

Министерство образования и науки Российской Федерации
ФГБОУ ВПО «Тамбовский государственный технический университет»

Факультет «Магистратура»

В.В. Леденев

АВАРИИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ
Т.2. ПРИЧИНЫ И ХАРАКТЕР ПОВРЕЖДЕНИЯ И РАЗРУШЕНИЯ
КИРПИЧНЫХ ЗДАНИЙ В Г.ТАМБОВЕ

Утверждено Методическим советом ТГТУ
в качестве учебного пособия для студентов магистратуры, обучающихся
по направлению 270100.68 «Строительство»

Тамбов

2014

Рецензенты:

к.т.н., проф. И.В. Ходяков - зав.кафедрой «Промышленное и гражданское строительство» Мурманского государственного технического университета»;

к.т.н., доц. А.И. Антонов - доцент кафедры «Архитектура и строительство зданий» Тамбовского государственного технического университета

Утверждено Методическим советом ТГТУ
(протокол № 9 от 21.11.2014 г.)

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	8
1. Физико-механические свойства каменной кладки.....	9
1.1 Напряженное состояние камней, раствора и кладки при сжатии.....	9
1.2 Четыре стадии работы кладки под нагрузкой при сжатии.....	12
1.3 Прочность кладки при центральном сжатии и факторы, влияющие на нее.....	14
1.4 Начальный модуль деформаций и упругая характеристика кладки.....	18
2. Расчет элементов конструкций из кирпича по предельным состояниям.....	21
2.1 Общие положения расчета.....	21
2.2 Расчет элементов конструкций из кирпича на центральное сжатие (расчет по первой группе предельных состояний).....	23
2.3 Расчет элементов конструкций из кирпича по предельным состояниям второй группы (по образованию и раскрытию трещин и по деформациям).....	25
3. Проектирование кирпичных зданий.....	26
3.1 Классификация стен. Конструктивные схемы зданий.....	26
3.2 Расчет несущих стен зданий с жесткой конструктивной схемой...30	
3.3 Расчет несущих стен зданий с упругой конструктивной схемой...37	
3.4 Проектирование каменных и армокаменных конструкций с использованием ЭВМ.....	40
4. Деформации кирпичных зданий и причины их возникновения.....	42
4.1 Факторы и причины, обуславливающие проявление дефектов и повреждений в элементах зданий и зданий в целом.....	42
4.2 Классификация дефектов и повреждений каменных конструкций из кирпича	52

5. Оценка несущей способности элементов каменных конструкций из кирпича с дефектами и повреждениями.....	55
5.1 Предаварийное и аварийное состояние конструкций из кирпича.....	56
6. Усиление конструкций из кирпича	58
6.1 Методы восстановления конструкций из кирпича.....	59
6.2 Усиление элементов конструкций из кирпича.....	62
6.3 Усиление сопряжений элементов конструкций из кирпича.....	68
6.4 Повышение пространственной жесткости кирпичных зданий.....	70
6.5 Инновационные методы ремонта и усиления кирпичных зданий.....	75
7. ТЕХНИЧЕСКОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ ПОВРЕЖДЕННЫХ КИРПИЧНЫХ ЗДАНИЙ Г. ТАМБОВА С УСТАНОВЛЕНИЕМ ПРИЧИН ВОЗНИКНОВЕНИЯ ДЕФОРМАЦИЙ.....	77
7.1 Инженерно-геологические условия г. Тамбова.....	77
7.2 Результаты технического обследования поврежденных кирпичных зданий г. Тамбова.....	80
7.3 Примеры усиления поврежденных кирпичных зданий г. Тамбова.....	158
ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ.....	166
СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	167
В работе над книгой принимала участие магистрантка Колесникова А.В.	

