67. Испытание модели стены, армированной фибрами,
под действием распределенной нагрузки:
а – картина трещин; б – механизм разрушения**

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леденёва.

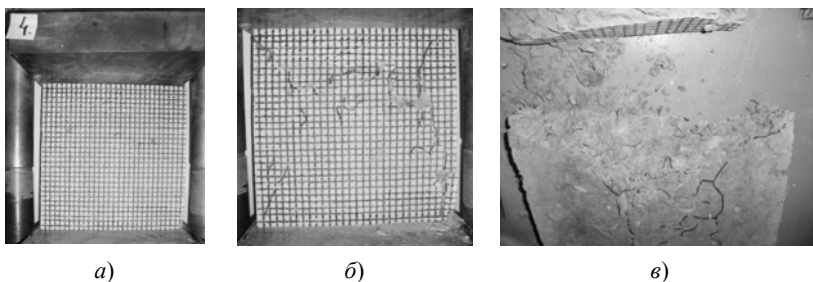


Рис. 3.68. Испытание модели стены, армированной фиброй, под действием распределенной нагрузки:

a – образец до разрушения; *б*, *в* – после разрушения

3.6.5. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА БЕЗ НАЧАЛЬНЫХ ДЕФЕКТОВ, АРМИРОВАННЫХ СЕТКОЙ, ПОД ДЕЙСТВИЕМ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Затем без видимого деформирования образца рост нагрузки на прессе остановился. Далее происходило стремительное снижение несущей способности образца. Наблюдался эффект «ползучести» бетона. Затем произошло стремительное расслоение верхней части образца и ее сдвиг, впоследствии чего оголилась часть арматурной сетки.

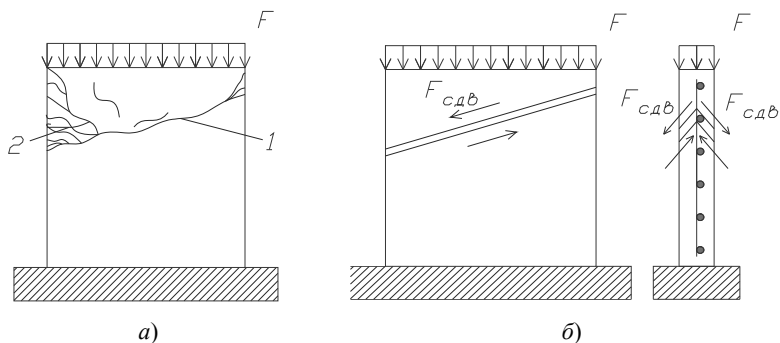


Рис. 3.69. Испытание модели стены, армированной арматурной сеткой, под действием распределенной нагрузки:

a – картина трещин; *б* – механизм разрушения

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леденёва.

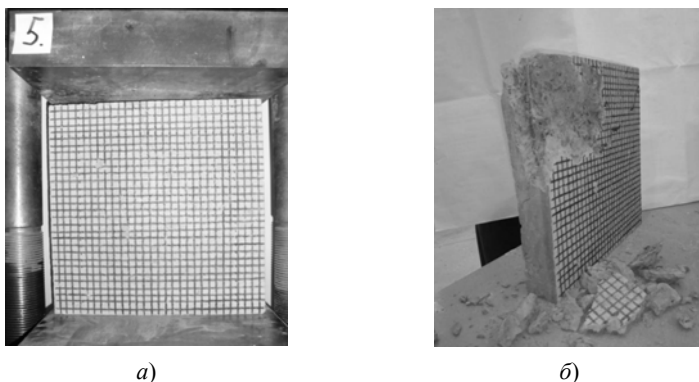


Рис. 3.70. Испытание модели стены, армированной арматурной сеткой, под действием распределенной нагрузки:

a – образец до разрушения; *б* – после разрушения

Механизм разрушения. Разрушение начиналось после потери несущей способности образца. Резко начала образовываться горизонтальная магистральная наклонная трещина *1* (рис. 3.69, *a*). Происходил скол лещадки *2*. Затем произошло разрушение образца по механизму сдвига по обе стороны от арматурной сетки (рис. 3.69, *б*).

3.6.6. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА БЕЗ НАЧАЛЬНЫХ ДЕФЕКТОВ ПОД ДЕЙСТВИЕМ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Практически с самого начала приложения нагрузки начала сминаться лещадка *1* (рис. 3.71, *a*). Затем рост нагрузки на прессе остановился. Далее происходило стремительное снижение несущей способности образца, сопровождающееся резким появлением и раскрытием трещины разлома *2*. После чего образец раскололся на две части.

Механизм разрушения. В момент приложения нагрузки F в точке *1* (рис. 3.71, *б*) началось смятие бетона и скол лещадки. Смятый бетон, находясь в сухом пластическом состоянии, вытеснялся из зоны *2* в радиальном направлении. Появились растягивающие усилия F_{sh} , которым противостоят силы межчастичного сцепления F_{cov} . Здесь образовались наиболее неблагоприятные условия работы бетона.

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леденёва.

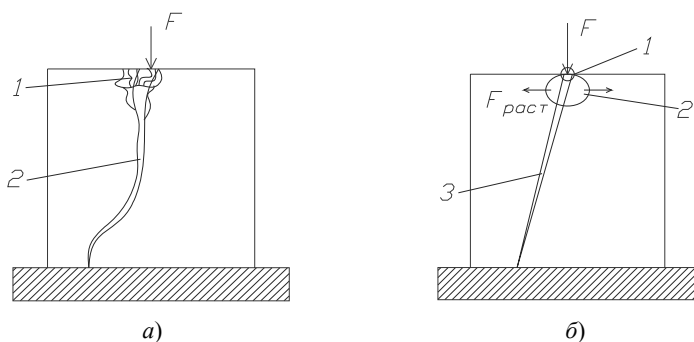


Рис. 3.71. Испытание модели стены без начальных дефектов под действием сосредоточенной нагрузки:
a – картина трещин; ***б*** – механизм разрушения

При достижении силы $F_{sh} > F_{cov}$ в точке 1 происходит разрыв и раскрывается вертикальная наклонная трещина 3. Так как бетон образца не абсолютно изотропен, напряжения в модели стены не одинаковы, поэтому трещина наклонная.

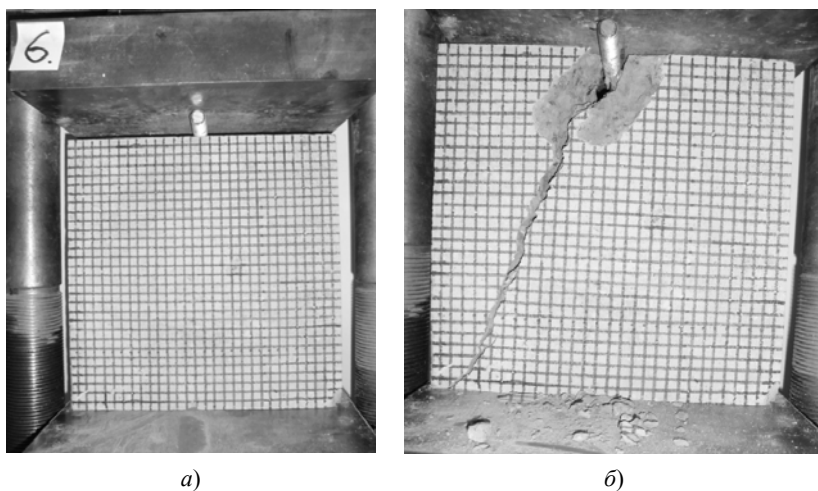


Рис. 3.72. Испытание модели стены без начальных дефектов под действием сосредоточенной нагрузки:
a – образец до разрушения; ***б*** – после разрушения

3.6.7. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА С СИММЕТРИЧНО РАСПОЛОЖЕННЫМ ОКОННЫМ ПРОЕМОМ ПОД ДЕЙСТВИЕМ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку.

Практически с самого начала приложения нагрузки начала сминаться лещадка 1 (рис. 3.73, а). Затем рост нагрузки на прессе остановился. Далее происходило стремительное снижение несущей способности образца, сопровождающееся резким появлением и раскрытием трещин разлома 2 – 5. После чего образец раскололся на четыре части.

Механизм разрушения. В момент приложения нагрузки F в точке 1 (рис. 3.73, б) началось смятие бетона и скол лещадки. Участок стены над проемом работал как жестко закрепленная балка. В точке 2 появились растягивающие усилия F_{sh} , которым противостоят силы межчастичного сцепления F_{cov} . Здесь образовались наиболее неблагоприятные условия работы бетона. При достижении силы $F_{sh} > F_{cov}$ происходит разрыв и раскрывается вертикальная наклонная трещина 3. Затем в точках 4 – 6 концентрировались растягивающие напряжения F_{sh} из-за возникших изгибающих усилий 7. Далее происходило раскрытие трещин 8 – 10.

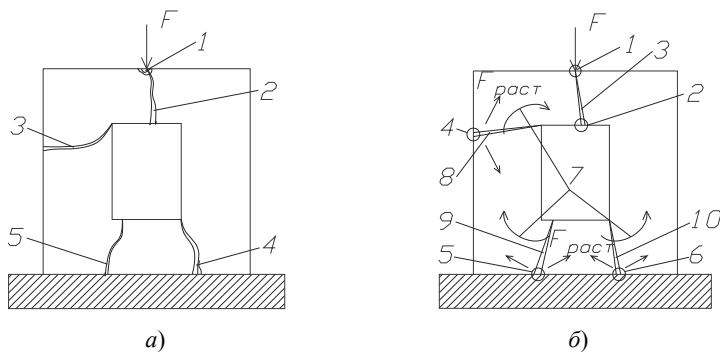


Рис. 3.73. Испытание модели стены с симметрично расположенным оконным проемом под действием сосредоточенной нагрузки:

а – картина трещин; б – механизм разрушения

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леднёва.

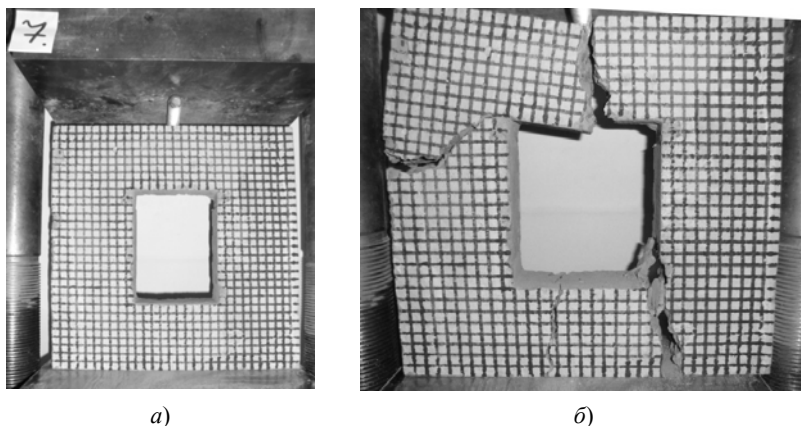


Рис. 3.74. Испытание модели стены с симметрично расположенным оконным проемом под действием сосредоточенной нагрузки:
a – образец до разрушения; *б* – после разрушения

3.6.8. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА С АСИММЕТРИЧНО РАСПОЛОЖЕННЫМ ОКОННЫМ ПРОЕМОМ ПОД ДЕЙСТВИЕМ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Практически с самого начала приложения нагрузки начала сминаться лещадка *1* (рис. 3.75, *a*).

Затем рост нагрузки на прессе остановился. Далее происходило стремительное снижение несущей способности образца, сопровождающееся резким появлением и раскрытием трещин разлома *2–4*, причем разрушению подвергался только ослабленный простенок. После чего образец раскололся на три части.

Механизм разрушения. В момент приложения нагрузки F в точке *1* (рис. 3.75, *б*) началось смятие бетона и скол лещадки. Участок стены над проемом работает как жестко закрепленная балка. В точке *2* появились растягивающие усилия F_{sh} , которым противостояли силы межчастичного сцепления F_{cov} . Здесь образовались наиболее неблаго-

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леденёва.

приятные условия работы бетона. При достижении силы $F_{sh} > F_{cov}$ происходит разрыв модели с раскрытием вертикальной трещины 3. В ослабленной простенке возникает изгибающее усилие 4, вследствие чего в точках 5, 6 возникает концентрация растягивающих напряжений, посредством которых происходит раскрытие трещин 7 и 8.

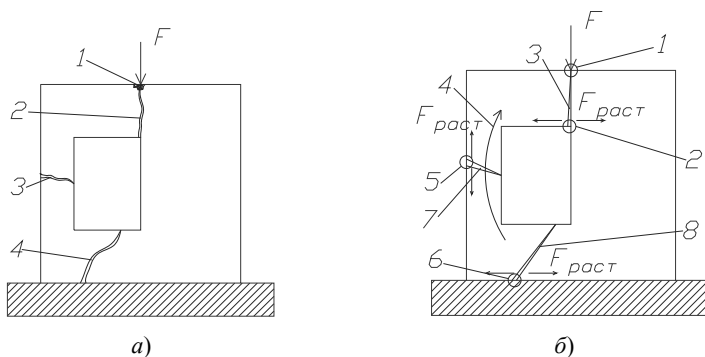


Рис. 3.75. Испытание модели стены с асимметрично расположенным оконным проемом под действием сосредоточенной нагрузки:
а – картина трещин; *б* – механизм разрушения

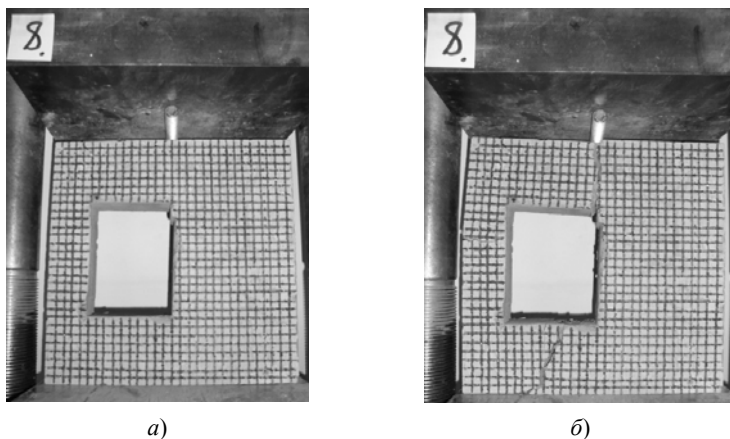


Рис. 3.76. Испытание модели стены с асимметрично расположенным оконным проемом под действием сосредоточенной нагрузки:
а – образец до разрушения; *б* – после разрушения

3.6.9. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА, АРМИРОВАННОГО ФИБРАМИ, ПОД ДЕЙСТВИЕМ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Практически с самого начала приложения нагрузки начала сминаться лещадка 1 (рис. 3.77, а).

Затем рост нагрузки на прессе остановился. Далее происходило стремительное снижение несущей способности образца, сопровождающееся резким появлением и раскрытием трещины разлома 2. Однако по сравнению с неармированным образцом, разрушение на отдельные части не произошло. Стержень, через который передавалась нагрузка, вмялся в образец.

Механизм разрушения. В момент приложения нагрузки F в точке 1 (рис. 3.78, б) началось смятие бетона и скол лещадки. Смятый бетон, находясь в пластическом состоянии, вытеснялся из зоны 2 в радиальном направлении. Появляются растягивающие усилия F_{sh} , которым противостоят силы межчастичного сцепления F_{cov} . Здесь образовались наиболее неблагоприятные условия работы бетона. При достижении силы $F_{sh} > F_{cov}$ в точке 1 происходит раскрытие вертикальной трещины 3. Раскалыванию образца препятствуют удерживающие силы фибр.

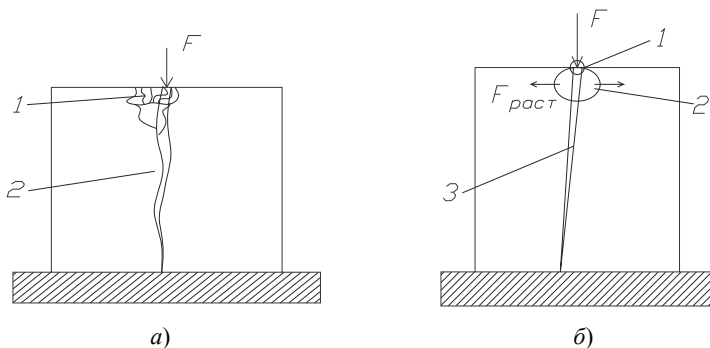


Рис. 3.78. Испытание модели стены, армированной фибрами, под действием сосредоточенной нагрузки:
а – картина трещин; б – механизм разрушения

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леденёва.

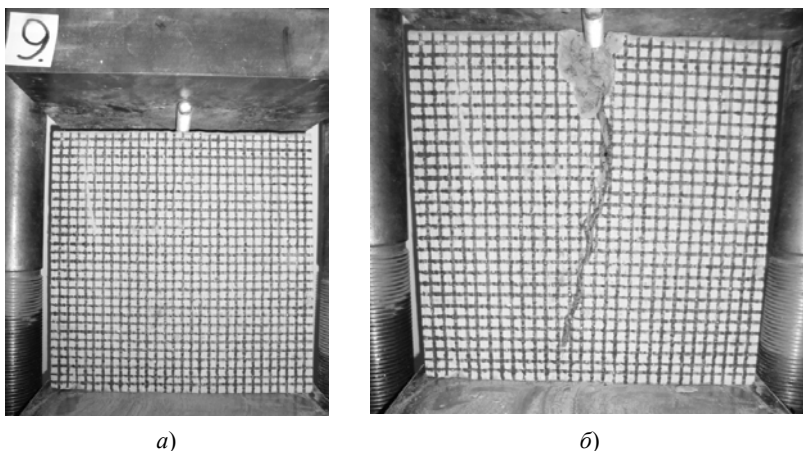


Рис. 3.79. Испытание модели стены, армированной фибрами, под действием сосредоточенной нагрузки:
a – образец до разрушения; *б* – после разрушения

3.6.10. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА, АРМИРОВАННОГО АРМАТУРНОЙ СЕТКОЙ, ПОД ДЕЙСТВИЕМ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Практически с самого начала приложения нагрузки начала сминаться лещадка 1 (рис. 3.80, *a*). Затем рост нагрузки на прессе остановился. Далее происходило стремительное снижение несущей способности образца, сопровождающееся более резким смятием лещадки. В итоге, стержень, передающий нагрузку, вмялся в образец, не разрушив его.

Механизм разрушения. В момент приложения нагрузки F в точке 1 (рис. 3.80, *б*) началось смятие бетона и скол лещадки. Смятый бетон, находясь в пластическом состоянии, вытеснялся из зоны 2 в радиальном направлении. Появились растягивающие усилия F_{sh} , которым противостоят силы межчастичного сцепления F_{cov} , а также удерживающие силы арматурной сетки. Так как растягивающие усилия не смогли преодолеть усилия, оказывающие сопротивление разрушению, произошло смятие бетона, сопровождающееся сдвигом зоны лещадки 3, по обе стороны от арматурной сетки.

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леденёва.

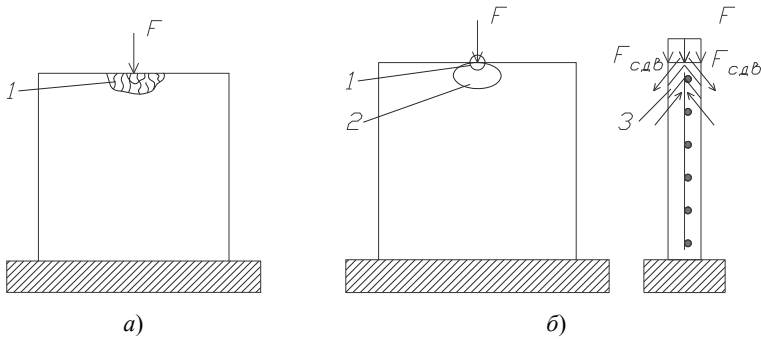


Рис. 3.80. Испытание модели стены, армированной арматурной сеткой, под действием сосредоточенной нагрузки:
a – картина трещин; *б* – механизм разрушения

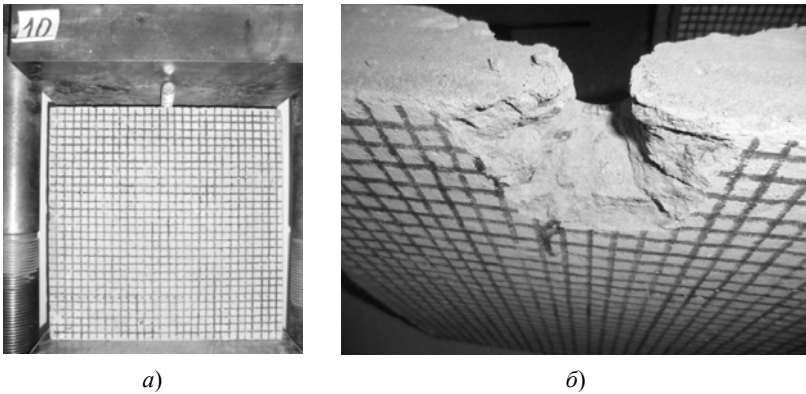


Рис. 3.81. Испытание модели стены, армированной арматурной сеткой, под действием сосредоточенной нагрузки:
a – образец до разрушения; *б* – после разрушения

3.6.11. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА БЕЗ НАЧАЛЬНЫХ ДЕФЕКТОВ ПРИ НЕПОЛНОМ СИММЕТРИЧНОМ ОПИРАНИИ ПОСЕРЕДИНЕ ПОД ДЕЙСТВИЕМ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Происходило небольшое смятие опорной зоны образца без появления трещин.

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леденёва.

Затем рост нагрузки на прессе остановился. Далее над кромками опоры 1 (рис. 3.82, а) начали раскрываться вертикальные трещины. Затем из левого верхнего угла навстречу приопорным трещинам начали раскрываться наклонные трещины 2, по которым в дальнейшем и произошел сдвиг.

Механизм разрушения. В процессе нагружения опорная зона 1 (рис. 3.82, б) начала сминаться. Затем произошла потеря несущей способности. В приопорной зоне начали концентрироваться растягивающие усилия, из-за которых начали раскрываться трещины 2 и 3. Впоследствии, вдоль этих трещин произошел сдвиг.

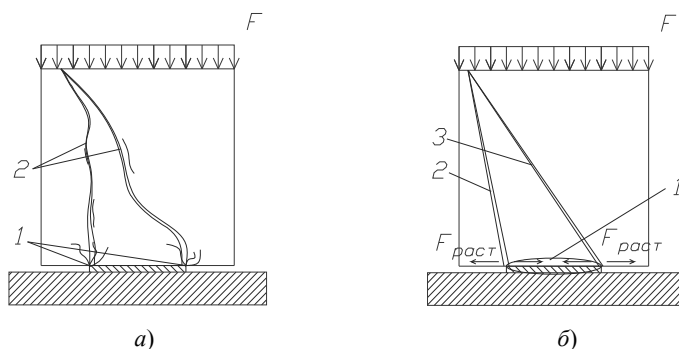


Рис. 3.82. Испытание модели без начальных дефектов при неполном симметричном опирании посередине:
а – картина трещин; б – механизм разрушения

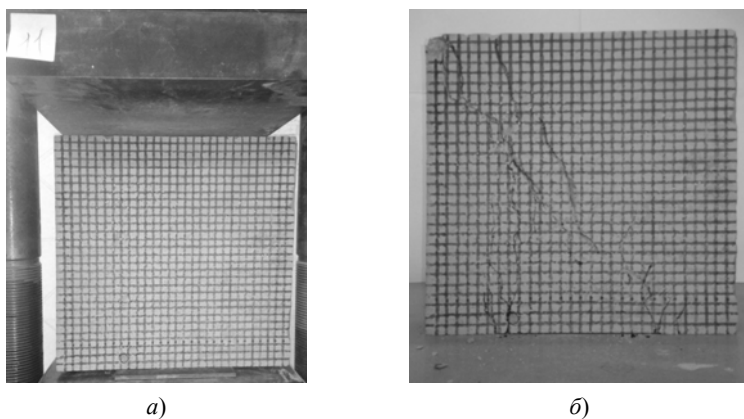


Рис. 3.83. Испытание модели без начальных дефектов при неполном симметричном опирании посередине:
а – образец до разрушения; б – после разрушения

3.6.12. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА С СИММЕТРИЧНО РАСПОЛОЖЕННЫМ ОКОННЫМ ПРОЕМОМ ПРИ НЕПОЛНОМ СИММЕТРИЧНОМ ОПИРАНИИ ПОСЕРЕДИНЕ ПОД ДЕЙСТВИЕМ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Происходило небольшое смятие опорной зоны образца без появления трещин. Затем рост нагрузки на прессе остановился. Далее над кромками опоры 1 (рис. 3.84, а) начали раскрываться вертикальные трещины, идущие к оконному проему. Затем над оконным проемом начали раскрываться вертикальные трещины 2, после чего произошел сдвиг левого простенка

Механизм разрушения. В процессе нагружения опорная зона 1 (рис. 3.84, б) начала сминаться. Затем произошла потеря несущей способности. В приопорной зоне начали концентрироваться растягивающие усилия, из-за которых начали раскрываться трещины 2 и 3.

Затем растягивающие напряжения начали концентрироваться над оконным проемом образца, которые вызывали раскрытие трещин 4 и 5. Образец разрушился посредством сдвига левого простенка вдоль трещин 2 и 4.

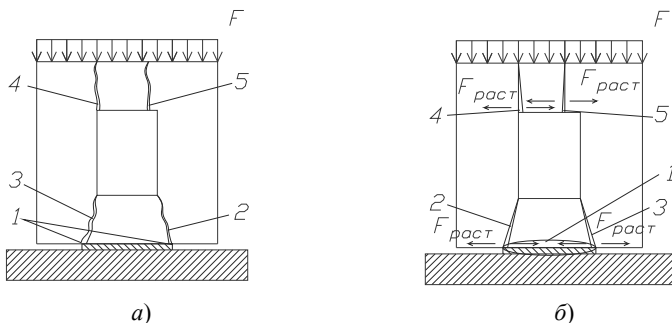
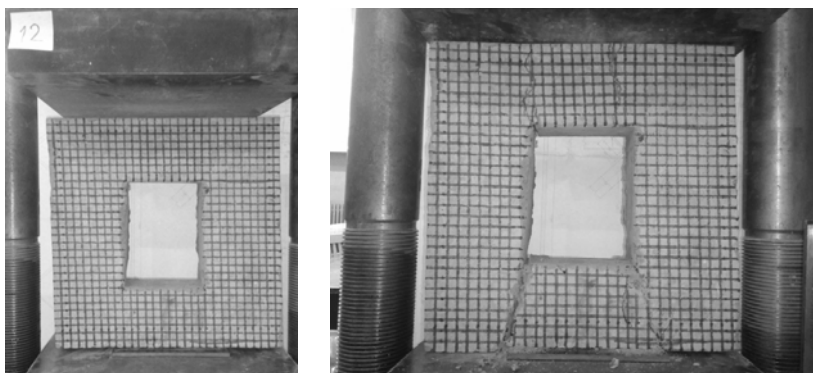


Рис. 3.84. Испытание модели с симметрично расположенным оконным проемом при неполном симметричном опирании посередине:
а – картина трещин; б – механизм разрушения

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Ледеёва.



а)

б)

Рис. 3.85. Испытание модели с симметрично расположенным оконным проемом при неполном симметричном опирании посередине:
а – образец до разрушения; *б* – после разрушения

3.6.13. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА С АСИММЕТРИЧНО РАСПОЛОЖЕННЫМ ОКОННЫМ ПРОЕМОМ ПРИ НЕПОЛНОМ СИММЕТРИЧНОМ ОПИРАНИИ ПОСЕРЕДИНЕ ПОД ДЕЙСТВИЕМ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Происходило небольшое смятие опорной зоны образца без появления трещин. Затем рост нагрузки на прессе остановился.

Далее над левой кромкой опоры *1* (рис. 3.86, *а*) начала раскрываться вертикальная наклонная трещина, идущая к оконному проему. Затем над оконным проемом начали раскрываться вертикальные трещины *2*. Также возникла горизонтальная трещина *3* в ослабленном простенке. Разрушение произошло по механизму сдвига меньшего простенка.

Механизм разрушения. В процессе нагружения опорная зона *1* (рис. 3.86, *б*) начала сминаться. Затем произошла потеря несущей способности. В приопорной зоне с левой стороны начали концентрироваться растягивающие усилия, из-за которых начала раскрываться трещина *2*. Затем растягивающие напряжения начали концентриро-

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леднёва.

ваться над оконным проемом образца, которые вызвали раскрытие трещин 3 и 4. В ослабленной простенке возникли изгибающие усилия 5, посредством которых раскрывалась трещина 6. Разрушение образца произошло по механизму сдвига вдоль трещин 2 и 3.

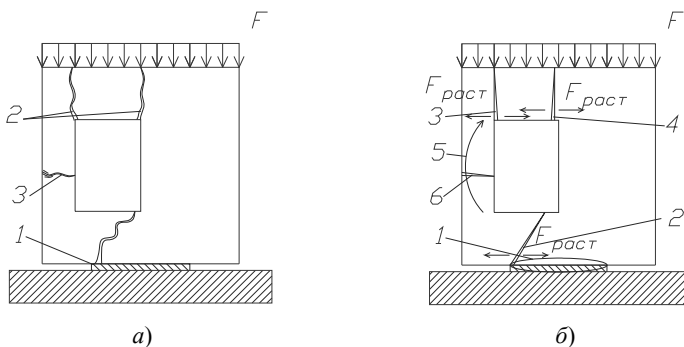


Рис. 3.86. Испытание модели с асимметрично расположенным оконным проемом при неполном симметричном опирании посередине:
a – картина трещин; *б* – механизм разрушения

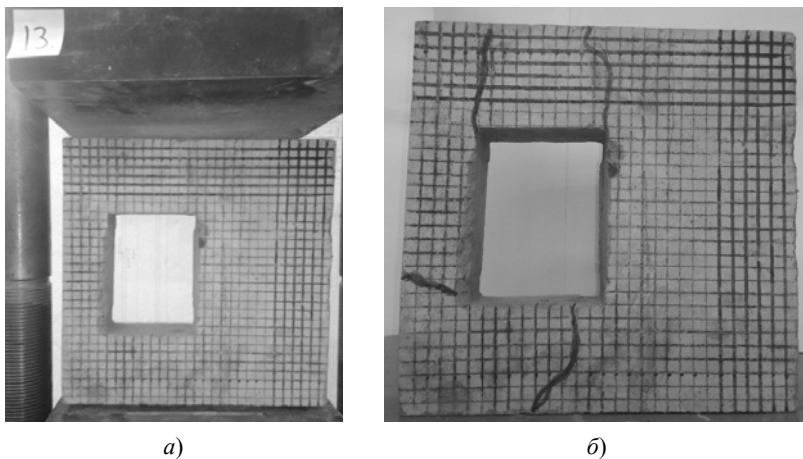


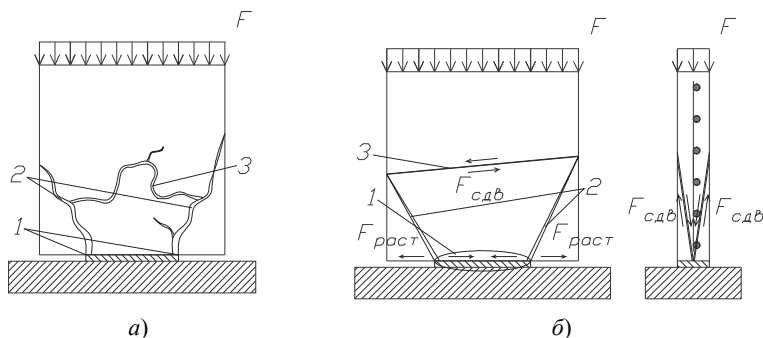
Рис. 3.87. Испытание модели с асимметрично расположенным оконным проемом при неполном симметричном опирании посередине:
a – образец до разрушения; *б* – после разрушения

3.6.14. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА, АРМИРОВАННОГО АРМАТУРНОЙ СЕТКОЙ, ПРИ НЕПОЛНОМ СИММЕТРИЧНОМ ОПИРАНИИ ПОСЕРЕДИНЕ ПОД ДЕЙСТВИЕМ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Происходило небольшое смятие опорной зоны образца без появления трещин. Затем рост нагрузки на прессе остановился. Далее над кромками опоры 1 (рис. 3.88, а) начали раскрываться вертикальные наклонные трещины 2.

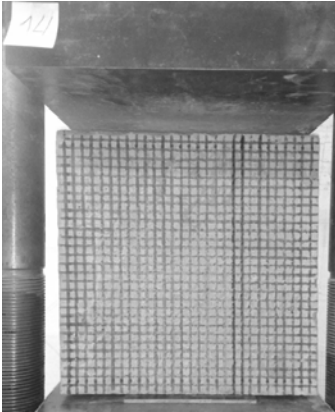
Затем раскрылась горизонтальная трещина 3. Происходили многочисленные сколы лещадок. В поперечном сечении образец расслоился по обе стороны от арматуры. Разрушение произошло по сложному механизму сдвига в разных направлениях.

Механизм разрушения. В процессе нагружения опорная зона 1 (рис. 3.88, б) начала сминаться. Затем произошла потеря несущей способности. В приопорной зоне с левой стороны начали концентрироваться растягивающие усилия, из-за которых начали раскрываться трещины 2. Затем происходил сдвиг опертый зоны бетона из плоскости, с раскрытием трещины 3, сопровождающийся расслоением образца. Аналогично с расслоениями происходили сдвиги неопертых зон вдоль трещин 2. Однако сдвиги неопертых зон происходили из-за растягивающих усилий, а опертый – из-за сжимающих.

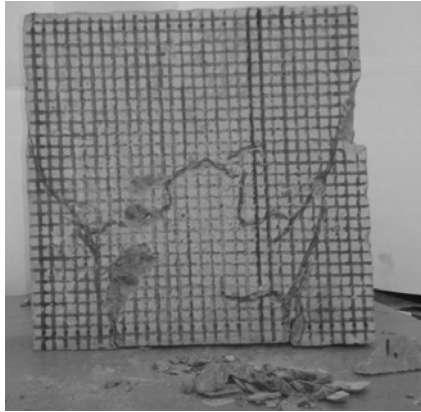


**Рис. 3.88. Испытание модели, армированной арматурной сеткой,
при неполном симметричном опирании посередине:
а – картина трещин; б – механизм разрушения**

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леденёва.



a)



б)

Рис. 3.89. Испытание модели, армированной арматурной сеткой, при неполном симметричном опирании посередине:
a – образец до разрушения; *б* – после разрушения

3.6.15. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА, АРМИРОВАННОГО ФИБРАМИ, ПРИ НЕПОЛНОМ СИММЕТРИЧНОМ ОПИРАНИИ ПОСЕРЕДИНЕ ПОД ДЕЙСТВИЕМ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Происходило небольшое смятие опорной зоны образца без появления трещин. Затем рост нагрузки на прессе остановился. Далее над кромками опоры *1* (рис. 3.90, *a*) начали раскрываться вертикальные наклонные трещины *2* и *3*, а также происходили сколы лещадок *4* в приопорной зоне. Далее происходило интенсивное вмятие опорной плиты, сопровождающееся раскрытием трещины *2*. Происходил сдвиг левой части. Опорная плита полностью вмялась в образец.

Механизм разрушения. В процессе нагружения опорная зона *1* (рис. 3.90, *б*) начала сминаться. Затем произошла потеря несущей способности. В приопорной зоне начали концентрироваться растягивающие усилия, из-за которых начали раскрываться трещины *2* и *3*. Произошло смятие бетона в приопорной зоне, что привело к вдавливанию

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леденёва.

в образец опорной пластины. Так как образец армирован фибрами, растягивающие усилия не смогли преодолеть силы межчастичного сцепления, усиленные удерживающими силами армирования. Это не позволило образцу разделиться на несколько частей.

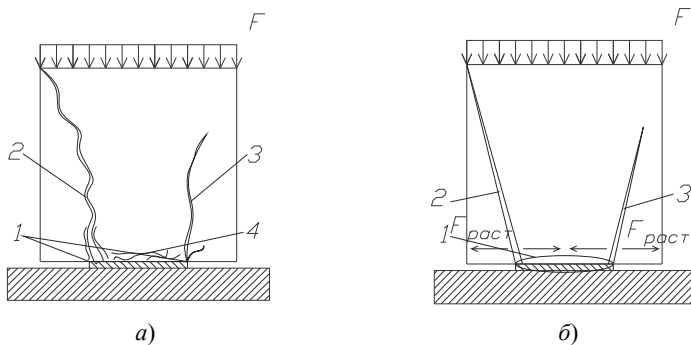


Рис. 3.90. Испытание модели, армированной фибрами, при неполном симметричном опирании посередине:
а – картина трещин; *б* – механизм разрушения

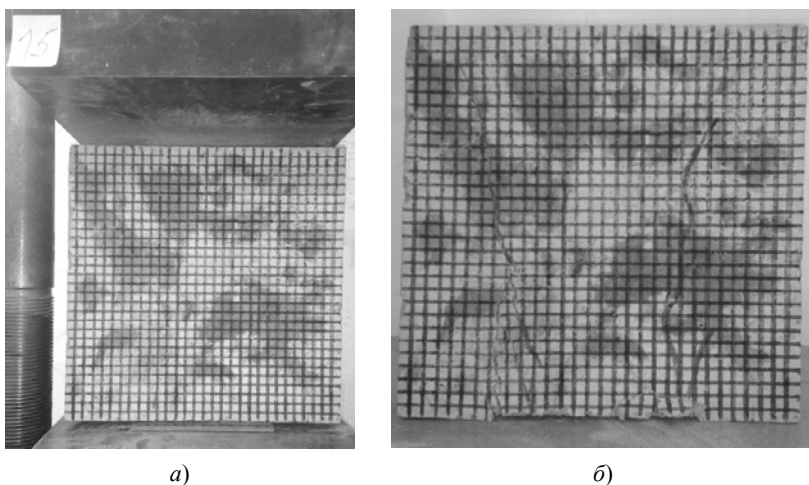


Рис. 3.91. Испытание модели, армированной фибрами, при неполном симметричном опирании посередине:
а – образец до разрушения; *б* – после разрушения

3.6.16. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА БЕЗ НАЧАЛЬНЫХ ДЕФЕКТОВ ПРИ НЕПОЛНОМ СИММЕТРИЧНОМ ОПИРАНИИ ПО КРАЯМ ПОД ДЕЙСТВИЕМ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Происходило небольшое смятие опорной зоны образца без появления трещин. Затем рост нагрузки на прессе остановился. Далее над кромками одной из опоры возникла сеть волосяных трещин 1 (рис. 3.92, а). Затем начала скалываться лещадка 2. При дальнейшем приложении внешней нагрузки бетон в этой зоне полностью разрушался.

Механизм разрушения. В процессе нагружения опорная зона 1 (рис. 3.92, б) начала сминаться. Затем произошла потеря несущей способности. В приопорной зоне начали концентрироваться растягивающие усилия, из-за которых начали раскрываться трещины 2. Поскольку бетон является квазиоднородным материалом, разрушение начинается в приопорной зоне с меньшей прочностью.

В момент возникновения трещин 2 изменяется вся расчетная схема, она становится асимметричной. Вся нагрузка перемещается в зону разрушения посредством усилия 3 и расходуется на совершение работы по раскрытию трещин.

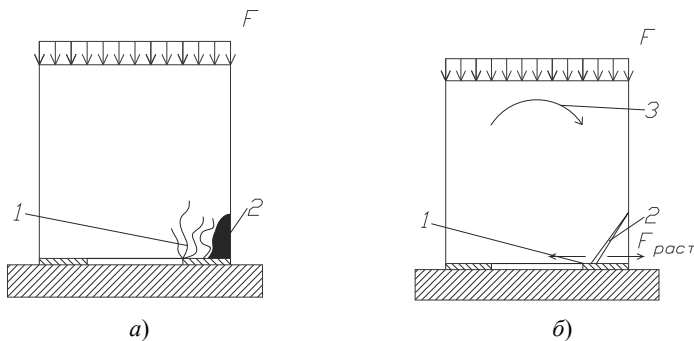


Рис. 3.92. Испытание модели без начальных дефектов при неполном симметричном опирании по краям:
а – картина трещин; б – механизм разрушения

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леденёва.

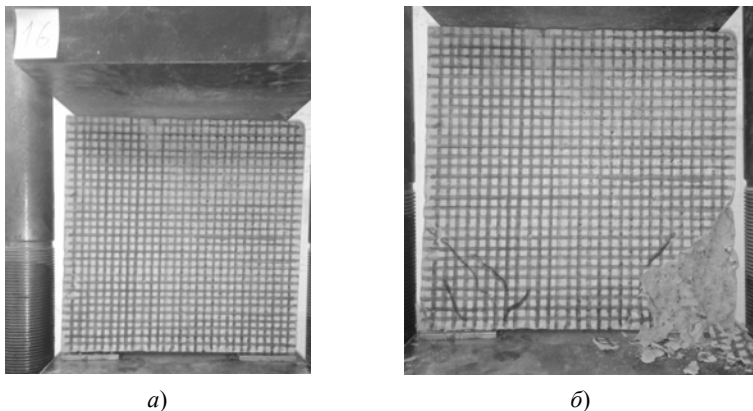


Рис. 3.93. Испытание модели без начальных дефектов при неполном симметричном опирании по краям:
a – образец до разрушения; *б* – после разрушения

3.6.17. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА С СИММЕТРИЧНО РАСПОЛОЖЕННЫМ ОКОННЫМ ПРОЕМОМ ПРИ НЕПОЛНОМ СИММЕТРИЧНОМ ОПИРАНИИ ПО КРАЯМ ПОД ДЕЙСТВИЕМ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Затем без видимых повреждений рост нагрузки на прессе остановился. Наблюдалось стремительное снижение несущей способности образца. Затем появились вертикальные наклонные трещины 1 (рис. 3.94, *a*) над оконным проемом модели. После чего у одной из опор начала скалываться лещадка 2, переходящая в наклонную горизонтальную трещину сдвига 3. Во втором простенке произошло раскрытие трещины 4.