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. Многолетняя повторяемость разрушений зданий с одинаковыми причинами указывают на то, что одной из актуальных проблем является изучение участниками строительства и эксплуатационными организациями причин, приводящих к аварийному состоянию и повреждению зданий, и проведение необходимой профилактической работы по их предотвращению. Исследования в этой области направлены на выяснение причин возникновения деформаций, разработку методов их устранения, а также предупреждение появления их в новом строительстве, что ведет к повышению эксплуатационной надежности и срока службы здания. Каждому городу характерны свои особенности строительства, поэтому необходим индивидуальный подход с учетом опыта подобных исследований в других городах.

Визуальный осмотр кирпичных зданий г. Тамбова в период с 2011 по 2014 гг. показал, что наиболее распространенные повреждения - трещины в несущих стенах. Как правило, их причинами являются неравномерные деформации грунтов оснований. В связи с этим требуется детальное изучение и обобщение имеющихся данных по истории строительства города, расположения участков со сложными геологическими условиями строительства.

Для выработки системного подхода к решению проблемы предотвращения и устранения дефектов и повреждений кирпичных зданий необходимо классифицировать их по наиболее характерным признакам, например, по причинам возникновения. Это позволяет выработать приоритетные направления в решении поставленных задач.

В практике различных городов применяют различные методы усиления кирпичных зданий. Важно оценить их эффективность и выявить основные ошибки, допускаемые при их реализации

1. Физико-механические свойства каменной кладки

1.1 Напряженное состояние камней, раствора и кладки при сжатии

При сжатии кладки осевым деформациям сжатия по направлению действия силы всегда сопутствуют деформации поперечного расширения (рисунок 1б).

Материалы, составляющие кладку (кирпич, камень, раствор), работают совместно. Более жесткие материалы (чаще камень) сдерживают поперечные деформации менее жестких материалов (раствор). В результате более жесткие материалы (кирпич, камень) оказываются растянутыми, менее жесткие (раствор) - сжатыми (рисунок 1в).

Растягивающие усилия в поперечном направлении, которые и являются одной из главных причин разрушения кладки, особенно велики для кладок на растворах низкой прочности.

Камень (кирпич) и раствор в каменной кладке даже при равномерном распределении на нагрузки по всему сечению сжатого элемента находятся в условиях сложного напряженного состояния. Они одновременно подвергаются внецентренному сжатию, изгибу и растяжению, срезу и смятию (рисунок 2).

Первая причина таких условий работы камня и раствора – это значительная неоднородность растворных швов, так как при приготовлении раствора в отдельных его объемах скапливается большее или меньшее количество вяжущего, пластификатора, заполнителя или воды (рисунок 1а). Неоднородность раствора усугубляется неравномерностью условий твердения раствора в швах кладки, так как всасывающая способность камня и водоудерживающая способность раствора неодинаковы на различных участках их соприкосновения. В связи с тем, что потеря воды в растворе неравномерна по постели камня, то соответственно неравномерной оказывается его усадка.