Механизм разрушения. В процессе нагружения над оконным проемом начали раскрываться вертикальные наклонные трещины 1 (рис. 3.94, *б*), идущие от центра верхней поверхности образца к углам оконного проема, так как верхняя часть модели работает как жестко закрепленная изгибаемая балка. Затем у одной из опорных частей произошел скол лещадки и простенок разрушился по механизму сдвига 2. Во втором простенке возникали изгибающие усилия 3, вследствие которых раскрывалась трещина 4.

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леденёва.

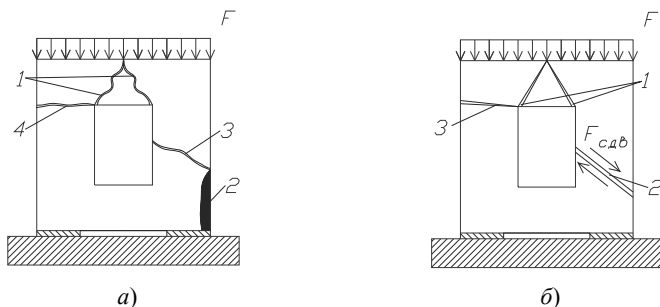


Рис. 3.94. Испытание модели с симметрично расположенным оконным проемом при неполном симметричном опирании по краям:
а – картина трещин; *б* – механизм разрушения

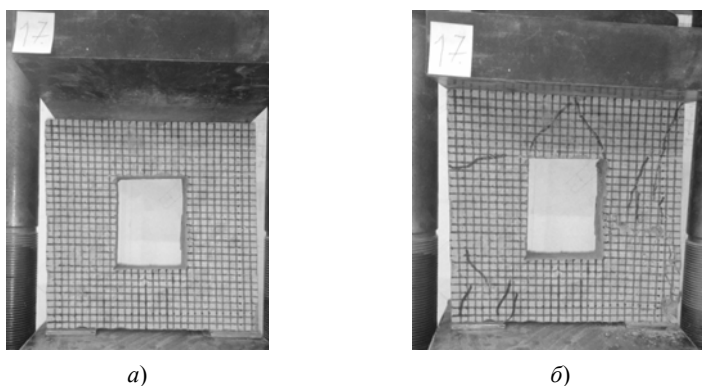


Рис. 3.95. Испытание модели с симметрично расположенным оконным проемом при неполном симметричном опирании по краям:
а – образец до разрушения; *б* – после разрушения

3.6.18. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА С АСИММЕТРИЧНО РАСПОЛОЖЕННЫМ ОКОННЫМ ПРОЕМОМ ПРИ НЕПОЛНОМ СИММЕТРИЧНОМ ОПИРАНИИ ПО КРАЯМ ПОД ДЕЙСТВИЕМ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Затем без видимых повреждений рост нагрузки на прессе остановился. Наблюдалось стремительное снижение несущей способности образца.

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леденёва.

Затем у одной опоры со стороны ослабленного простенка наблюдался скол лешадки 1 (рис. 3.96, *a*) и рост вертикальной наклонной трещины 2 от угла образца к оконному проему. Далее образовалась наклонная трещина 3, идущая от верхнего угла модели к углу оконного проема, а также раскрылась трещина 4, идущая от оконного проема к центру нижней части образца.

Механизм разрушения. В процессе нагружения сначала начала сминаться лешадка в опорной зоне у ослабленного простенка. Далее от этой лешадки образовалась трещина 1 (рис. 3.96, *б*), по которой произошел сдвиг простенка из плоскости. Из-за этого в верхнем углу ослабленного простенка возникли изгибающие усилия, что привело к раскрытию трещины 2. А также изгибающие усилия возникли в нижней части, которая работала как шарнирно опертая балка. Из-за этого произошло раскрытие трещины 3.

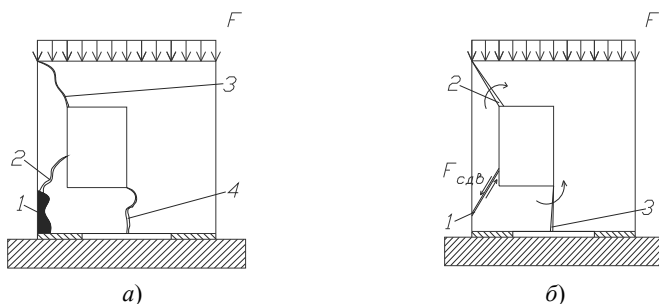


Рис. 3.96. Испытание модели с асимметрично расположенным оконным проемом при неполном симметричном опирании по краям:
a – картина трещин; *б* – механизм разрушения

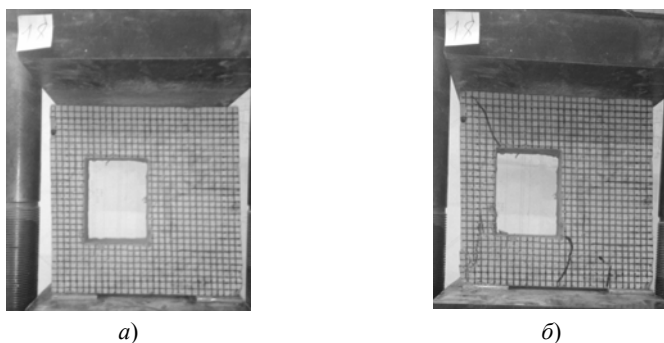


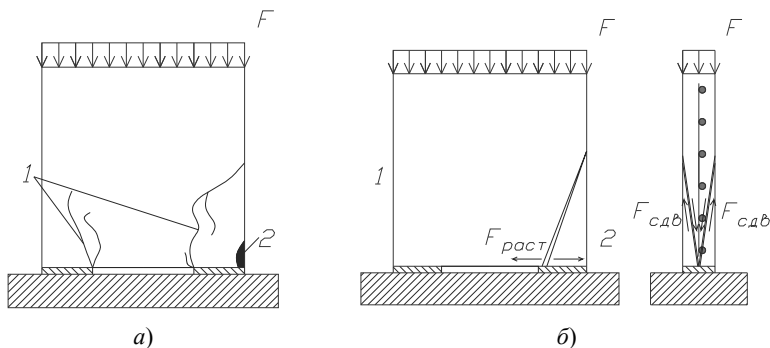
Рис. 3.97. Испытание модели с асимметрично расположенным оконным проемом при неполном симметричном опирании по краям:
a – образец до разрушения; *б* – после разрушения

3.6.19. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА АРМИРОВАННОГО АРМАТУРНОЙ СЕТКОЙ ПРИ НЕПОЛНОМ СИММЕТРИЧНОМ ОПИРАНИИ ПО КРАЯМ ПОД ДЕЙСТВИЕМ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Затем без видимых повреждений рост нагрузки на прессе остановился. Наблюдалось стремительное снижение несущей способности образца. Затем в опорных участках начали появляться волосяные вертикальные трещины 1 (рис. 3.98, а).

Происходило смятие приопорных зон бетона, а также скол лещатки 2. Так как бетон это квазиоднородный материал, то разрушение в большей части происходило в менее прочной зоне. Происходило полное разрушение бетона, сопровождающееся расслоением этих зон и оголением арматурной сетки.

Механизм разрушения. Разрушение образца начиналось после потери несущей способности с раскрытия трещин 1 (рис. 3.98, б). В приопорной зоне 2 возникли большие растягивающие усилия, которые вызвали расслоение бетона. Затем в поперечном сечении произошел сдвиг сжатого бетона по обе стороны от арматурной сетки.



**Рис. 3.98. Испытание модели армированной
при неполном симметричном опирании по краям:
а – картина трещин; б – механизм разрушения**

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Леденёва.

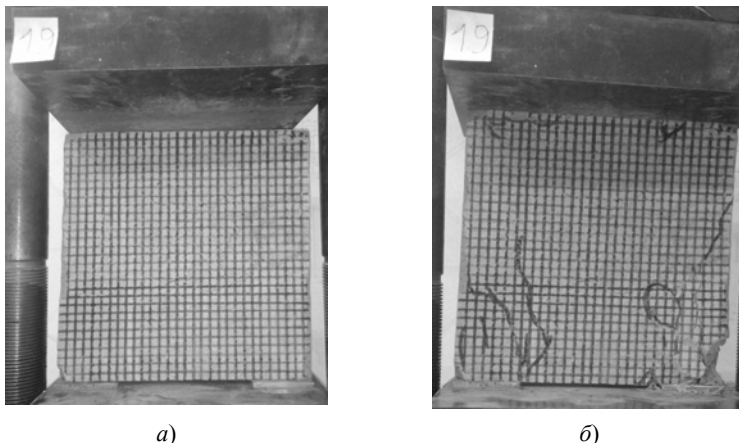


Рис. 3.99. Испытание модели, армированной арматурной сеткой, при неполном симметричном опирании по краям:
a – образец до разрушения; *б* – после разрушения

3.6.20. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦА, АРМИРОВАННОГО ФИБРАМИ, ПРИ НЕПОЛНОМ СИММЕТРИЧНОМ ОПИРАНИИ ПО КРАЯМ ПОД ДЕЙСТВИЕМ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ*

Результаты наблюдения деформирования образца. До определенного момента образец воспринимал возрастающую нагрузку. Затем без видимых повреждений рост нагрузки на прессе остановился. Наблюдалось стремительное снижение несущей способности образца. Происходило постепенное вмятие опорных плит в образец, сопровождающееся появлением вертикальных трещин *1* (рис. 3.100, *a*). Затем менее прочная опорная зона начала стремительное смятие, сопровождающееся сколом лещадки *2*, и, как следствие, полным разрушением бетона.

Механизм разрушения. В процессе нагружения опорные зоны *1* (рис. 3.100, *б*) и *2* начали сминаться. Затем произошла потеря несущей способности. В приопорной зоне *2* начали концентрироваться растягивающие усилия, из-за которых начали раскрываться трещины *3*. Поскольку бетон является квазиоднородным материалом, разрушение начинается в приопорной зоне с меньшей прочностью.

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Ледеёва.

В момент возникновения трещин 3 изменяется вся расчетная схема, она становится асимметричной. Вся нагрузка перемещается в зону разрушения посредством усилия 4 и расходуется на совершение работы по раскрытию трещин.

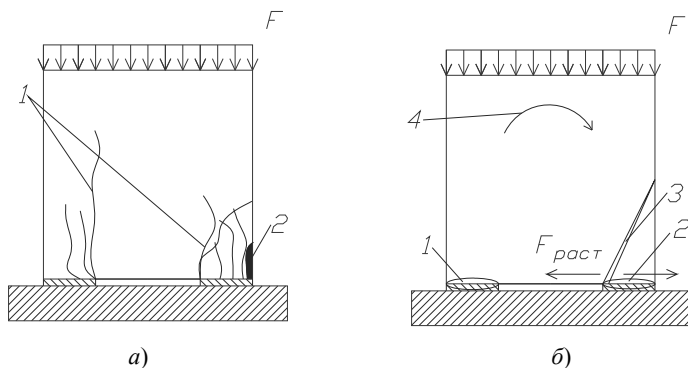
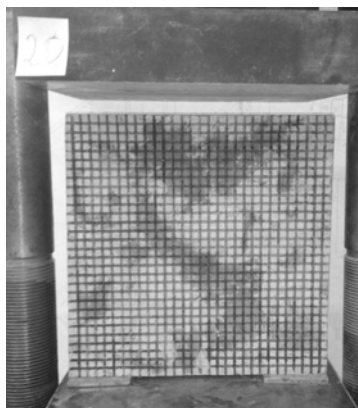
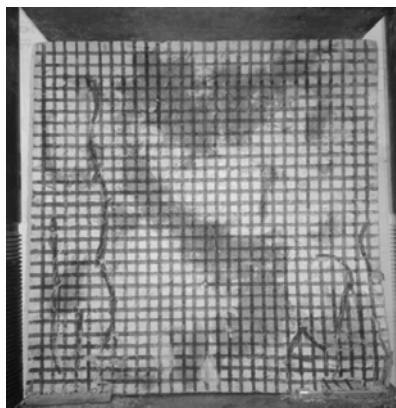


Рис. 3.100. Испытание армированной модели при неполном симметричном опирании по краям:
а – картина трещин; *б* – механизм разрушения



а)



б)

Рис. 3.101. Испытание модели, армированной фибрами, при неполном симметричном опирании по краям:
а – образец до разрушения; *б* – после разрушения

3.6.21. ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦОВ С РАЗНОЙ СКОРОСТЬЮ ПРИЛОЖЕНИЯ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ И РАЗЛИЧНЫМ ВОЗРАСТОМ БЕТОНА *

Была проведена серия экспериментов по испытанию образцов с разной скоростью нагружения. Эти скорости были приняты равными 0,5 и 2 кН/с. Эксперименты проводились со всеми видами образцов при полном опирании при распределенной нагрузке. Было выяснено, что практически во всех случаях меньшая скорость нагружения давала запас прочности образцу.

Так же была проведена серия экспериментов с разным возрастом бетона образцов. Экспериментально были получены несущие способности кубиков на третьи и седьмые сутки, которые в последующем сравнивались с теоретическими прочностями. Сравнивалась несущая способность всех видов образцов при полном опирании под распределенной нагрузкой на третьи и седьмые сутки.

ВЫВОДЫ:

1. Техническое обследование большого числа зданий с трещинами в стенах и анализ рекомендаций по учету их влияния на несущую способность показали, что численная оценка весьма приближенна и требуется дальнейшее совершенствование методов расчета.

2. Экспериментально получены схемы деформирования и разрушения стен и функции влияния определяющих параметров на прочность стен.

3. Конечно-элементное моделирование НДС подтвердило наблюдаемые в опытах закономерности.

4. Наклонная сквозная трещина значительно изменяет механизм разрушения стены и характер распределения напряжений, снижает остаточную прочность.

5. Предлагаемый графоаналитический метод расчета стены с повреждением в виде наклонной сквозной трещины, расположенной посередине, позволил количественно определить величины добавочных вертикальных усилий по краям от трещины и возможность сдвига частей стены в малых приопорных площадках.

6. Экспериментальный анализ перемещений в плоскости и из плоскости стены показал, что деформирование всегда начиналось в районах малых приопорных площадок. Это подтверждают расчетные данные о наличии здесь концентрации напряжений.

7. Трещина приводит к нерациональному распределению напряжений в теле стены. Приводит к локальным перегрузкам и концентрациям напряжений.

* Испытание проводил В. В. Селянский при консультации проф. В. В. Ледеёва.

3.7. ИССЛЕДОВАНИЕ МЕХАНИЗМА ДЕФОРМИРОВАНИЯ И РАЗРУШЕНИЯ СТЕН С ТРЕЩИНАМИ

Условные обозначения:

P_y – внешняя вертикальная распределенная нагрузка;

$L_{x\ crc}$ – длина начальной трещины;

γ – угол наклона начальной трещины;

k_{fr} – коэффициент трения;

P_{xfr} – сила трения между контактирующими берегами трещины;

$P_{y.fr.lt}$ и $P_{y.fr.rt}$ – силы трения в опорной зоне слева и справа от трещины;

P_n – сила, прижимающая контактирующие части стены друг к другу;

$P_{y.lt}$ и $P_{y.rt}$ – вертикальные силы слева и справа от трещины;

$P_{y2\ add}$ – добавочное напряжение, возникающее на участках, над которыми нет начальной трещины;

$P_{y.shift}$ – вертикальная составляющая сдвиговой силы.

Проведено обследование состояния более 100 зданий и сооружений разного назначения, построенных на грунтах, значительно отличающихся физико-механическими свойствами. Рассматривали стены кирпичные, бетонные и железобетонные, несущие и самонесущие, разных размеров и закреплений по контуру. В большинстве стен имелись дефекты в виде: отслоений поверхностных слоев; коррозии арматуры, расстройств стыков между панелями; выветривания кирпича и раствора на глубину до 15 см; разрушения от систематического протекания технологических растворов или замачивания, замораживания и оттаивания; наличия трещин разной ширины раскрытия, плотности, направления, протяженности, скола кладки в местах опирания перемычек, балок, плит перекрытия; разрушения конструкций сопряжения стен с каркасом зданий; выпучивания кладки из плоскости. Некоторые виды дефектов опасны, так как связаны с изменением расчетных схем, например, значительные разрушения кладки вблизи поверхности грунта, вызванные длительным влиянием влаги от насыпанного мусора при кладке из силикатного кирпича или перерезывания столбов кирпичной кладки тросами лебедок и т.д.

Оценка несущей способности стен довольно сложна, так как определяется многочисленным влиянием различных факторов: жесткости окружающих элементов, узлов сопряжений и грунтов. В некоторых нормах приводятся коэффициенты снижения несущей способности, зависящие от длины и количества трещин на единицу площади. На практике это не подтверждается. Анализ наблюдений показал, что в 80% случаев причиной образования трещин являлись неравномерные деформации грунтов основания и значительные относительные разно-

сти осадок соседних фундаментов. В период эксплуатации здания или сооружения и в течение года неравномерно по площади изменяется влажность грунтов, их деформационные характеристики. Это приводит к перераспределению усилий и напряжений в конструкциях, уменьшению жесткости, росту неравномерности осадок. Этому способствует влияние соседних зданий и сооружений, фундаментов. В отдельных случаях (эlevator пивзавода в г. Курске) стены административного здания и галерей были разделены сквозными трещинами на отдельные элементы неправильной формы (диски). Контактное взаимодействие между ними обусловлено зацеплением и трением. Дальнейшая эксплуатация таких зданий недопустима. Возникла настоятельная необходимость в разработке методов расчета стен с дефектами. Основой их могут служить комплексные экспериментальные исследования. В лаборатории ФГБОУ ВПО «ТГТУ» в течение 8 лет проводятся исследования прочности кирпичных, бетонных и железобетонных моделей стен с начальными дефектами в виде трещин, неравномерного нагружения, с локальными участками опирания и т.п. Рассматривались пластины отдельностоящие, частично и полностью защемленные по торцевым граням, нагруженные только вертикальной, или совместно вертикальной, или совместно вертикальной и горизонтальной силами.

Эксперименты проводили с использованием специально изготовленной установки, помещенной между плитами прессы. В качестве моделей стен использовали бетонные и железобетонные пластины (бетон В20) размером $30 \times 30 \times 5$ см, изготовленные в металлических формах с уплотнением на виброплощадке СМЖ-539ПС. Трещины моделировали установкой в формы жести, покрытой машинным маслом. В опытах измеряли боковые перемещения моделей с использованием 16 индикаторов ИЧ-10. Нагрузку от прессы и гидродомкрата контролировали динамометром сжатия и торсионным механизмом. Трещины устраивали ступенчатой формы (рис. 3.102) и плавно изменяющиеся.

Испытания образцов производили по следующей схеме. Сначала на образец прикладывали вертикальную нагрузку, равную $F_z = 0,5F_{zdis} = 95$ кН. После снятия отсчета с индикаторов прикладывали горизонтальнуюдвигающую силу F_x ступенями по 3 кН, $F_z = const$.

Серия экспериментов с образцами, моделирующими сквозные ступенчатые трещины по схеме I. Относительную высоту ступени трещины принимали с шагом $\bar{h}_{step} = h_{step}/h = 0,033; 0,1; 0,167; 0,33$ (рис. 3.102). На первых этапах приложения сдвиговой нагрузки происходило незначительное смещение верхней половины стены относительно нижней. На ступенях нагружения, предшествующих разрушению образца, отмечено увеличение сдвиговых деформаций с образованием волосяных трещин на горизонтальных полках ступени трещины.

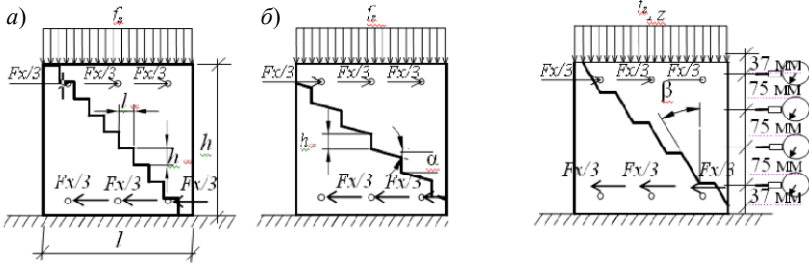


Рис. 3.102. Расчетные схемы моделей стен со сквозными ступенчатыми трещинами при изменении их влияющих параметров:
a – h_{cr} – шаг ступеней трещины (схема I);
б – α – угол наклона вертикальной составляющей ступени (схема II);
в – β – соответственно горизонтальной (схема III)

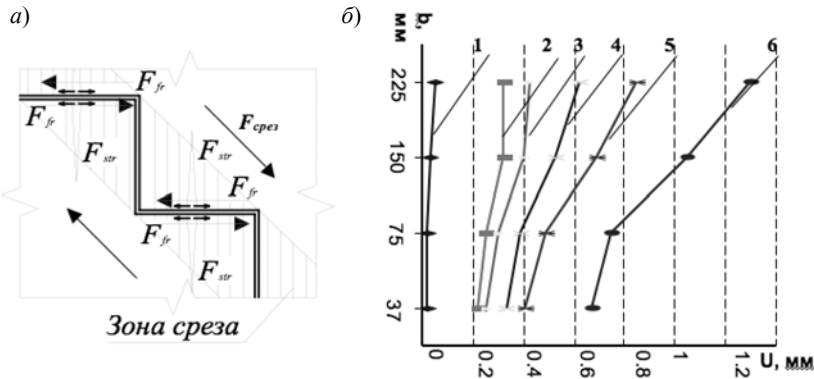


Рис. 3.103. Механизм разрушения модели при варьировании параметра \bar{h}_{step} ; графики перемещений боковой грани (а) в плоскости стены при F_x , кН: 1 – 0; 2 – 3; 3 – 6; 4 – 9; 5 – 12; 6 – 15 (б)

Разрушение образцов происходило, как правило, внезапно с развитием вертикальных трещин, проходящих через горизонтальные полки ступени, по механизму среза ступеней трещин.

Анализ. На горизонтальных участках ступеней вертикальная нагрузка передается через зону контакта на нижнюю часть стены. Суммарная площадь горизонтальных участков ступеней равна общей площади поперечного сечения стены, а несущая способность стены с такой трещиной должна соответствовать прочности стены без дефектов. При малых величинах $\bar{h}_{step} = h_{step} / h = 0,033; 0,1$ происходит срез ступе-

ней. Чем меньше шаг ступени, тем раньше происходит срез. При $h_{step} \leq 0,033$ механизм разрушения приближается к гладкой наклонной трещине, где становится значимым фактор угла наклона трещины.

Серия экспериментов с образцами, моделирующими сквозные ступенчатые трещины, с наклонными гранями вертикальной составляющей высотой $h_{step} = 3$ см (рис. 1.104) и углом наклона от вертикали $\alpha = 15; 30; 45^\circ$ по схеме II. Отмечено, что при возрастании угла наклона вертикальной составляющей ступенчатой трещины происходит увеличение сил трения за счет наклонных составляющих, что, в свою очередь, ведет к росту разрушающего сдвигового усилия $F_{x\,dis}$. Механизм деформирования модели стены проанализирован по ступеням нагружения F_x , кН: 3; 18; 27 (рис. 3.104).

В процессе увеличения сдвиговой нагрузки происходило незначительное смещение верхней половины стены относительно нижней. На ступенях нагружения, предшествующих разрушению образца, отмечено увеличение сдвиговых деформаций с образованием волосяных трещин на горизонтальных участках ступени трещины. Разрушение образцов происходило, как правило, внезапно с образованием вертикальных трещин разрыва, проходящих через горизонтальные участки ступени закладной трещины. После смятия бетона над и под горизонтальными участками трещины возникал срез ступеней, и стена разрушалась по механизму сдвига в плоскости стены.

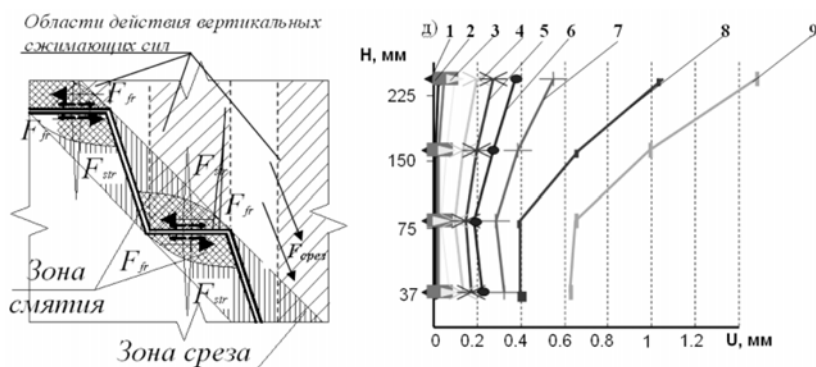


Рис. 3.104. Модели стен с начальными ступенчатыми трещинами при варьировании параметра α :

a – механизм разрушения;

b – график перемещения боковой грани в плоскости стены при F_x , кН:

1 – 0; 2 – 3; 3 – 6; 4 – 9; 5 – 12; 6 – 15; 7 – 18; 8 – 21; 9 – 27

Анализ. При такой схеме общая площадь горизонтальных составляющих ступеней начальной трещины меньше, чем площадь поперечного сечения стены. Картина деформирования стены представляет собой комплексную систему чередующихся «столбов», пересеченных горизонтальной и наклонной трещинами. В «столбах», пересеченных наклонной трещиной, в зоне контакта (над и под трещиной) действуют силы трения и сцепления (F_{fr} , F_{str}), зависящие от угла наклона трещины. Вертикальные сжимающие силы проявляются в меньшей степени, чем в «столбах», пересеченных горизонтальной составляющей трещины. Вследствие этого разрушение стены начинается именно в зонах горизонтальных составляющих трещины по механизму разрыва под действием касательных напряжений с образованием вертикальных трещин разрыва. После ослабления горизонтальных опорных площадок вертикальными трещинами происходит срез ступеней и окончательное разрушение стены.

Серия экспериментов с образцами, моделирующими сквозные ступенчатые трещины, с наклонными гранями вертикальной составляющей $h_{step} = 0,1$ см (рис. 3.105) и углом наклона от вертикали $\beta = 15; 30; 45^\circ$ по схеме III. На первых этапах эксперимента отмечался значительный сдвиг верхней половины стены относительно нижней. Для всех образцов этой серии характерно отсутствие разрушения материала стены. Верхняя ее часть сдвигалась относительно нижней и теряла устойчивость. При этом происходил незначительный скол зон, располагавшихся рядом с вертикальными участками трещины (зона максимальных сил трения).

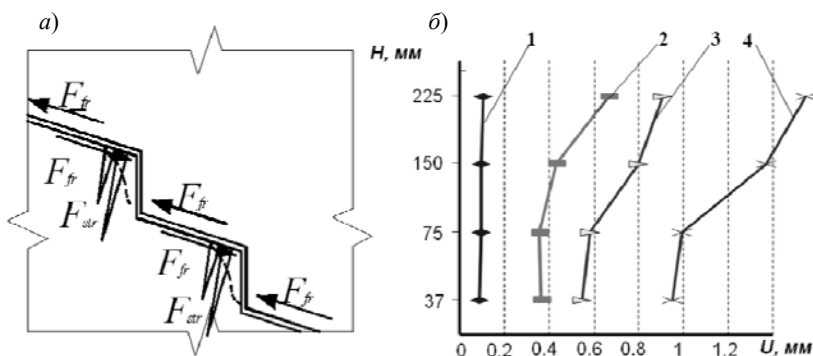


Рис. 3.105. Деформированное состояние модели со ступенчатой трещиной при варьировании параметра β :

a – механизм разрушения модели; *b* – график перемещения боковой грани в плоскости стены при F_x , кН: 1 – 3; 2 – 6; 3 – 9; 4 – 12

Анализ. Такая схема начального деформирования наименее выгодна с точки зрения прочности и устойчивости контактирующих частей стены. Здесь имеются лишь отдельные наклонные участки контакта нагружаемых частей стены. Горизонтальная составляющая внешней нагрузки F_x способствует разрушению. При сдвиге верхней части стены относительно нижней зазор вертикальных составляющих ступеней возрастает, а площадь контакта в зоне наклонных составляющих ступенчатых трещин уменьшается. Чем меньше шаг ступени, тем интенсивнее уменьшается площадь контакта в наклонных составляющих трещины при сдвиге. Прочность и устойчивость стен с начальным дефектом менее выгодна, чем стена с гладкой наклонной трещиной без ступеней (без вертикальных составляющих трещины).

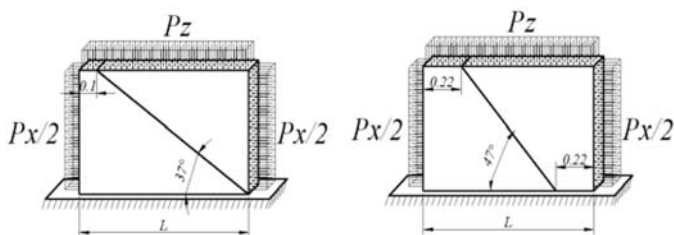


Рис. 3.106. Расчетные схемы для образцов, имеющих прямолинейную сквозную трещину с наклоном 37 и 47°

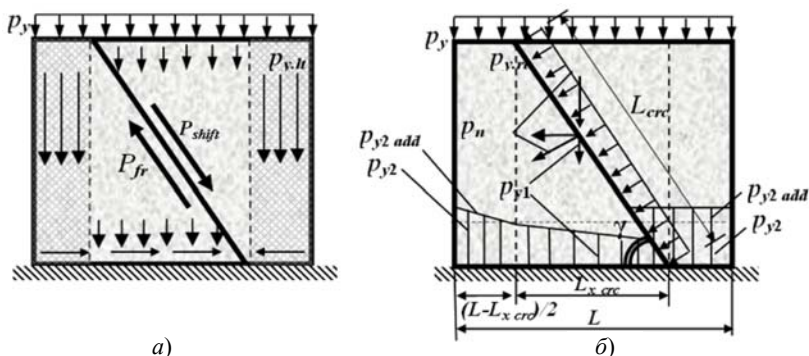


Рис. 3.107. Анализ напряженно-деформированного состояния стены со сквозной наклонной трещиной:

- a* – перемещения и деформация;
- б* – эпюры вертикальных напряжений в зоне опоры

Ласьков Н. Н. дал оценку влиянию поперечных нагрузок и соотношению размеров стен без начальных дефектов на их прочность. Им установлено, что разрушение стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил в первую очередь зависит от величины вертикальной нагрузки и от соотношения размеров сторон.

В целях совершенствования существующих методик оценки прочности стен с повреждениями в виде сквозных наклонных трещин проведено несколько серий экспериментов с моделями стен размером $L/h = 1,5$, где h – высота модели, L – высота (рис. 3.104). Исследовались стены как с гладкими наклонными трещинами, так и со ступенчатыми.

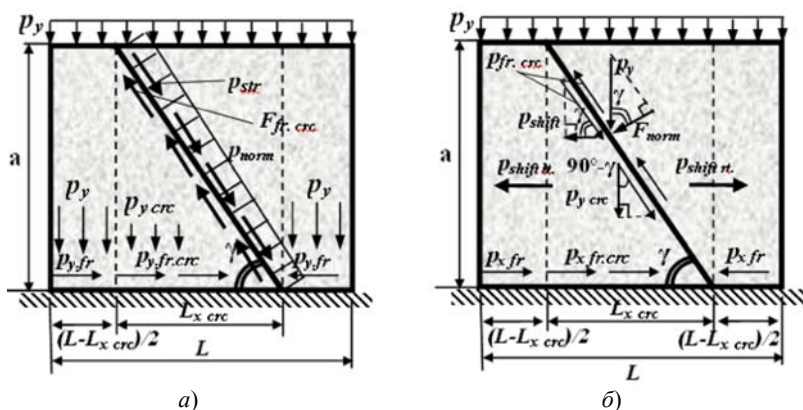


Рис. 3.108. Анализ напряженного состояния стены со сквозными наклонными трещинами:

a – горизонтальные сдвигающие усилия и силы трения на контактных поверхностях; *б* – проецирование нормальных усилий и сил трения на оси x и y

Глава 4

РЕЗУЛЬТАТЫ ТЕХНИЧЕСКОГО ОБСЛЕДОВАНИЯ ПОВРЕЖДЕННЫХ ЗДАНИЙ г. ТАМБОВА

4.1. ПРИЧИНЫ И ХАРАКТЕР ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЙ В ЖИЛЫХ КИРПИЧНЫХ ЗДАНИЯХ г. ТАМБОВА

Осмотр технического состояния жилых зданий показал, что во многих из них имеются трещины. Целью работы явилось выяснение причин их образования и разработка рекомендаций по их предупреждению (данные Я. В. Савинова).

На первом этапе для выяснения состояния жилых зданий в г. Тамбове в период с 1999 по 2001 гг. осмотрено 1559 зданий. Изучались материалы архивов департамента ЖК и ЭХ, эксплуатирующих служб, проектных организаций. Было выявлено 647 зданий с повреждениями в виде трещин в несущих стенах. В основном это кирпичные здания. Предложено разделить их на 4 категории в зависимости от ширины раскрытия трещин (табл. 4.1).

Составлена карта степени поврежденности жилых зданий, на которой дома выделены разными цветами в зависимости от категории поврежденности. Выделено 12 районов, где наблюдаются скопления зданий II и III категории. Рассмотрено геологическое строение этих районов по верхнему несущему и подстилающему слоям с указанием для них границ изменения модуля деформации (табл. 4.2).

4.1. Классификация зданий по категориям поврежденности

Категория по степени поврежденности	I	II	III	IV
Ширина раскрытия трещин, мм	0...3	3...5	Более 5	Ранее укрепленные
Количество зданий (в процентах)	156 (6,1)	259 (10,1)	210 (8,2)	22 (0,86)
Состояние зданий	Удовлетворительное	Неудовлетворительное	Аварийное	–

4.2. Районы с поврежденными зданиями II и III категории

№	Районы	Число поврежденных зданий	Верхний несущий слой грунта (подстилающий)	Изменения модуля деформации, МПа
1	По ул. Мичуринской от ул. Лысогорской до ж/д путей между ул. Подгорной и ул. Колхозной	44	rg просадочные (fl II–III) dIII (N-песок)	8...10
2	Между ул. Пушкарской и ул. Колхозной	24	dIII просадочные (N-песок)	10...12
3	По ул. Пролетарской от Моршанского шоссе до ул. Н. Вирты	30	dIII непросадочные (aIII t2)	8...10
4	В районе ул. Бастионной	7	rg непросадочные (fl II–III) dIII (N-песок)	10...12 8...10
5	По ул. Советской от Комсомольской пл. до р. Студенец	22	dIII просадочные (aIII)	8...12
	От р. Студенец до ул. Коммунальной,	16		6...8
	От ул. Коммунальной до ул. Кронштадской	38	dIII непросадочные (aIII) dIII (aIII)	4...8
	Между ул. Кронштадской и ул. А. Бебеля	12		8...10
	После ул. А. Бебеля	27	dIII просадочные (aIII) aIII (aIII)	4...8
6	Ст. Динамо в сторону ул. Набережной	24	aIII (aIII)	
7	ул. С. Лазо	16	aIII (aIII)	6...8
8	ул. Островитянова и Аэрологическая	11	pr II–III (fl II–III)	10...12
9	ул. Физкультурников	15	pr (fl II–III) dIII (aIII)	10...12
10	ул. А.-Овсеенко	7	aIII (aIII)	8...9
11	ул. Гастелло Между ул. Стремянной и Ю. Гагарина	9	a (3t) II (aII)	10...12 9...10
12	ул. Студенецкая	16	a (2t) III (aII)	6...8, 8...9

4.2. РЕЗУЛЬТАТЫ ТЕХНИЧЕСКОГО ОБСЛЕДОВАНИЯ ЗДАНИЙ

В целях выяснения общей картины деформированного состояния гражданских зданий города, в период с 1970 по 2006 гг. произведено визуальное и инструментальное экспресс-обследование около тысячи зданий. Ширину раскрытия трещин измеряли при помощи контрастной линейки и линзы восьмикратного увеличения с точностью до 0,5 мм. Прочность каменной кладки и бетона определяли молотком Кашкарова. Скорость раскрытия трещин контролировали посредством гипсовых маяков. По необходимости определяли прочность материалов фундаментов, измеряли толщину корродировавшего слоя, в отдельных случаях отрывали шурфы. В процессе технического обследования зданий проведена работа с архивными материалами эксплуатирующих служб и проектных организаций. В архивах многих организаций отмечены следующие недостатки: бессистемность и отсутствие строгой стандартной формы хранения документов; большие объемы информации безвозвратно утрачены; данные неполные и не всегда достоверные; прочностные характеристики грунтов принимают по физическим свойствам, а не по фактическим данным; не отмечены оползневые участки; не вскрыты погребенные свалки, кладбища, овраги и ручьи; отсутствует прогноз изменения уровня грунтовых вод и верховодки; не отражена пространственная изменчивость характеристик грунтов; не учитывались изменения характеристик грунтов во времени и снижение механических свойств просадочных грунтов при замачивании.

Вдоль улиц Мичуринской, Пролетарской, Советской находится больше всего поврежденных зданий. Улицы проходят по участкам с различным геологическим строением грунтов оснований. В северной части города, где основанием служат покровные (рг) и делювиальные (dIII) суглинки, опасность представляют участки с просадочными свойствами. А в центральной и южной части города, где распространены аллювиальные суглинки (aIII), причинами повреждений зданий могут быть низкий модуль деформаций и делювиальные суглинки, иногда обладающие просадочными свойствами.

Анализ повреждений обследованных зданий показывает, что почти все кирпичные здания на своих фасадах имеют равномерную сеть трещин. В основном, это вертикальные трещины, раскрывающиеся кверху, с шириной раскрытия 1...4 мм. Они располагаются в вертикальных рядах окон. Таким образом, фасад дома делится на вертикальные «столбы», которые образуют поврежденные простенки здания. В зависимости от того, как смещаются эти «столбы», и определяется плотность, наклон, ширина раскрытия трещин в перемычках между

окнами. В балконных вертикальных рядах, как правило, трещин меньше, и они идут с кромок балконных плит к верхним углам нижних балконных окон. Сами балконные плиты, очевидно, являются препятствием росту вертикальных трещин и придают дополнительную жесткость стене. Такая картина наблюдается на всей территории города, независимо от грунтовых условий и этажности здания.

В городе встречаются дома с неравномерной сетью трещин. В таких зданиях можно сразу увидеть, какая часть здания подвержена просадке. Трещины характеризуются локальностью, большой шириной раскрытия (10...30 мм) и наклоном в сторону просевшей части здания (Рабочая, 5^а, Мичуринская, 3, Музыкальная школа № 1, Школа № 5, Н. Вирты, 1, Школа № 18, Мичуринская, 125 и т.д.). Для некоторых зданий характерно оседание какой-либо одной стены, откалывание пристроек (Интернациональная, 41, Базарная, 104, Мичуринская, 7, Пензенская, 120). Также часто встречаются разрушения в несущих стенах вследствие регулярного замачивания атмосферными осадками, что приводит к локальному расслоению кирпичной кладки и выпадению отдельных кирпичей.

Почти все старинные здания города возрастом более 100 лет страдают подмоканием несущих стен, поскольку ранее в качестве горизонтальной гидроизоляции использовали бересту или специальные растворы с органическими добавками, срок службы которых давно истек. Вертикальная гидроизоляция раньше не предусматривалась. В результате чего прочность каменной кладки часто снижается до недопустимых пределов.

Предварительный осмотр ряда зданий показал, что в некоторых зданиях трещины стабилизировались, а в других продолжают развиваться. Для выявления величины и скорости раскрытия трещин в октябре 1999 г. за 102 домами, имеющими повреждения (табл. 4.3), было установлено наблюдение посредством маячков.

4.3. Классификация наблюдаемых зданий по величине раскрытия трещин

Ширина раскрытия трещин, мм	0...3	3...5	> 5
Количество зданий (% от общего числа)	31 (30,4)	32 (31,37)	39 (38,48)
Техническое состояние	Удовлетворительное	Неудовлетворительное	Аварийное

В январе 2001 г. осмотрено их состояние. В ходе эксперимента было установлено, что наименьшая скорость раскрытия трещин у старейших зданий, а наибольшая – у зданий моложе 60 лет (табл. 4.4). На восьми зданиях было установлено по два маячка на взаимноперпендикулярных стенах. Они показали, что на одном здании часто в одной плоскости деформации приостанавливаются, тогда как в другой продолжают интенсивно расти. Большинство наблюдаемых зданий оказалось постройки 1960-х гг. со средней этажностью 4,1, где материалом фундамента часто использовался бутобетон.

В процессе наблюдения определялась зависимость скорости раскрытия трещин от их начальной ширины раскрытия. Замечено также, что у 43% наблюдаемых зданий скорость роста трещин 0,1...0,3 мм/год. У 24% зданий с большими трещинами рост деформаций почти приостановился, а у 20,6% наблюдаемых зданий средней этажностью 2,9, также с большими трещинами рост деформаций > 8 мм/год (табл. 4.5).