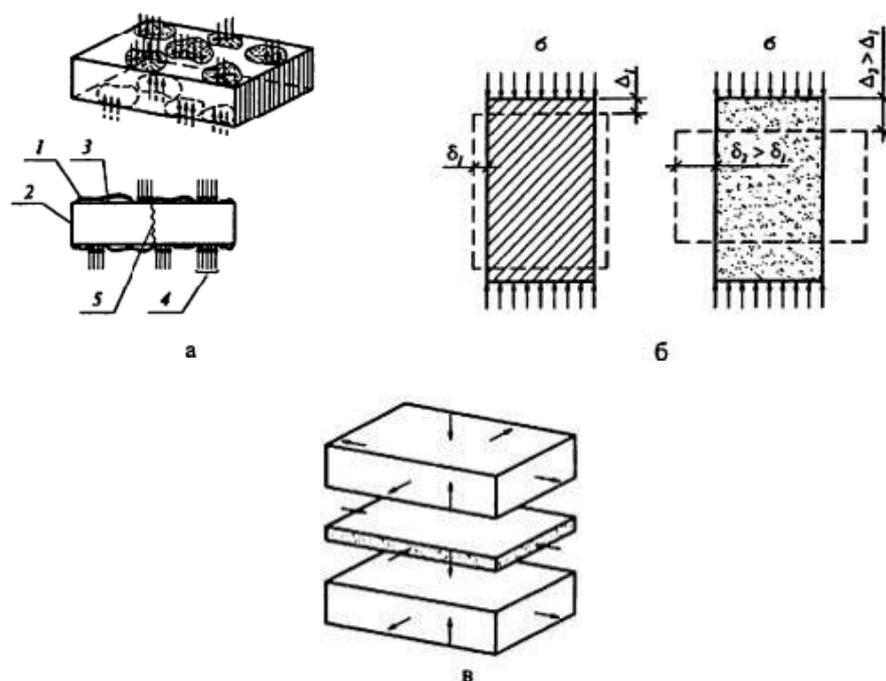


Рисунок 1 – Схемы напряженного состояния камня в кладке: а – схема нагружения кирпича в кладке; б – схема деформации при сжатии призм из мало- и сильнодеформативных материалов; в – горизонтальные усилия, вызванные поперечным расширением камня и раствора; 1 – раствор; 2 – кирпич; 3 – воздушная полость; 4 – участок местного сжатия; 5 – участок среза; 6 – прибор для замера деформаций

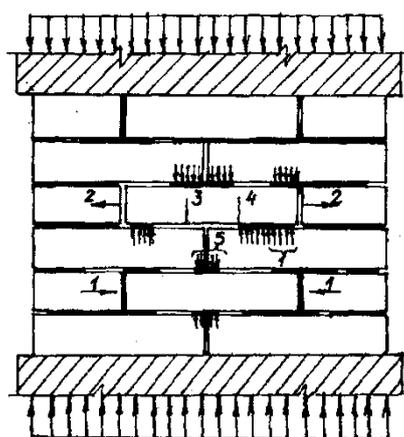


Рисунок 2 – Напряженное состояние камня в кладке: 1 - сжатие; 2 - растяжение; 3 - изгиб; 4 - срез; 5 - местное сжатие

Неоднородность растворной постели камня связана еще и с условиями кладки, квалификацией каменщика.

Повышение подвижности раствора способствует лучшему его расстиланию и более равномерному заполнению швов, а следовательно, приводит к увеличению прочности кладки.

При сжатии камня и раствора в каменной кладке напряжения концентрируются на участках с большей жесткостью. Схематически (рисунок 1а) это можно представить как работу жесткого тела - камня, покоящегося на многочисленных беспорядочно расположенных и имеющих различную жесткость опорах и подвергнутого воздействию неравномерно распределенных и сосредоточенных нагрузок. В таком теле возникают поперечные силы, изгибающие моменты и участки с местным сжатием.

Второй причиной возникновения сложного напряженного состояния камня и раствора в каменной кладке является различие их деформативных свойств, что приводит к развитию касательных напряжений по плоскостям контакта камня и раствора. В кладке, связанные трением и сцеплением, камень и раствор, в зависимости от соотношения их жесткостей, взаимно влияют друг на друга. В итоге это может привести к преодолению сопротивления камня растяжению, которое для него мало по сравнению с сопротивлением его сжатию. В результате чего в камне возникает трещина.

Третьей причиной является наличие пустот в вертикальных швах кладки и отверстий в пустотелых кирпичах и камнях, что приводит к концентрации напряжений в зоне этих пустот и отверстий.

Четвертая причина – неоднородность камней по размерам и форме, вид перевязки швов и другие геометрические несовершенства приводят к концентрации напряжений на выступающих частях камней и расклинивающему влиянию камней друг на друга [3].

1.2 Четыре стадии работы кладки под нагрузкой при сжатии

Проведенными экспериментальными исследованиями с различными видами кладок установлено, что в зависимости от величины действующих напряжений при сжатии работу кладки можно подразделить на четыре характерные стадии (рисунок 3).