4.4. Результаты наблюдений за раскрытием трещин

Годы постройки	1850 – 1900	1900 – 1920	1920 – 1940	1940 – 1960	1960 – 1970	1970 – 1990
Количество зданий из общего числа (%)	14 (13,7)	10 (9,8)	4 (3,9)	17 (16,7)	46 (45,1)	11 (10,8)
Средняя этажность	1,77	2,5	3,8	2,79	4,07	6,27
Средняя величина раскрытия трещин, мм	5,96	18,6	7,25	6,44	5,86	3,75
Средняя величина скорости роста трещин, мм	0,12	0,21	0,21	0,35	0,32	0,36

4.5. Классификация по скорости раскрытия трещин

Скорость раскрытия трещин, мм/год	0	0,1...0,3	0,3...0,8	> 8
Количество зданий из общего числа, %	26 (23,85)	43 (39,45)	19 (17,43)	21 (20,59)
Средняя величина раскрытия трещин, мм	8,75	6,73	6,37	7,55
Средняя этажность	2,88	3,81	4,86	2,93

Отметим наиболее характерные случаи трещинообразования. Трещины различаются по глубине, ширине раскрытия, длине, пространственному расположению, частоте, скорости развития во времени. В ряде зданий имеются сквозные трещины с шириной раскрытия более 10 мм. Они возникают вследствие крена одной из стен, разлома здания по длине, откола угла здания и пристроек.

В большинстве зданий отмечены мелкие трещины с шириной до 3 мм. Преимущественно они исходят от цокольной части здания. Причиной их появления может быть снижение прочности грунтов вследствие повышения влажности, воздействие вибрационных нагрузок, недостаточная жесткость фундаментов. В ряде случаев сквозные трещины возникают из-за неблагоприятных факторов: наличие насыпного грунта или чернозема, остатки старых фундаментов под подошвой новых, уменьшение ширины подошвы, разрушение фундамента, например, изготовленного из бутового камня с частично не заполненными раствором или бетоном пустотами.

Обнаружены следующие повреждения: замачивание грунтов основания, фундаментов и несущих стен; расслоение ограждающих конструкций; наличие многочисленных трещин. Наблюдаемые трещины различаются по длине, глубине, ширине, плотности, пространственному расположению и скорости раскрытия. В ряде зданий выявлены сквозные трещины с шириной раскрытия до 30 мм. В большинстве зданий имеются трещины с шириной раскрытия до 5 мм, они равномерно распределены по фасадам зданий, раскрываются кверху и загибаются в цокольной части здания. В зависимости от ширины раскрытия трещин их предлагается разделить на 4 категории.

Поврежденные здания неравномерно распределены на геоморфологических элементах города (рис. 4.1). На второй надпойменной террасе располагается 47% зданий II и 58% III категории поврежденности (табл. 4.6). Меньше всего поврежденных зданий находится в пойме реки Цны, поскольку здесь самая низкая плотность застройки.

4.6. Классификация зданий по категориям поврежденности

Категория по степени поврежденности	I	II	III	IV
Ширина раскрытия трещин, мм	0...3	3...5	> 5	Укрепленные
Количество зданий, %	156 (6,1)	259 (10,1)	210 (8,2)	22 (0,86)
Состояние зданий	Удовлетворительное	Неудовлетворительное	Аварийное	–

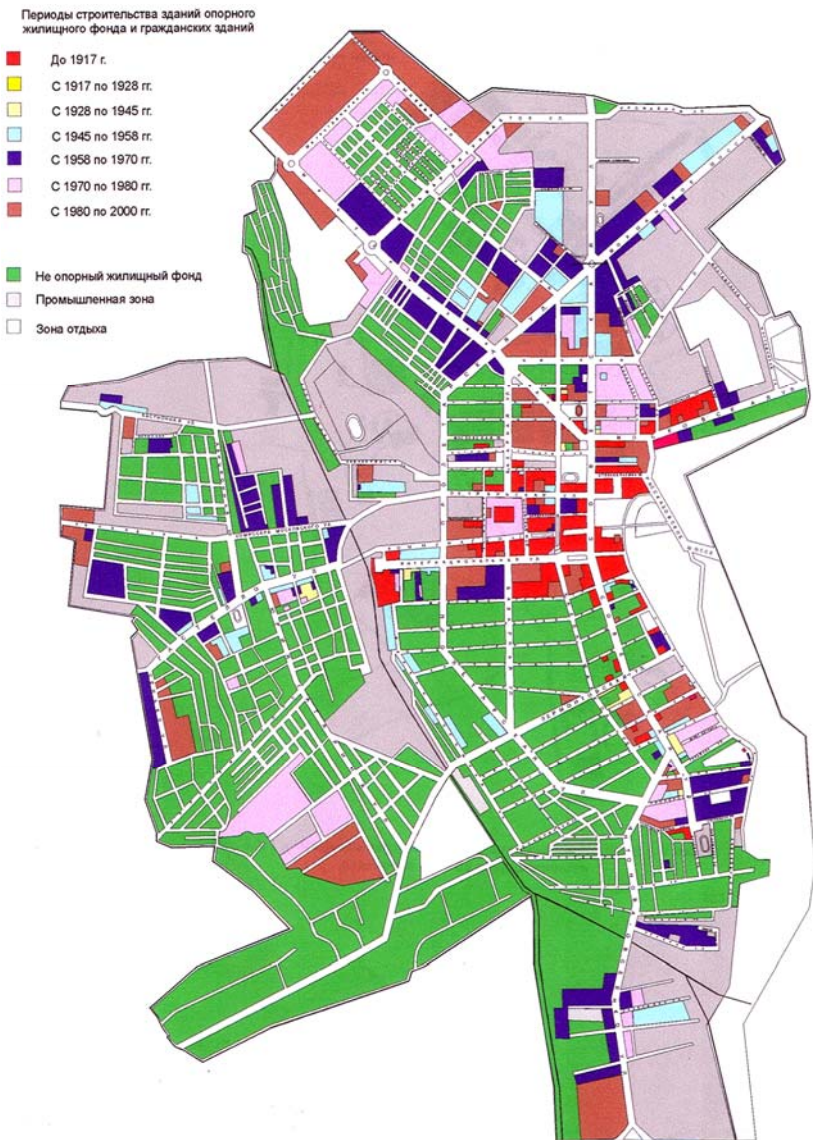


Рис. 4.1. Группировка деформированных гражданских зданий г. Тамбова различной степени поврежденности

4.7. Распределение зданий с разной степенью поврежденности по геоморфологическим элементам города

№	Геоморфологические элементы	Количество зданий со степенью поврежденности		
		I	II	III
1	Водораздельное пространство	41	51	23
2	Приводораздельный склон	17	33	22
3	III надпойменная терраса	17	43	17
4	II надпойменная терраса	121	122	87
5	Пойма	14	13	8
6	Всего	210	262	157

По результатам обследования составлена план-схема районирования города по степени поврежденности гражданских зданий, на которой выделены районы в зависимости от категории поврежденности. Выделено 16 групп деформированных объектов, они располагаются на участках с различным инженерно-геологическим строением (табл. 4.7).

Основная часть поврежденных зданий (группы IV, VI, V, VII) находится на II надпойменной террасе, поскольку здесь имеется более плотная и старая застройка. Отмечено близкое залегание грунтовых вод (3...5 м) и, соответственно, более высокая пластичность и низкий модуль деформации распространенных здесь суглинков. Крупные группы зданий (X, VI, VII) сосредоточены вдоль главных улиц города.

Характер распределения поврежденных зданий на территории города, в зависимости от [6, 18, 25 – 28, 41]:

1) *инженерно-геологических условий.* Группы II, частично V и IX, располагаются на современных аллювиальных лессовидных суглинках с низким модулем деформации (6...9 МПа); группы I, III, IV, VI – на слабых делювиальных и аллювиальных лессовидных суглинках тугопластичной и полутвердой консистенции с модулем деформации 6...9, а иногда 10 МПа. Грунтами групп VII, VIII являются просадочные делювиальные лессовидные суглинки с модулем деформации 8...10 МПа. У групп XIV, XV, XII, XIII основаниями являются покровные макропористые лессовидные суглинки PrII-III, нередко просадочные. Группа X сосредоточена вдоль ул. Мичуринской, которая пересекает все геоморфологические элементы долины реки Цны. Здесь на бровках террас часто залегают просадочные делювиальные суглинки с высокой из-

менчивостью модуля деформации. В группах VI, V, VII прочностные и деформативные характеристики грунтов колеблются от 2 до 3-х, а местами – до 9-ти крат;

2) *гидрогеологических условий*. Грунтовые воды могут влиять на состояние зданий групп IV, VI, III, а особенно, групп II, I, V, находящихся в поймах и припойменных зонах притоков реки Цны. Все грунты территории г. Тамбова обладают агрессивностью по отношению к черным металлам, а грунтовые воды участков IX, IV, VI – и к цементному камню. Группы X, XII, IX, V располагаются на участках с уклоном рельефа $i > 0,02$, что приводит к накоплению верховодки у зданий, препятствующей их движению;

3) *материала стен*. Большинство поврежденных зданий кирпичные. Лишь небольшое число поврежденных зданий групп VII и I являются сборными крупнопанельными. Наиболее поврежденные здания групп X, VIII, VI имеют фундаменты из бутовой кладки. Группы XI, VIII, V включают в себя много поврежденных зданий из шлакоблоков. Здания из монолитного железобетона (группы XIV, VII) на своих фасадах имеют трещины технологоического происхождения, раскрывающиеся кверху до 15 мм;

4) *этажности*. Поврежденные здания групп XI, VI, V, IV имеют высоту менее 3-х этажей. Группы XIII, XII, IX, X, III, II, I включают в себя в основном 4–5-этажные здания. В группах VIII, VII имеются 9-этажные поврежденные здания, а в XIV и VII – 14-этажные;

5) *периодов строительства*. Группы VI и IV находятся в исторической части города и поэтому включают поврежденные здания до-революционной постройки. Группы XIII, XV, III, XIII, XI состоят большей частью из зданий, построенных в период с 1945 по 1958 гг. Группы VIII, X, II и восточная часть группы III включают здания 1958 – 70-х гг. постройки. Поврежденные здания 1970 – 80-х гг. находятся в группах VII, I, III, V.

4.8. Классификация трещин по скорости раскрытия

Скорость раскрытия трещин, мм/год	0	0,1...0,3	0,3...0,8	> 8
Количество зданий из общего числа, %	26 (23,85)	43 (39,45)	19 (17,43)	21 (20,59)
Средняя величина раскрытия трещин, мм	8,75	6,73	6,37	7,55
Средняя этажность	2,88	3,81	4,86	2,93

Определяли зависимость скорости раскрытия трещин от их начальной ширины и этажности зданий. У 43% наблюдаемых зданий ширина раскрытия трещин на период обследования составляла 6,73 мм, скорость раскрытия 0,1...0,3 мм/год. У 26% зданий с наибольшей шириной трещин рост деформаций почти приостановился, а у 21% зданий со средней этажностью 2,9 и средней шириной раскрытия трещин 7,6 мм она максимальна (>8 мм/год). Наблюдения показали, что до 25% зданий имеют значительные деформации (табл. 4.8).

Наиболее повреждены кирпичные здания высотой 2...5 этажей на ленточных фундаментах. Основная их часть (>70%) продолжает деформироваться со средней скоростью 0,1...0,8 мм/год. При таких темпах деформирования через 10 лет около 50% зданий II категории поврежденности перейдет в категорию аварийного состояния.

4.3. НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ТЕХНИЧЕСКОГО ОБСЛЕДОВАНИЯ ЗДАНИЙ В г. ТАМБОВЕ

4.3.1. ОШИБКИ В УСТРОЙСТВЕ ОСАДОЧНЫХ ШВОВ

Трехэтажный жилой кирпичный дом по ул. Советской, 122 (данные Д. В. Емельянова и В. В. Леденёва). Фундаменты бутовые ленточные. К дому выполнена пристройка такой же высоты. Осадочный шов не был выполнен. Произошел крен пристройки в сторону от существующего здания с появлением и развитием трещин в стенах (рис. 4.2, 4.3).

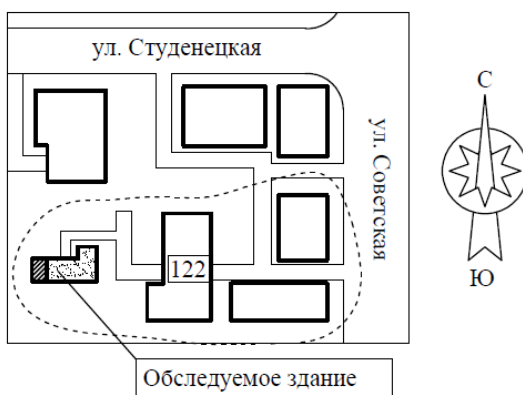


Рис. 4.2. Ситуационный план



Рис. 4.3. Северный фасад здания

Десятиэтажный кирпичный дом по ул. Студенецкая Набережная, 25. В основании просадочные грунты. Здание строилось в две очереди. Первая построена на свайном фундаменте. При забивании свай отмечалось появление трещин в существующих зданиях. Вторая очередь здания построена на плитном фундаменте. В период строительства отмечалось раскрытие осадочного шва. Причиной явились ошибки в устройстве шва. При таких решениях фундаментов относительная разность осадок зданий, построенных на разных фундаментах, значительно превышает допустимую (рис. 4.4, 4.5).

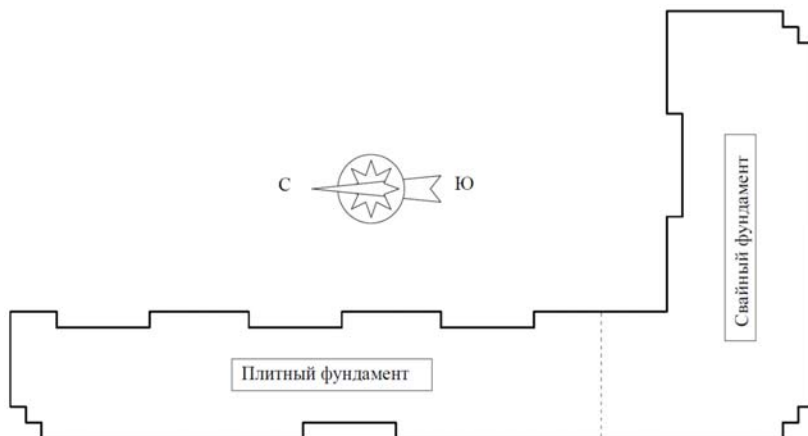


Рис. 4.4. Расположение фундаментов



Рис. 4.5. Дворовый фасад:
 св. ф. – свайный фундамент; пл. ф. – плитный фундамент;
 ТДШ – температурно-деформационный шов

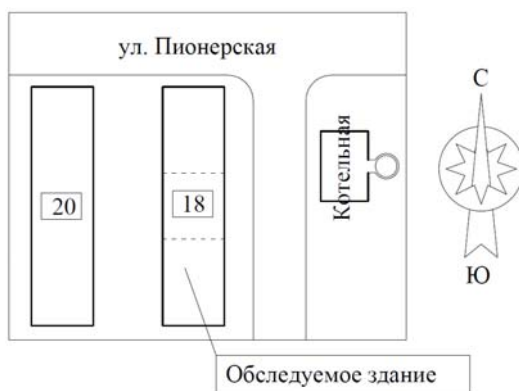


Рис. 4.6. Ситуационный план



Рис. 4.7. Западный фасад здания

Пятиэтажный жилой кирпичный дом по ул. Пионерская, 18 (рис. 4.6, 4.7). Фундаменты ленточные сборные. Здание построено в три очереди одинаковой длины. В местах расположения деформационно-осадочных швов появились вертикальные швы сразу после заселения дома. Причиной появления трещин является отсутствие швов.

4.3.2. ВЗАИМНОЕ ВЛИЯНИЕ РЯДОМ РАСПОЛОЖЕННЫХ ЗДАНИЙ

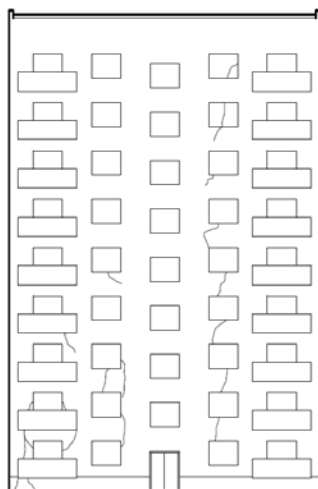
В нижеприведенных примерах проявилось это влияние. Приведены дополнительные примеры.

Девятиэтажное здание по ул. Рылеева, 70. Фундаменты ленточные сборные. Обследуемое здание расположено в 100 м от строящегося. Первые трещины появились в момент забивки свай. Были установлены маячки. В течение строительства нового дома трещины в обследуемом здании увеличились (рис. 4.8). Этому способствовало и длительное замачивание грунтов основания.

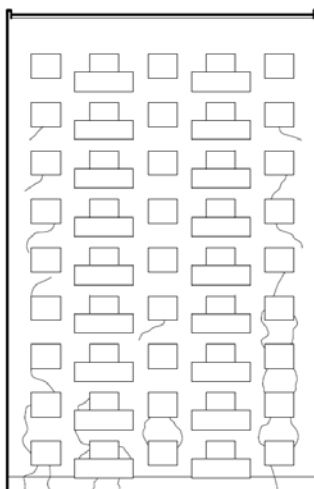
Пятиэтажный кирпичный дом по ул. Рылеева, 62, корпус 1 (рис. 4.9, 4.10). Фундаменты ленточные сборные. Ситуация, аналогичная вышеприведенной. В период строительства нового дома и забивки свай в существующем здании (корпус 2) возникли трещины на главном фасаде. Установили маячки и временно приостановили строительство. Подвал здания был заполнен канализационными стоками на высоту 2 м. Разрыв маячков свидетельствовал о том, что трещины продолжали развиваться в период окончания строительства.

Пятиэтажный кирпичный дом по ул. 1-я Полковая, 36 (рис. 4.11 – 4.13). Год постройки – 1970. Пристроенное семиэтажное здание по адресу: ул. Карла Маркса, 225а. Год пристройки – 1997.

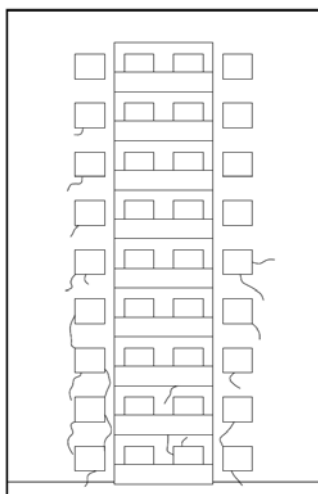
Фундаменты ранее построенного здания – ленточные. После пристройки на фасаде здания по ул. 1-я Полковая, 36 появились многочисленные трещины, проходящие через проемы здания. Расширился деформационный шов (рис. 4.12, 4.13).



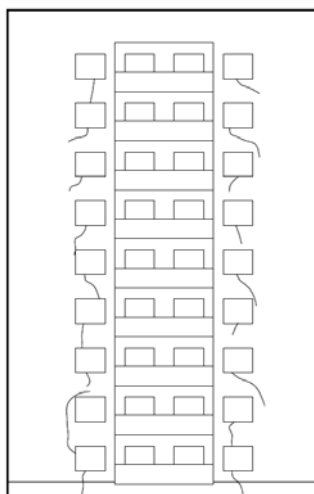
Южный фасад



Северный фасад



Западный фасад



Восточный фасад

Рис. 4.8. Фасад

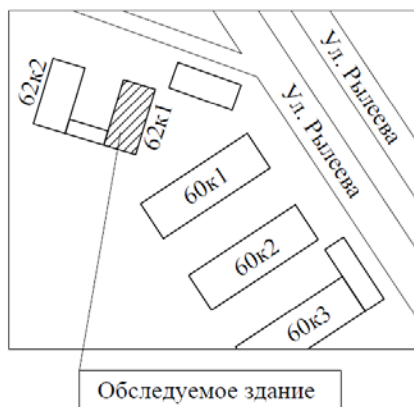


Рис. 4.9. Ситуационный план

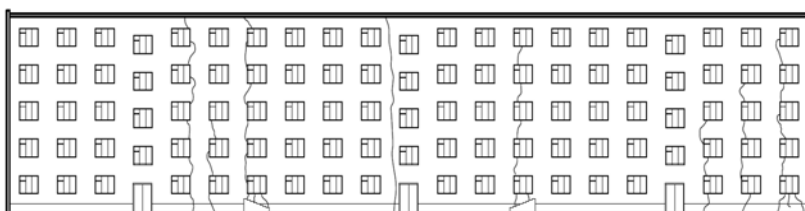


Рис. 4.10. Главный фасад здания



Рис. 4.11. Ситуационный план



Рис. 4.12. Фасад со стороны двора



Рис. 4.13. Фасад с улицы К. Маркса

Площадь Льва Толстого архитектурно оформлялся угол между пятиэтажным кирпичным домом до ул. Советской, 156 и четырехэтажным домом по адресу: ул. Советская, 156, расположенным перпендикулярно ул. Советской (рис. 4.14 – 4.16). Фундаменты первого здания ленточные сборные, второго – ленточные бутовые.

Техническое обследование и опросы жителей показали: в здании по ул. Советской, 158 новых трещин после пристройки не появилось. На рисунке 4.15 показаны ранее появившиеся трещины. В доме по адресу: Советская, 156 отмечено появление новых трещин и раскрытие старых стабилизировавшихся (рис. 4.16).

Заметим, что фундаментами пристройки являлись буронабивные сваи длиной 8 м. Такое инженерное решение является наиболее целе-

сообразным. При других конструкциях фундаментов пристройки повреждения существующих зданий были бы более значительными.

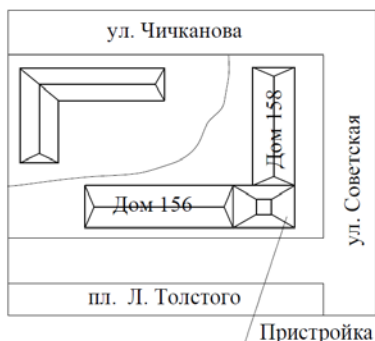


Рис. 4.14. Ситуационный план



Рис. 4.15. Фасад здания по ул. Советской, 158 (со стороны двора)



Рис. 4.16. Фасад здания по улице Советской, 156 (со стороны двора)

Четырехэтажное кирпичное здание. Фундаменты ленточные сборные. Здание построено в 1975 году. В 1986 году было пристроено девятиэтажное здание общежития (рис. 4.17, 4.18).

Вскоре в стенах техникума начали появляться многочисленные трещины, наклоненные в сторону общежития. В верхней части техникума произошло смыкание со стеной общежития и разрывание кладки (рис. 4.17). Многочисленные трещины появились и на дворовом фасаде здания техникума (рис. 4.18).

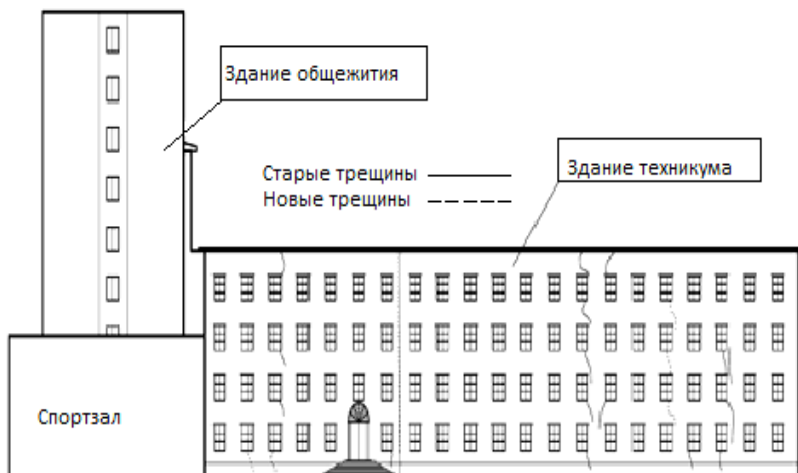


Рис. 4.17. Уличный фасад здания

Здание ДЮСШ «Спартак» по ул. Карла Маркса, 254. Здание построено в 1964 г. (рис. 4.19). Стены из керамического кирпича, фундаменты ленточные бутовые. В 1976 году возведена трехэтажная кирпичная постройка и частичная надстройка существующего здания (рис. 4.20). При надстройке этажа над седьмым отсеком в существующем здании нагрузки на основание значительно возросли, причем, неравномерно. Деформационный шов между зданиями стал раширяться, достигнув 80 мм. Между фундаментами зданий не был выполнен осадочный шов. Пристройка получила крен от здания. В верхней части шестого отсека существующего здания произошло смятие кладки на границе с седьмым надстроенным.

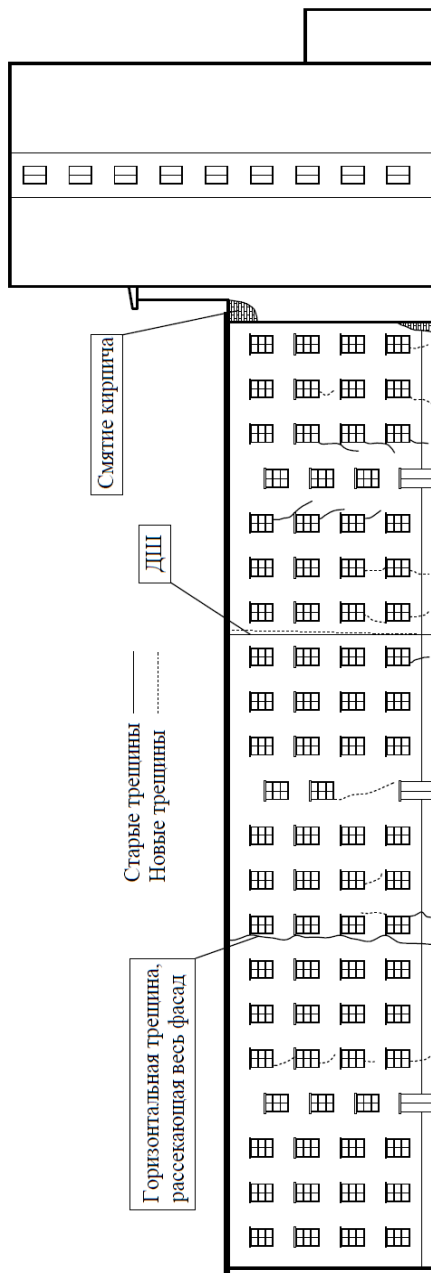


Рис. 4.18. Дворовый фасад здания



Рис. 4.19. Ситуационный план

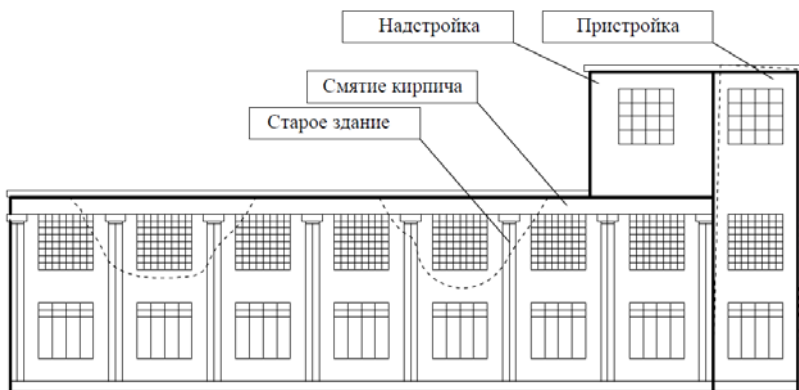


Рис. 4.20. Западный фасад

Приведем поучительный пример неучета взаимного влияния фундаментов при строительстве элеватора к г. Курске. Элеватор состоял из рабочей башни, двухэтажного административного здания, трех самостоятельных корпусов и расположенных между ними переходных галерей. Силосные корпуса построены на монолитных железобетонных плитах толщиной 1 м, а административное здание и переходные галереи – на ленточных сборных фундаментах глубиной 1,2 и 1,8 м. Осадки силосных корпусов были примерно одинаковые и составляли по замерам 24 см. Осадка ленточных фундаментов по расчету составляла 1,8 см. Вследствие значительной относительной разности осадок в

кирпичных стенах галереи и административного здания в стенах появились многочисленные сквозные трещины, разделившие стены на отдельные блоки (рис. 4.21). Здания разобрали и построили заново.

В производственных кирпичных зданиях неоднократно отмечались повреждения стен, вызванные со значительным изменением жесткости стен с пилястрами. В местах их расположения (например, через 6 м) толщина стен и жесткость резко возрастают. Увеличивается неравномерность осадок фундаментов. Это приводит к появлению трещин вблизи пилястр.

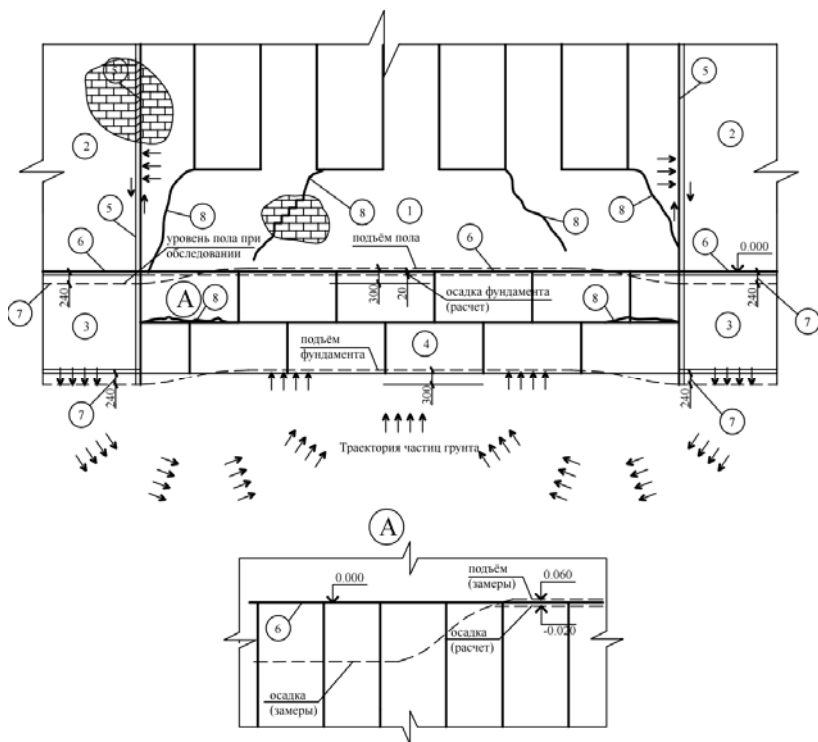


Рис. 4.21. Влияние фундаментных плит на ленточные фундаменты:

- 1 – встроенное здание; 2 – силосные корпуса;
- 3 – фундаментные плиты; 4 – ленточные фундаменты;
- 5 – деформационные швы; 6 – начальное положение;
- 7 – осадка плиты по наблюдениям;
- 8 – трещины; А – перемещение

4.3.3. ПОВРЕЖДЕНИЯ, СВЯЗАННЫЕ СО СЛОЖНЫМИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИМИ УСЛОВИЯМИ

Двухэтажное кирпичное здание по ул. Мичуринской, 7 (рис. 4.22). Фундаменты ленточные бутовые. Здание построено в 1956 г. В начале 1990-х гг. стены укрепляли металлическими тяжами (рис. 4.23, 4.24). Отмечалось многократное замачивание грунтов основания под подвалом. Сквозные трещины на фасадах стен развиваются, напряженные пояса установлены на половине здания. Следовало бы поставить их по контуру всего здания.

Шестиэтажное кирпичное здание по ул. Мичуринская, 117 (рис. 4.25). Фундаменты сборно-монолитные. По морфологическим элементам, просадочным свойствам, изменчивости модуля деформации территория здания относится к подрайону III-B₁, приводораздельный склон, по типу участка III-A₂-4 – насыпные грунты разной мощности. Неблагоприятным фактором является наличие верховодки. По всей высоте здания, по всем фасадам имеются трещины (рис. 4.26, 4.27).

Причиной возникновения трещин являются недопустимые неравномерные осадки фундаментов.

Двухэтажное кирпичное здание по ул. Зои Космодемьянской, 8 (рис. 4.28, 4.29). Фундаменты ленточные бутовые. Участок здания относится к типу III-A₂-2 – просадочные грунты. В здании и в соседних домах № 6 (примыкающие здания), № 4, № 2 имеются многочисленные сквозные трещины (рис. 4.30). Здания построены без учета особых свойств грунтов при длительных замачиваниях.

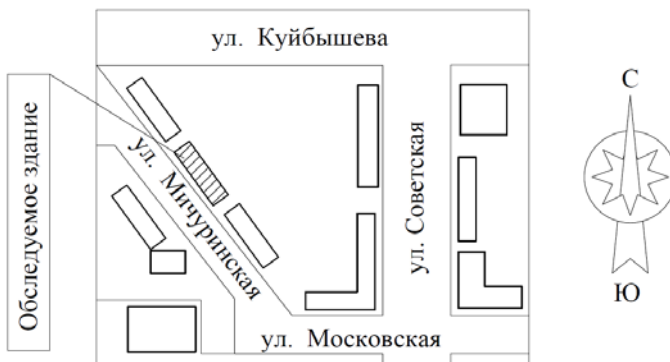


Рис. 4.22. Ситуационный план

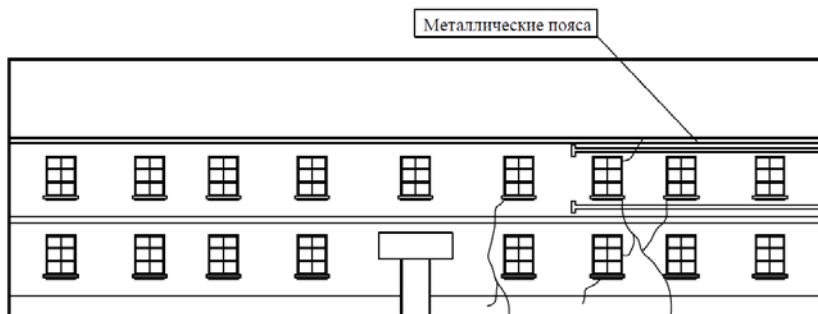


Рис. 4.23. Дворовый фасад



Рис. 4.24. Южный фасад



Рис. 4.25. Ситуационный план

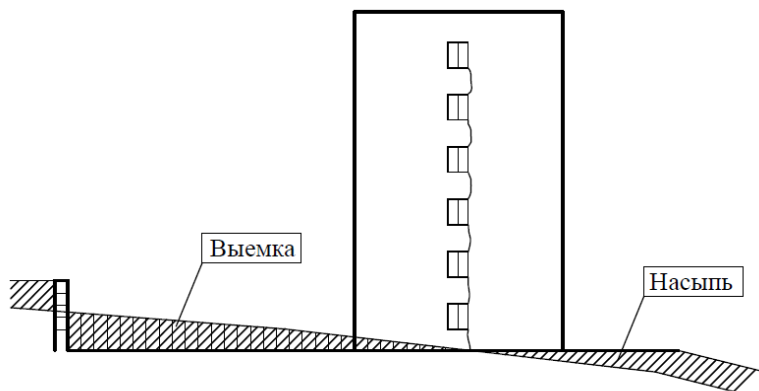


Рис. 4.26. Западный фасад

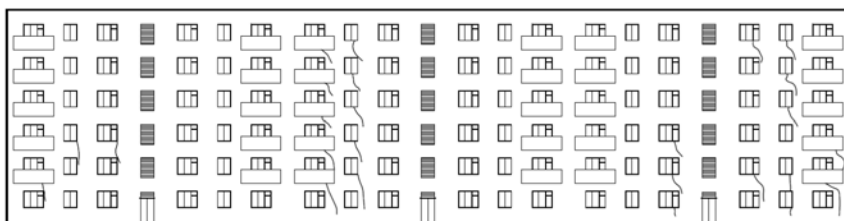


Рис. 4.27. Главный фасад



Рис. 4.28. Ситуационный план

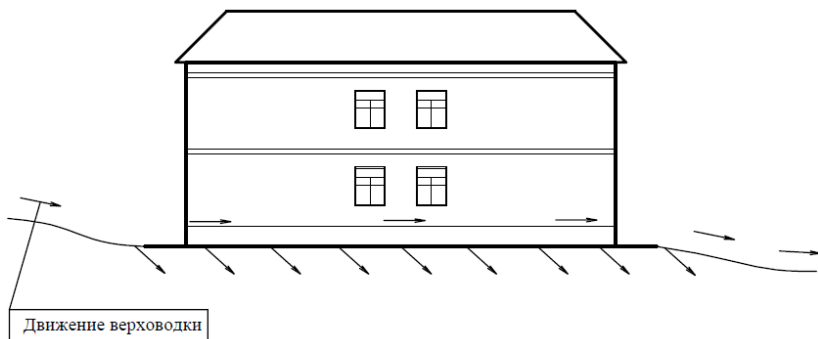


Рис. 4.29. Западный фасад

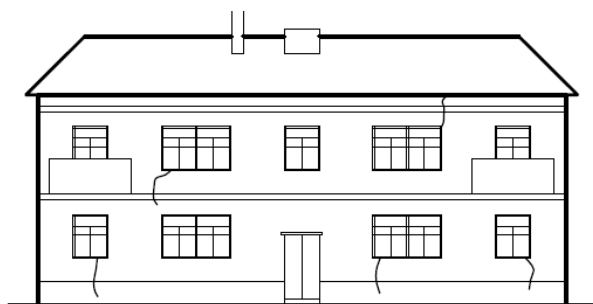


Рис. 4.30. Дворовый фасад



Рис. 4.31. Ситуационный план



Рис. 4.32. Главный фасад

Пятиэтажный кирпичный дом по ул. Советской, 148/25 (рис. 4.33). Фундамент ленточный. Участок относится ко второй террасе, по типу участка III-A₂-2 – просадочные грунты. В наружных стенах имеются многочисленные вертикальные трещины (рис. 4.34). Двор имеет вид замкнутого элемента. Отток талых и атмосферных вод затруднен. Происходит утечка воды в подвал из-за прорыва сетей.

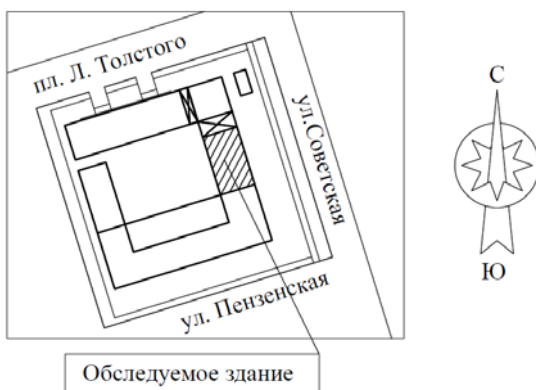


Рис. 4.33. Ситуационный план



Рис. 4.34. Фасад здания со стороны двора

4.3.4. НАРУШЕНИЕ ПРАВИЛ ЭКСПЛУАТАЦИИ

Перечисленные выше примеры также имеют элементы нарушений.

Пятиэтажный панельный дом по ул. Николая Вирты, 106. Фундаменты ленточные сборные. Построен в 1970-х гг. Отмечено разрушение защитного слоя железобетонных панелей, карнизных плит, наличие трещин и др. Ремонтно-восстановительные работы не проводились.

Пятиэтажный жилой дом по ул. Гоголя, 14. Фундаменты ленточные сборные. В здании отмечены многочисленные трещины, связанные с систематическим замачиванием просадочных грунтов.

Четырехэтажное кирпичное здание по ул. Мичуринской, 86. Фундаменты ленточные сборные. Разрушена часть стены северо-западного фасада, связанная с поломкой водосточных труб.

Значительные повреждения связаны с систематическим протеканием воды через поврежденную кровлю. Это, к примеру, пятиэтажный кирпичный дом по ул. Рылеева, 66 и многие другие.

К примерам нарушения правил эксплуатации относятся:

- систематическое замачивание оснований;
- протекание кровли;
- неисправности систем водоудаления с кровли;
- скопление воды на окружающих территориях;
- отрывка примком в подвалах;
- необоснованная перепланировка и надстройка;
- невыполнение своевременного ремонта.

Другие примеры см. в [25, 26].

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Полученные результаты экспериментов позволяют глубже понять работу и механизм разрушения несущих стен при наличии в них несиловых повреждений. С помощью выведенных эмпирических функций можно иметь представление о зависимости несущей способности моделей стен от изменяемых параметров рассмотренных видов повреждений. На основании полученных данных можно сделать следующие выводы:

1. Образцы без начальных дефектов и бокового обжатия чаще всего разрушаются по схеме сдвига из плоскости стены. В случаях с боковым обжатием достигнут 22%-ный эффект укрепления, при этом разрушение стало проходить по схеме диагонального сдвига в плоскости стены. С увеличением силы бокового обжатия несущая способность образцов снижалась почти линейно, что можно объяснить увеличением суммарной силы двухосного сжатия. Поскольку разрушение моделей стен, как правило, происходило по механизму сдвига в плоскости стены, в ней возникал перекося. Для достижения большего укрепляющего эффекта обжимное устройство должно препятствовать перекося стены (ее сдвигу по диагонали), т.е. должно быть более жестким.