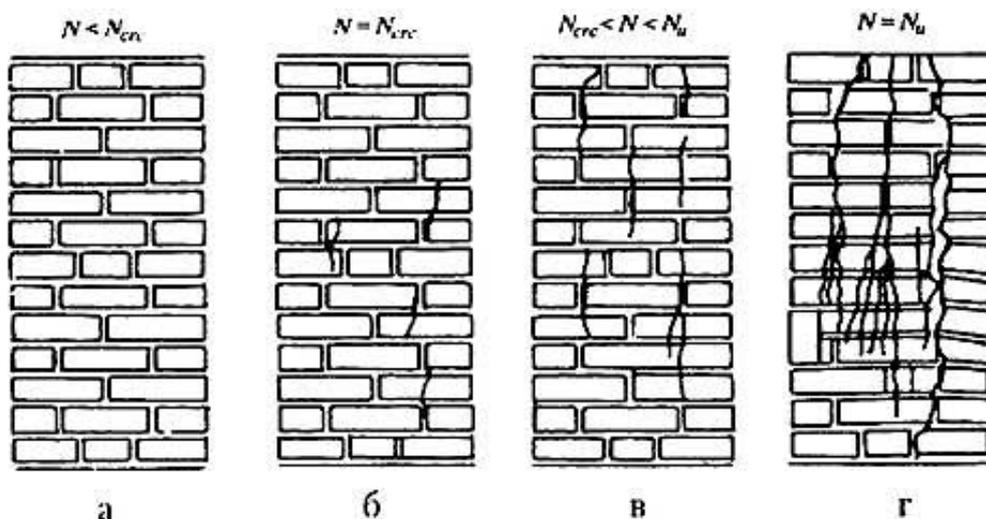


Рисунок 3 – Стадии работы кладки при сжатии: а - первая, б - вторая; в – третья; г – четвертая (разрушение кладки)

Первая стадия соответствует нормальной эксплуатации кладки, когда усилия, возникающие в кладке под нагрузкой, не вызывают видимых ее повреждений. Переход кладки во вторую стадию работы характеризуется появлением небольших трещин в отдельных кирпичах (рисунок 3б). В этой стадии кладка еще несет нагрузку (величина ее составляет 60-80% от разрушающей), и дальнейшего развития трещин при неизменной нагрузке не наблюдается.

Величина нагрузки, при которой появляются первые трещины, зависит от механических свойств кирпича, конструкции кладки и деформативных свойств раствора. Последние же зависят от вида раствора и его возраста (т. е. возраста кладки). Цементные растворы наиболее жесткие; известковые, наоборот, наиболее деформативны. С увеличением возраста

деформативность растворов снижается. Чем меньше деформативность раствора, тем более хрупкой оказывается кладка, т. е. тем ближе N_{crc} и N_u .

Повышение хрупкости кладки с увеличением ее возраста и при применении малодеформативных растворов должно учитываться при оценке запасов прочности поврежденной кладки. Если при появлении незначительной трещины в кладке раннего возраста на известковом растворе имеется определенный запас прочности, то появление трещины в кладке большого возраста, изготовленной на цементном растворе, свидетельствует о ее значительной перегрузке. Во всех случаях появление первых трещин в кладке должно рассматриваться как сигнал для установления причин их появления и, если потребуется, принятия мер по усилению кладки или снижению действующих на нее нагрузок.

При увеличении нагрузки после появления первых трещин происходит их дальнейшее развитие. Так же возникают и развиваются новые трещины, которые соединяются между собой, пересекая значительную часть кладки в вертикальном направлении и постепенно расслаивая ее на отдельные ветви, каждая из которых оказывается в условиях внецентренного нагружения (третья стадия работы кладки; рисунок 3в).

При длительном действии этой нагрузки, даже без ее увеличения, будет постепенно (вследствие развития пластических деформаций) происходить дальнейшее развитие трещин, расслаивающих кладку на тонкие гибкие столбики. И третья стадия перейдет в четвертую стадию разрушения от потери устойчивости расчлененной кладки (рисунок 3г).