2. С постепенным увеличением длины диагональной трещины несущая способность модели снижается почти линейно. Исследование влияния длины начальной диагональной трещины при $\bar{c}_2 < 0,75$ показало, что с ростом ее длины разрушающая нагрузка F_{dis} снижалась из-за концентрации сдвигающих напряжений в т. Д (рис. 3.16, б). После откола части АБД увеличивался эксцентриситет ОД. При $\bar{c}_2 \geq 0,75$ с увеличением длины начальной трещины прочность образца немного увеличивается, поскольку увеличивается площадь контактной поверхности между берегами начальной трещины, и, соответственно, возрастают силы трения между ними, увеличивая несущую способность образца в целом. С увеличением силы бокового обжатия распирающие усилия появляются при больших величинах нагрузок. В стадии упругой работы образца $F_{расп}$ увеличиваются медленнее, а разрушение происходит, как правило, по механизму сдвига в плоскости стены из-за перекося шарнирной обжимной струбцины. Влияние силы обжатия на несущую способность образца отражено на рис. 3.22, з, где мы видим, что при нулевом боковом обжатии эффект укрепления не достигнут, а в остальных случаях этот эффект составляет 10...13%.

3. Глубина штрабы значительно влияет на несущую способность образца, например, при $h_3 = 0,5h$ несущая способность снижается на 75...80%. Это связано с тем, что при увеличении глубины штрабы уменьшается поперечное сечение стены и увеличивается эксцентриситет.

При глубине штрабы $\bar{h}_2 = 0,25$ разрушение идет по механизму сдвига из плоскости стены, а при глубине штрабы $\bar{h}_2 = 0,5$ имеет место значительный эксцентриситет, приводящий к разрушению по механизму изгиба. Эффект укрепления в случае с ограничением боковых деформаций без обжатий равен $\approx 115\%$, а при максимальном обжатии составил $\approx 175\%$.

4. Несущая способность моделей с оконными и дверными проемами при одинаковой ширине простенков приблизительно одинакова. Рисунок 3.51, в, показывает, что боковое обжатие увеличивает несущую способность моделей стен на 85...90%. В случаях, когда боковое обжатие $F_x = 0$, обжимное устройство только ограничивало распирающие напряжения, эффект укрепления был равен 30...35%. С увеличением $F_x = 0,028$ несущая способность возрастала, а с дальнейшим увеличением F_x , эффект усиления спадал.

5. В случае снижения площади неполного симметричного опирания по краям образцов без бокового обжатия на 34%, несущая способность снижалась на $\approx 30\%$, а при снижении площади на 50% – падает на 35% (рис. 3.59).

6. При снижении площади неполного асимметричного опирания на 25%, несущая способность модели падает на 64% (участок А-Б рис. 3.53). С дальнейшим снижением площади опоры такой резкой зависимости не наблюдается.

7. При увеличении $\bar{a}_1 > 0,75$ несущая способность модели со сквозными наклонными трещинами плавно падает на 64% (участок А-Б, рис. 3.14, д). С дальнейшим увеличением \bar{a}_1 несущая способность возрастает (участок Б-В).

8. С увеличением глубины начальной несквозной трещины до $\bar{h}_1 = 0,75$, несущая способность модели снижается (участок А-Б, рис. 3.12). При дальнейшем увеличении глубины трещины несущая способность начинает возрастать (участок Б-В). Это можно объяснить увеличением степени включения в работу прорезанного начальной трещиной слоя.

9. Увеличение длины вертикальной трещины почти не влияет на ход разрушения образца и слабо снижает его несущую способность (рис. 3.8, ж). С увеличением числа вертикальных трещин несущая способность модели в целом уменьшается (рис. 3.9), что можно объяснить возрастающей гибкостью каждого «столба» в отдельности.

10. Несущая способность образцов на песчаной подсыпке ниже, чем без подсыпки, в среднем, в 1,33 раза. Песчаная подсыпка создает сильные растягивающие напряжения в приопорной зоне.

11. С увеличением числа точечных опор несущая способность модели на участке А-Б возрастает пропорционально увеличению числа точечных опор. С дальнейшим увеличением числа точек опирания зависимость

разрушающей нагрузки от числа точечных опор снижается (участок *Б-В* рис. 3.4).

12. При угле естественной сквозной трещины $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ (участок *А-Б* на рис. 3.5) несущая способность снижается, а в интервале $60 \dots 0^\circ$ – возрастает. Это объясняется увеличением сил трения между берегами трещин. Влияние горизонтальной трещины на несущую способность модели не выявили.

13. Полученные эмпирические зависимости могут быть использованы для оценки влияния рассмотренных выше дефектов на несущую способность стен. Выявлен механизм разрушения при разных видах и параметрах дефектов может послужить основой при разработке теоретических решений. Из дефектов неполного опирания наиболее опасным и сильно снижающим несущую способность стены является асимметричное неполное опирание. Из начальных сквозных трещин наиболее опасной является диагональная. Дефекты точечного опирания провоцируют быстрое появление сквозных наклонных трещин. Самым опасным из них оказалось единичное точечное опирание.

14. Отмечено значительное влияние характера армирования модели на величину разрушающей нагрузки, деформацию боковой поверхности, механизм разрушения. Наибольший эффект получен при испытании моделей, армированных двумя сетками с поперечными стержнями (прочность моделей возрастает на 40%).

15. Более полное представление о механизме взаимодействия здания с грунтовым основанием можно найти в работах [3, 4, 6, 9 – 11, 16 – 18, 27, 45 и др.], а механизм разрушения материалов в [22, 29, 39].

16. Вопросы прочности материалов, конструкций, а также теоретические разработки, связанные со зданиями, описаны [4, 13, 15, 17, 20, 22, 24, 34, 35, 41, 43, 51 – 53 и др.].

Фибры оказывают большое влияние на трещиностойкость модели. С увеличением коэффициента армирования μ нагрузка трещинообразования возрастает (при $\mu_s = 0,6\%$ трещиностойкость моделей возрастает на 88%).

С увеличением начального торцового обжатия возрастает несущая способность модели (с увеличением F_{x0} до 9 кН прочность моделей возрастает на 17%). В процессе роста вертикальной продольной нагрузки возрастает горизонтальное торцовое давление.

Во всех случаях наблюдаются горизонтальные перемещения боковой грани вследствие проявления эффекта Пуассона. Наиболее интенсивно перемещения возрастают при нагрузках, близких к предельным.

Размеры, форма и расположение проемов как концентраторов напряжений оказывают значительное влияние на прочность и трещиностойкость (при наличии проемов прочность и трещиностойкость снижаются в 2 – 4 раза). Целенаправленным армированием можно существенно и эффективно повышать работоспособность стен.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Баранова, Т. И.** Моделирование работы стен с отверстиями и проемами / Т. И. Баранова, Н. Н. Ласьков, Р. Р. Васильев // Вестник Волжского регионального отделения РААСН. – Н. Новгород : ННГАСУ, 2000. – Вып. 4. – С. 174 – 181.
2. **Баранова, Т. И.** Обеспечение безопасности зданий и стеновых конструкций / Т. И. Баранова, А. С. Шкутов // Актуальные проблемы современного строительства : материалы Междунар. науч.-техн. конф. – Пенза : ПГУАС, 2007. – Ч. 1. – С. 47 – 50.
3. **Бедов, А. И.** Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций : учебное пособие / А. И. Бедов, А. И. Габитов. – М. : АСВ, 2008. – 568 с.
4. **Беленцов, Ю. А.** Причины разрушения кирпичной кладки / Ю. А. Беленцов, В. М. Комов // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2006. – № 1. – С. 32–33.
5. **Беляев, Н. М.** Соппротивление материалов / Н. М. Беляев. – М. : Физматгиз, 1962. – 856 с.
6. **Васильев, И. Л.** Влияние инженерно-геологических условий Тамбова на деформации зданий / И. Л. Васильев, В. В. Леденев, Я. В. Савинов // Усиление оснований и фундаментов аварийных зданий и сооружений : материалы Междунар. науч.-практ. конф. – Пенза, 2000. – С. 33 – 36.
7. **Васильев, Р. Р.** Прочность ж/б стен с проемами при действии поперечных стен : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Р. Р. Васильев. – Пенза : ПГАСУ, 2000. – 163 с.
8. **Водопьянов, Р.** Программный комплекс «МОНОМАХ» версии 4.5 для автоматизированного расчета и проектирования строительных конструкций / Р. Водопьянов, А. Гасанов, А. Лазарев // САПР и графика. – 2009. – № 5. – С. 60 – 63.
9. **Гарагаш, Б. А.** Аварии и повреждения системы «здание–основание» и регулирование надежности ее элементов / Б. А. Гарагаш. – Волгоград, 2001. – 519 с.
10. **Гарагаш, Б. А.** Надежность пространственных регулируемых систем «основание–сооружение» при неравномерных деформациях основания : монография. – В 2-х т. / Б. А. Гарагаш. – М. : АСВ, 2012. – Т. I. – 416 с.; Т. II. – 472 с.
11. **Гарагаш, Б. А.** Надежность стохастических пространственных систем сооружений и оснований при неоднородных деформациях оснований : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02, 05.23. 17 / Б. А. Гарагаш. – Волгоград : Вол-ГУ, 2000. – 378 с.
12. **Гидрогеология СССР.** Воронежская область, Курская область, Белгородская область, Брянская область, Орловская область, Липецкая область, Тамбовская область. – М. : Недра, 1971. – Т. IV. – 499 с.

13. **Гнедина, Л. Ю.** Экспериментальное определение прочностных характеристик различного вида кирпича и кирпичной кладки при центральном сжатии / Л. Ю. Гнедина // Строительные материалы. – 2007. – № 12. – С. 11–12.
14. **Гроздов, В. Т.** Дефекты строительных конструкций и их последствия учебное пособие / В. Т. Гроздов. – СПб., 2005. – 136 с.
15. **Деркач, В. Н.** Методы оценки прочности каменной кладки в отечественной и зарубежной практике обследования зданий и сооружений / В. Н. Деркач, Н. М. Жерносек // Вестник Белорусско-Российского университета. – 2010. – № 3(28). – С. 135 – 143.
16. **Добромыслов, А. Н.** Диагностика повреждений зданий и инженерных сооружений : справочное пособие / А. Н. Добромыслов. – М. : АСВ, 2006. – 256 с.
17. **Донченко, О. М.** Проблемы повышения прочности и поперечного армирования кладки / О. М. Донченко, И. А. Дегтев, А. Е. Наумов // Рациональные энергосберегающие конструкции, здания и сооружения в строительстве и коммунальном хозяйстве : материалы Междунар. науч.-практ. конф. – Белгород : Изд-во БелГТАСМ, 2002. – Ч. 1. – С. 54 – 63.
18. **Емельянов, Д. В.** Ошибки, допускаемые при строительстве и эксплуатации зданий / Д. В. Емельянов, И. А. Комаров // Сборник статей магистрантов. – Тамбов : Изд-во ТГТУ, 2006. – Вып. № 6. – С. 61 – 68.
19. **Жилые и общественные здания** : краткий справочник инженера-конструктора / под ред. Ю. А. Дыховичного и В. И. Колчунова. – М. : АСВ, 2011. – Т. I. – 360 с.
20. **Житушкин, В. Г.** Определение прочности кладки из кирпича в натуральных условиях / В. Г. Житушкин, В. Н. Кучеров // Жилищное строительство. – 2001. – № 9. – С. 11–12.
21. **Жусупбеков, Б.** Прочность и деформации крупнопанельных стен при одновременном действии горизонтальных знакопеременных и вертикальных нагрузок : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Б. Жусупбеков. – М. : МГАСУ, 1984. – 216 с.
22. **Зайцев, Ю. В.** Механика разрушения для строителей / Ю. В. Зайцев. – М. : Высшая школа, 1991. – 288 с.
23. **Иванов, А.** Расчет прочности стеновых конструкций многоэтажных монолитных зданий при использовании метода конечных элементов / А. Иванов // Бетон и железобетон. – 2004. – № 4. – С. 18 – 20.
24. **Ласьков, Н. Н.** Прочность и деформативность монолитных крупнопанельных и каменных зданий, экспериментально-теоретические исследования, конструирования : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01 / Н. Н. Ласьков. – Пенза : ПГАСУ, 2002. – 401 с.
25. **Леденёв, В. В.** Предупреждение аварий : учебное пособие / В. В. Леденёв, В. И. Струлев. – Тамбов : Изд-во ТГТУ, 2000. – 278 с.
26. **Леденёв, В. В.** Причины повреждений и разрушений кирпичных зданий / В. В. Леденёв, В. Г. Однолько, А. В. Колесникова // Вестник Тамбовского государственного технического университета. – 2014. – Т. 20, вып. 1. – С. 141 – 152.
27. **Леденёв, В. В.** Прочность стен с трещинами при совместном действии вертикальных и горизонтальных сдвигающих нагрузок / В. В. Леденёв,

Я. В. Шукин, А. В. Переделкин // Вестник Тамбовского государственного технического университета. – Т. 13, № 1Б. – С. 185 – 193.

28. **Леденёв, В. В.** Распространенные виды повреждений стен и методики учета влияния их на остаточную прочность / В. В. Леденёв, В. В. Емельянов, Я. В. Савинов // Вестник Тамбовского государственного технического университета. – Т. 10, № 4В. – С. 1094 – 1102.

29. **Леденёв, В. В.** Теоретические основы механики деформирования и разрушения : монография / В. В. Леденёв, В. Г. Однолько, З. Х. Нуген. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2013. – 312 с.

30. **Леденёв, В. И.** Физико-технические основы эксплуатации кирпичных стен : учебное пособие / В. И. Леденёв, И. В. Матвеева, П. В. Монастырев. – М. : АСВ, 2008. – 160 с.

31. **Леденёв, В. И.** Физико-технические основы эксплуатации наружных кирпичных стен гражданских зданий : учебное пособие / В. И. Леденёв, И. В. Матвеева. – Тамбов : Изд-во ТГТУ, 2005. – 160 с.

32. **Лужин, О. В.** Обследование и испытание сооружений : учеб. для вузов / О. В. Лужин. – М. : Стройиздат, 1987. – 263 с.

33. **Онищик, Л. И.** Прочность и устойчивость каменных конструкций : учебник / Л. И. Онищик. – Л. : Главредстройлит, 1937. – 292 с.

34. **Пангаев, В. В.** О причинах разрушения многорядной каменной кладки при сжатии : монография / В. В. Пангаев. – Новосибирск : НГАСУ, 2003. – 72 с.

35. **Пангаев, В. В.** Последовательность разрушения многорядной каменной кладки при сжатии / В. В. Пангаев // Известия вузов. Строительство. – 2001. – № 12. – С. 107 – 113.

36. **Пангаев, В. В.** Развитие расчетно-теоретических методов исследования прочности кладки каменных конструкций : автореф. дис. ... д-ра техн. наук / В. В. Пангаев. – М. : НГАСУ, 2009. – 35 с.

37. **Пангаев, В. В.** Разрушение сжатой каменной кладки / В. В. Пангаев // Известия Вузов. Строительство. – 2000. – № 12. – С. 7 – 12.

38. **Переделкин, А. В.** Применение программного комплекса «ANSYS» для расчета НДС бетонных пластин с дефектами в виде наклонных ступенчатых трещин / А. В. Переделкин // Сборник статей магистрантов. – Тамбов : Изд-во ТГТУ, 2006. – Вып. № 4. – С. 45 – 52.

39. **Рабинович, Ф. Н.** Композиты на основе дисперсно-армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции : монография / Ф. Н. Рабинович. – М. : АСВ, 2004. – 560 с.

40. **Расчет железобетонных конструкций по трещиностойкости и деформациям** / А. С. Залесов, Э. Н. Кодыш, Л. Л. Лемыш, И. К. Никитин. – М. : Стройиздат, 1988. – 320 с.

41. **Савинов, Я. В.** Основные причины повреждения несущих стеновых конструкций и рекомендации по их предотвращению на примере г. Тамбова : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Я. В. Савинов. – Воронеж : ВГАСУ, 2003. – 235 с.

42. **Семенов, А. А.** Проектно-вычислительный комплекс SCAD в учебном процессе : учебное пособие / А. А. Семенов, А. И. Габитов. – М. : АСВ, 2005. – 152 с.

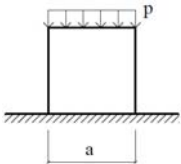
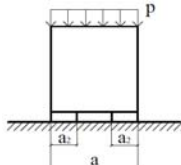
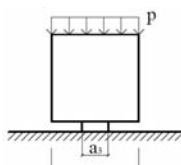
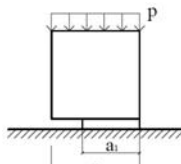
43. **СНиП 2.01.07–85***. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. – М. : ФГУП ЦПП, 2003.
44. **СНиП II–22–81***. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой России. – М. : ФГУП ЦПП, 2004.
45. **Соколов, Б. С.** Исследования сжатых элементов каменных и армокаменных конструкций : научное издание / Б. С. Соколов, А. Б. Антаков. – М. : АСВ, 2010. – 111 с.
46. **Сотников, С. Н.** Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих зданий и сооружений (опыт строительства в условиях Северо – Запада СССР) : учебное издание / С. Н. Сотников, В. Г. Симагин, В. П. Вершинин. – М. : Стройиздат, 1986. – 96 с.
47. **СП 15.13330.2012.** Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II–22–81*.
48. **СП 63.13330.2012.** Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52–01–2003.
49. **Туманов, А. В.** Прочность армированных стен из кирпичной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А. В. Туманов. – Пенза : ПГАСУ, 2002. – 190 с.
50. **Улыбин, А. В.** О методах контроля прочности керамического кирпича при обследовании зданий и сооружений / А. В. Улыбин, С. В. Зубков // Инженерно-строительный журнал. – 2012. – № 3(29). – С. 29 – 34.
51. **Физдель, И. А.** Дефекты и методы их устранения в конструкциях и сооружениях : учебное пособие / И. А. Физдель. – М. : Стройиздат, 1970. – 175 с.
52. **Чан, Л. В.** Влияние способов армирования на несущую способность стен в условиях двухосного нагружения / Л. В. Чан // Магистратура ТГТУ. Сборник научных статей. – Тамбов, 2011. – Вып. 21. – С. 158 – 164.
53. **Черкашин, А. В.** Исследование работы модели диафрагмы крупнопанельного здания с несимметрично расположенными проёмами при действии горизонтальных знакопеременных нагрузок / А. В. Черкашин, Н. П. Цапко, Б. Жусунбеков // Экспресс-информация ВНИИИС. – Пенза, 1983. – Вып. 2, сер. 13.59.
54. **Чьонг, Х. З.** Исследование несущей способности моделей стен в условиях двухосного нагружения / Х. З. Чьонг, В. В. Леденёв // Магистратура ТГТУ. Сборник научных статей. – Тамбов, 2011. – Вып. 21. – С. 43 – 49.
55. **Шкутов, А. С.** Прочность стеновых панелей с технологическими отверстиями при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А. С. Шкутов. – Пенза : ПГАСУ, 2008. – 229 с.
56. **Шкутов, А. С.** Экспериментальное исследование характера разрушения стен с проемами // Устойчивое развитие городов и новации жилищно-коммунального комплекса : материалы пятой Междунар. науч.-техн. конф. – М. : МИКХиС, 2007. – Т. 2. – С. 152 – 155.

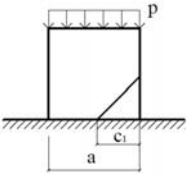
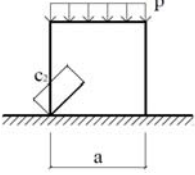
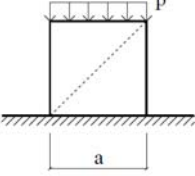

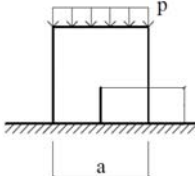
В книге использованы материалы магистерских диссертаций, выполненных на кафедре «Конструкции зданий и сооружений» ФГБОУ ВПО «ТГТУ», под руководством В. В. Леденёва, Д. В. Емельянова, В. В. Емельянова, А. В. Переделкина, А. В. Колесниковой.

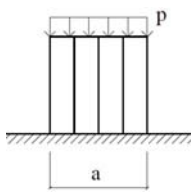
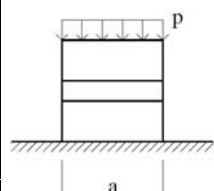
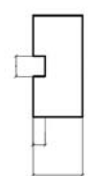
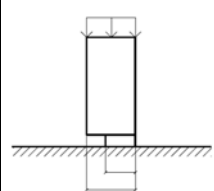
ПРИЛОЖЕНИЯ

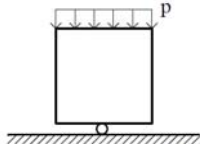
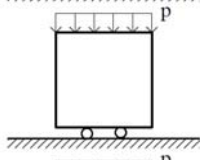
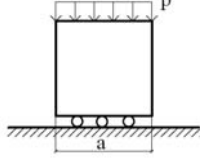
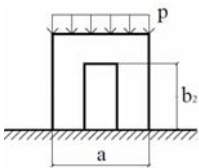
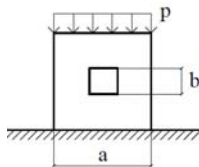
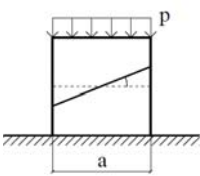
ПРИЛОЖЕНИЕ 1

П1.1. Влияние начальных дефектов в моделях стен на их несущую способность

№	Вид дефекта	Параметр дефекта		Схема образцов с дефектами	$F_{ср. н}$, кН 10	F_{dis} , кН 10	\bar{F}_{dis} , кН 10
		индекс	величина				
<i>Неармированные образцы</i>							
1	Без начальных дефектов	—	—		18,08	18,95	1
2		\bar{a}_2	0,66		—	14,17	0,75
			0,5		—	13,17	0,7
3	Неполное опирание	\bar{a}_3	0,33		—	8,37	0,44
			0,5		9,07	9,53	0,5
			0,66		10,9	11,12	0,59
4		\bar{a}_1	0,5		—	6,27	0,33
			0,75		—	6,08	0,36

№	Вид дефекта	Параметр дефекта		Схема образцов с дефектами	$F_{ср.н}$, кН 10	F_{dis} , кН 10	\bar{F}_{dis} , кН 10
		индекс	величина				
5	Сквозные наклонные трещины	\bar{c}_1	0,25		–	17,5	0,92
			0,5		–	13,88	0,73
			0,75		–	6,76	0,36
			1		–	11,02	0,58
6	Сквозная наклонная трещина по диагонали	\bar{c}_2	0,2		–	15,93	0,84
			0,33		–	11,5	0,61
			0,5		–	12,4	0,65
			0,75		–	9,2	0,49
7	Несквозная наклонная трещина	\bar{h}_1	0,25		–	14,63	0,77
			0,5		–	11,57	0,61
			0,75			–	9,4
8	Сквозные вертикальные трещины	c	0,25		–	20,4	1,08
			0,5		–	18,2	0,96
			0,75		–	16,9	0,89

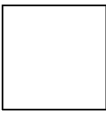
№	Вид дефекта	Параметр дефекта		Схема образцов с дефектами	$F_{ср. н}$, кН 10	F_{dis} , кН 10	\bar{F}_{dis} , кН 10
		индекс	величина				
9	Сквозные вертикальные трещины по всей высоте	n	1		—	13,3	0,7
			2		—	13,47	0,71
			3		7,3	7,8	0,41
			4		8,25	8,45	0,45
10	Образцы со штрабой	\bar{h}_2	0,25		5,8	6,82	0,36
			0,5		3,22	3,82	0,2
11	Неполное опирание по толщине	—	—		8	8,9	0,47

№	Вид дефекта	Параметр дефекта		Схема образцов с дефектами	$F_{ср.н}$, кН 10	$F_{дис}$, кН 10	$\bar{F}_{дис}$, кН 10
		индекс	величина				
12	Точечное опирание по длине	-	1		2	2,2	0,12
			2		-	4	0,21
			3		5	5,7	0,3
13	Образец с дверным проемом	-	-		5	5,45	0,29
14	Образец с оконным проемом	-	-		2,10	5,53	0,29
15	Сквозные наклонные трещины	α	30		-	13,4	0,71
			45		-	14,2	0,68
			60		-	8,5	0,63
			90		-	8,2	0,66

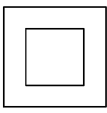
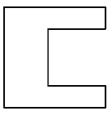
II.1. Серия I и II – образец без проема с армированием

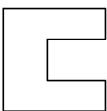
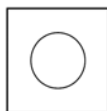
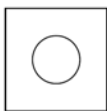
Марка модели	Эскиз модели	Прочность кубиков на сжатие $\sigma_{сж}$, МПа	Характеристики образца						$F_{срс}$ кН	$F_{дис}$ кН	$F_{срс}/F_{срс0}$	$F_{дис}/F_{дис0}$
			h	b	t	h'	b'	h'/h				

Серия I – Образец без проема и без армирования

СрI ₃₀ -ББ		12,2	300	300	30	–	–	–	–	87	114	1	1
		12,2	300	300	30	–	–	–	–	90	118	1	1
		11,6	300	300	30	–	–	–	–	93	119	1	1



Серия II – Образец с проемом и без армирования



СрII ₃₀ -БПКв1		10,7	300	300	30	170	170	0,57	0,57	21	44	0,23	0,38
		11	300	300	30	170	170	0,57	0,57	18	39	0,2	0,33
		11	300	300	30	170	170	0,57	0,57	16	42	0,18	0,36
СрII ₃₀ -БПКв2		9,5	300	300	30	170	170	0,57	0,57	13	21	0,14	0,18
		10,3	300	300	30	170	170	0,57	0,57	15	24	0,17	0,21

Марка модели	Эскиз модели	Прочность кубиков на сжатие $\sigma_{сжс}$ МПа	Характеристики образца						$F_{срс}$ кН	$F_{дис}$ кН	$F_{срс}/F_{срс0}$	$F_{дис}/F_{дис0}$	
			h	b	t	h'	b'	h'/h					b'/b
СрП ₃₀ -БПШр1		9,1	300	300	30	170	120	0,57	0,4	17	36	0,19	0,31
СрП ₃₀ -БПШр1		11,2	300	300	30	170	120	0,57	0,4	19	33	0,21	0,28
СрП ₃₀ -БПКр1		11,8	300	300	30	160	160	0,53	0,53	27	50	0,19	0,43
СрП ₃₀ -БПКр1		12,1	300	300	30	160	160	0,53	0,53	29	52	0,32	0,44
СрП ₃₀ -БПКр1		15,5	300	300	30	160	160	0,53	0,53	31	57	0,34	0,49
СрП ₃₀ -БПКр2		11,5	300	300	30	140	140	0,47	0,47	28	63	0,31	0,54
СрП ₃₀ -БПКр2		11,5	300	300	30	140	140	0,47	0,47	33	71	0,37	0,61
СрП ₃₀ -БПКр2		15,2	300	300	30	140	140	0,47	0,47	36	67	0,4	0,57

Примечание: h, b, t – высота, ширина и толщина моделей; h', b' – высота и ширина прямоугольного проема и диаметр круглого; $F_{срс}$ – нагрузка третинообразования; $F_{дис}$ – разрушающая нагрузка; СрП-ББ – модель серии I толщиной i мм без проема и без армирования; СрП₃₀-БПКв – модель серии II толщиной 30 мм без армирования, имеющая квадратный проем; СрП₃₀-БПШр – модель серии II толщиной 30 мм без армирования, имеющая прямоугольный проем; СрП₃₀-БПКр – модель серии II толщиной 30 мм без армирования, имеющая круглый проем.

П2.2. Серия Ш – образец без проема с армированием

Марка модели	Эскиз модели	Прочность кубиков на сжатие σ_c , МПа	Схема армирования						F_{grs} , кН	F_{dis} , кН	F_{top} , кН	F_{dis} , кН	Примечание	
			d_{sx} , мм	d_{sy} , мм	a_{sx} , мм	a_{sy} , мм	Количество сеток	Коэффициент армирования μ , %						
СрШ ₅₀ -АБС ₁		14,8	3	3	50	50	1	–	55	166	0	0,84	Полеречные стержни	
СрШ ₅₀ -АБС ₁		14,8	3	3	50	50	1	–	62	183	3	3,46		
СрШ ₅₀ -АБС ₁		14,8	3	3	50	50	1	–	64	179	6	6,61		
СрШ ₅₀ -АБС ₁		14,8	3	3	50	50	1	–	46	196	9	9,35		
СрШ ₅₀ -АБС ₁		14,8	3	3	50	50	1	–	43	236	15	16,52		
СрШ ₅₀ -АБС ₁		14,8	3	3	50	50	1	–	40	239	20	21,87		
СрШ ₅₀ -АБС ₂			15,1	3	3	50	50	2	–	65	183	0		0,47
СрШ ₅₀ -АБС ₂			15,1	3	3	50	50	2	–	71	192	3		3,31
СрШ ₅₀ -АБС ₂	15,1		3	3	50	50	2	–	73	204	6	6,69		
СрШ ₅₀ -АБС ₂	15,1		3	3	50	50	2	–	57	218	9	9,39		
СрШ ₅₀ -АБС ₂	15,1		3	3	50	50	2	–	54	228	15	16,03		
СрШ ₅₀ -АБС ₂	15,1		3	3	50	50	2	–	53	234	20	20,86		

Марка модели	Экзиз модели	Прочность кубиков на сжатие σ_c , МПа	Схема армирования						F_{grs} , кН	F_{dis} , кН	F_{top} , кН	F_{dis} , кН	Примечание
			a_{sx} , мм	a_{sy} , мм	a_{sx} , мм	a_{sy} , мм	Количество сеток	Коэффициент армирования μ , %					
СрШ ₅₀ -АБС ₂ П		15,1	3	3	50	50	2	—	78	281	0	0,57	дли- ной 30 мм диамет- ром 3 мм шаг 50 мм
СрШ ₅₀ -АБС ₂ П		15,1	3	3	50	50	2	—	81	298	3	3,59	
СрШ ₅₀ -АБС ₂ П		15,1	3	3	50	50	2	—	86	292	6	6,42	
СрШ ₅₀ -АБС ₂ П		15,1	3	3	50	50	2	—	73	320	9	9,74	
СрШ ₅₀ -АБС ₂ П		15,1	3	3	50	50	2	—	71	258	15	16,32	
СрШ ₅₀ -АБС ₂ П		15,1	3	3	50	50	2	—	71	265	20	21,28	
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,02}		14,8	—	—	—	—	—	0,02	55	153	0	0,30	Фибры: $l = 2 \dots 5$ см; $d = 1$ мм
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,02}		14,8	—	—	—	—	—	0,02	62	164	3	3,90	
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,02}		14,8	—	—	—	—	—	0,02	69	167	6	6,33	
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,02}		14,8	—	—	—	—	—	0,02	71	171	9	9,63	
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,02}		14,8	—	—	—	—	—	0,2	75	182	3		
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,02}		14,8	—	—	—	—	—	0,2	78	194	6		
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,2}		14,8	—	—	—	—	—	0,2	80	204	9		Фибры: $l = 2 \dots 5$ см; $d = 1$ мм
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,2}		14,8	—	—	—	—	—	0,2	84	208	15		
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,2}		14,8	—	—	—	—	—	0,2	89	215	20		
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,2}		14,8	—	—	—	—	—	0,2					

Марка модели	Эскиз модели	Прочность кубиков на сжатие σ , МПа	Схема армирования						F_{dbs} , кН	F_{300} , кН	F_{300} , кН	Примечание
			d_{sx} , мм	d_{sy} , мм	a_{sx} , мм	a_{sy} , мм	Кол-во листов сеток	Коэффициент армирования μ , %				
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,3}		14,8	-	-	-	-	0,3	86	180	0		
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,3}		14,8	-	-	-	-	0,3	89	191	3		
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,3}		14,8	-	-	-	-	0,3	90	210	6		
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,4}		14,8	-	-	-	-	0,4	89	204	0		
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,4}		14,8	-	-	-	-	0,4	92	209	3		
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,4}		14,8	-	-	-	-	0,4	97	217	6		
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,5}		14,8	-	-	-	-	0,5	91	206	0		
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,5}		14,8	-	-	-	-	0,5	113	226	3		
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,5}		14,8	-	-	-	-	0,5	116	236	6		
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,6}		14,8	-	-	-	-	0,6	96	215	0		
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,6}		14,8	-	-	-	-	0,6	126	240	3		
СрШ ₅₀ -АБФ _{0,6}		14,8	-	-	-	-	0,6	132	269	6		

Примечание: h , b , t – высота, ширина и толщина моделей; F_{300} – нагрузка трещинообразования; F_{dbs} – разрушающая нагрузка; d_{sx} , d_{sy} – диаметр проволоки по координатным осям; μ – процент армирования; СрШ₅₀-АБС₁ – модель серии III без проема толщиной 50 мм, армирована одной сеткой; СрШ₅₀-АБС₂ – модель серии III без проема толщиной 50 мм, армирована двумя сетками; СрШ₅₀-АБС₂П – модель серии III без проема толщиной 50 мм, армирована двумя сетками и поперечными стержнями; СрШ₅₀-АБФ₁ – модель серии III без проема толщиной 50 мм, армирована фибрами с $\mu = i$ %.

П2.3. Серия IV – образец без проема с армированием

Марка модели	Прочность кубиков на сжатие $\sigma_{сжк}$, МПа	Схема армирования						$F_{срс}$, кН	$F_{дис}$, кН	$F_{срс}/F_{срс0}$	$F_{дис}/F_{дис0}$
		$d_{сз5}$, мм	$d_{сп5}$, мм	$a_{сз5}$, мм	$a_{сп5}$, мм	Количество сеток	Коэффициент армирования μ , %				
СрIV ₃₀ -АПКр ₁ Ф _{0,02}	14,8	–	–	–	–	–	–	41	56	0,46	0,48
СрIV ₃₀ -АПКр ₃ Ф _{0,02}	14,2	–	–	–	–	–	–	33	53	0,37	0,50
СрIV ₃₀ -АППр ₁ С ₁	14,8	1	1	40	40	1	–	21	43	0,23	0,37
СрIV ₃₀ -АППр ₁ С ₂	14,2	1	1	20	20	1	–	27	68	0,30	0,60

Серия IV – Армированный образец с проемом

Пр и м е ч а н и е : СрIV₃₀-АПКр₁Ф_{0,02} – модель серии IV толщиной 30 мм, имеющая круглый проем диаметром 160 мм, армирована фибрами с $\mu = 0,02\%$; СрIV₃₀-АПКр₃Ф_{0,02} – модель серии IV толщиной 30 мм, имеющая круглый проем диаметром 170 мм, армирована фибрами с $\mu = 0,02\%$; СрIV₃₀-АППр₁С₁ – модель серии IV толщиной 30 мм, имеющая дверной прямоугольный проем размером 120×170 мм, армирована сетками типа 1; СрIV₃₀-АППр₁С₂ – модель серии IV толщиной 30 мм, имеющая дверной прямоугольный проем размером 120×170 мм, армирована сетками типа 2.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
Глава 1. ОБЗОР ИССЛЕДОВАНИЙ ПО ТЕМЕ РАБОТЫ	5
1.1. Отечественные и зарубежные методы расчета стен	5
1.2. Экспериментальные исследования бетонных и железобетонных стен	16
1.3. Причины аварий и повреждений зданий, сооружений и несущих конструкций	38
1.3.1. Изыскания инженерно-геологические, гидрогеологические, климатические	38
1.3.2. Проектирование	38
1.3.3. Строительство	40
1.3.4. Эксплуатация	42
1.4. Классификация повреждений стен и методы оценки их влияния на несущую способность	44
1.5. Причины повреждений и образований трещин стен. Трещины в каменных конструкциях	49
Глава 2. МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТОВ	55
2.1. Предварительные замечания	55
2.2. Выбор размеров моделей. Характеристики материалов образцов	55
2.3. Методика проведения и состав экспериментов	56
Глава 3. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТОВ	68
3.1. Влияние начальных дефектов	68
3.1.1. Испытания образцов без начальных дефектов на сосредоточенную нагрузку	68
3.1.2. Испытания образцов с естественными начальными трещинами	73
3.1.3. Испытания образцов с начальной вертикальной трещиной при изменении ее длины	76
3.1.4. Испытания образцов с многочисленными начальными вертикальными трещинами при изменении их числа	79
3.1.5. Испытания образцов с начальной несквозной диагональной трещиной при изменении ее глубины	81

3.1.6. Испытания образцов с начальной наклонной сквозной трещиной при изменении ее длины и расстояния от диагонали	83
3.1.7. Испытания образцов без бокового обжатия со сквозной начальной диагональной трещиной при изменении ее длины	87
3.1.8. Испытания образцов без бокового обжатия с горизонтальной штрабой при изменении ее глубины	91
3.2. Влияние начального обжатия	93
3.2.1. Испытания образцов без начальных дефектов и без бокового обжатия	93
3.2.2. Испытания образцов без начальных дефектов при изменении силы бокового обжатия	94
3.2.3. Испытания образцов с начальной сквозной диагональной трещиной при изменении силы бокового обжатия	97
3.2.4. Испытания образцов с горизонтальной штрабой при изменении ее глубины и силы бокового обжатия	99
3.3. Влияние армирования	101
3.3.1. Опыты с моделями без армирования	101
3.3.2. Опыты с армированными моделями без проемов	104
3.4. Влияние технологических проемов	120
3.4.1. Опыты с моделями с проемами и без армирования	120
3.4.2. Опыты с армированными моделями, имеющими проемы	120
3.4.3. Испытания образцов с дверными проемами без бокового обжатия	125
3.4.4. Испытания образцов с оконным проемом без бокового обжатия	126
3.4.5. Испытания образцов с оконным проемом при изменении силы бокового обжатия	127
3.5. Влияние способа опирания	129
3.5.1. Испытания образцов без начальных повреждений с неполным асимметричным опиранием при изменении ширины опирания	129
3.5.2. Испытания образцов без начальных повреждений с неполным центральным опиранием без бокового обжатия	132
3.5.3. Испытания моделей без начальных дефектов с неполным симметричным опиранием по краям без бокового обжатия	136
3.5.4. Испытания образцов без начальных дефектов на песчаной подсыпке	139

3.6. Влияние технологических проемов и различных вариантов опирания	140
3.6.1. Испытание образца без начальных дефектов под действием распределенной нагрузки	140
3.6.2. Испытание образца с симметрично расположенным оконным проемом под действием распределенной нагрузки	141
3.6.3. Испытание образца с асимметрично расположенным оконным проемом под действием распределенной нагрузки	142
3.6.4. Испытание образца без начальных дефектов, армированного фибрами, под действием распределенной нагрузки	144
3.6.5. Испытание образца без начальных дефектов, армированных сеткой, под действием распределенной нагрузки	145
3.6.6. Испытание образца без начальных дефектов под действием сосредоточенной нагрузки	146
3.6.7. Испытание образца с симметрично расположенным оконным проемом под действием сосредоточенной нагрузки	148
3.6.8. Испытание образца с асимметрично расположенным оконным проемом под действием сосредоточенной нагрузки	149
3.6.9. Испытание образца, армированного фибрами, под действием сосредоточенной нагрузки	151
3.6.10. Испытание образца, армированного арматурной сеткой, под действием сосредоточенной нагрузки	152
3.6.11. Испытание образца без начальных дефектов при неполном симметричном опирании посередине под действием распределенной нагрузки	153
3.6.12. Испытание образца с симметрично расположенным оконным проемом при неполном симметричном опирании посередине под действием распределенной нагрузки	155
3.6.13. Испытание образца с асимметрично расположенным оконным проемом при неполном симметричном опирании посередине под действием распределенной нагрузки	156
3.6.14. Испытание образца, армированного арматурной сеткой, при неполном симметричном опирании посередине под действием распределенной нагрузки ...	158

3.6.15. Испытание образца, армированного фибрами, при неполном симметричном опирании посередине под действием распределенной нагрузки	159
3.6.16. Испытание образца без начальных дефектов при неполном симметричном опирании по краям под действием распределенной нагрузки	161
3.6.17. Испытание образца с симметрично расположенным оконным проемом при неполном симметричном опирании по краям под действием распределенной нагрузки	162
3.6.18. Испытание образца с асимметрично расположенным оконным проемом при неполном симметричном опирании по краям под действием распределенной нагрузки	163
3.6.19. Испытание образца, армированного арматурной сеткой, при неполном симметричном опирании по краям под действием распределенной нагрузки	165
3.6.20. Испытание образца, армированного фибрами, при неполном симметричном опирании по краям под действием распределенной нагрузки	166
3.6.21. Испытание образцов с разной скоростью приложения внешней нагрузки и различным возрастом бетона	168
3.7. Исследование механизма деформирования и разрушения стен с трещинами	169
Глава 4. РЕЗУЛЬТАТЫ ТЕХНИЧЕСКОГО ОБСЛЕДОВАНИЯ ПОВРЕЖДЕННЫХ ЗДАНИЙ г. ТАМБОВА	176
4.1. Причины и характер трещинообразований в жилых кирпичных зданиях г. Тамбова	176
4.2. Результаты обследования	180
4.3. Примеры результатов технического обследования в г. Тамбове	186
4.3.1. Ошибки в устройстве осадочных швов	186
4.3.2. Взаимное влияние рядом расположенных зданий	189
4.3.3. Повреждения, связанные со сложными инженерно-геологическими условиями	197
4.3.4. Нарушение правил эксплуатации	202
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	203
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	206
ПРИЛОЖЕНИЯ	210
Приложение 1	210
Приложение 2	214

Научное издание

ЛЕДЕНЁВ Виктор Васильевич

ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ СТЕН

Монография

Редактор И. В. Калистратова

Инженер по компьютерному макетированию М. Н. Рыжкова

ISBN 978-5-8265-1461-0



Подписано в печать 16.09.2015.
Формат 60 × 84/16. 13,0 усл. печ. л.
Тираж 400 экз. (1-й з-д 55). Заказ № 386

Издательско-полиграфический центр
ФГБОУ ВПО «ТГТУ»
392000, г. Тамбов, ул. Советская, д. 106, к. 14.
Тел./факс (4752) 63-81-08, 63-81-33.
E-mail: izdatelstvo@admin.tstu.ru