Четвертая стадия наблюдается в лабораторных условиях при быстром нарастании деформаций. В естественных условиях третья стадия является началом окончательного разрушения кладки, поскольку возникшие в этой стадии сквозные трещины не стабилизируются, а продолжают развиваться и увеличиваться без увеличения нагрузки. Поэтому действительная разрушающая нагрузка составляет 80-90 % от экспериментальной разрушающей нагрузки [3, 4].

Многочисленные эксперименты позволили раскрыть причины возникновения первых трещин в кладке из кирпича. Установлено, что возникновение первых трещин в кладке вызывается напряжениями изгиба и среза отдельных кирпичей, в то время как напряжения сжатия составляют 15-25 % от предела прочности кирпича на сжатие [4]. Деформации изгиба отдельных кирпичей достигают 0,1 — 0,4 мм (рисунок 4), которые при учете хрупкости кирпича являются чрезмерными. Причиной изгиба и среза кирпича в кладке при сжатии является неравномерная плотность раствора в швах [3].

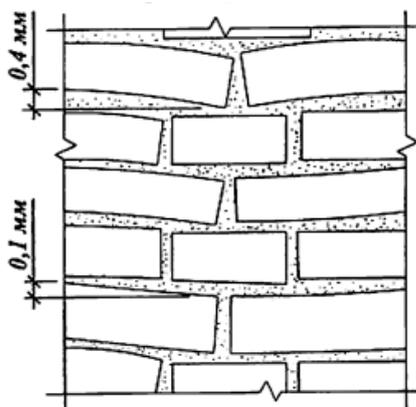


Рисунок 4 - Деформации изгиба кирпичей в кладке

Разрушение же от сжатия кирпича происходит только в последней стадии, когда столб уже расчленен продольными трещинами на отдельные участки; некоторые из этих участков выключились из работы, а другие, наоборот, восприняли на себя всю нагрузку [4].

1.3 Прочность кладки при центральном сжатии и факторы, влияющие на нее

Так как разрушение сжатой кладки происходит вследствие потери устойчивости образовавшихся после ее растрескивания гибких столбиков, то прочность кладки даже при очень прочном растворе всегда меньше прочности кирпича на сжатие [3]. Камень или кирпич, занимающий

основную часть объема кладки, в большинстве случаев прочнее раствора. В результате прочность кладки находится между прочностью раствора и прочностью камня, составляя сравнительно небольшую часть последней. Но при высокой прочности раствора, приближающейся к прочности камня, она может быть меньше прочности как камня, так и раствора [1].

Прочность кладки на сжатие зависит от марки камня R_1 , от марки раствора R_2 и вида кладки.

Величина фактической прочности кладки может быть получена по эмпирической формуле, предложенной проф. Л. И. Онищиком, для различных сочетаний прочностных характеристик кладочных элементов и раствора:

$$R = A \cdot R_1 \cdot \left(1 - \frac{a}{b + \frac{R_2}{2 \cdot R_1}} \right) \cdot \eta, \quad (1)$$

где R_1 и R_2 - соответственно пределы прочности камня и раствора (марки камня и раствора); A - конструктивный коэффициент, зависящий от прочности камня и его вида ($A < 1$); a и b - эмпирические коэффициенты, зависящие от вида кладки; η - поправочный коэффициент для кладок на растворах низких марок.

Из формулы (1) видно, что с повышением прочности раствора прочность кладки вначале заметно повышается, а затем при высоких прочностях раствора нарастание прочности постепенно затухает (рисунок 5).

При $R = const$ зависимость (1) показана на рисунке 6. Если $R = 0$, то

$$R_0 = A \cdot R_1 \cdot \left(1 - \frac{a}{b} \right); \quad \frac{a}{b} < 1, \text{ где } R_0 - \text{прочность кладки на}$$

свежеуложенном растворе.

Если $R_2 = \infty$, то $R = A \cdot R_1$, где $A < 1$; т. е. меньше R_1 . Из графика рисунка 6 можно сделать следующие выводы:

1. Даже при самых прочных растворах используется только некоторая часть (10 – 30 %) прочности камня, так как $A < 1$. Поэтому применение для обычных кладок растворов высоких марок (более 75) неэкономично.

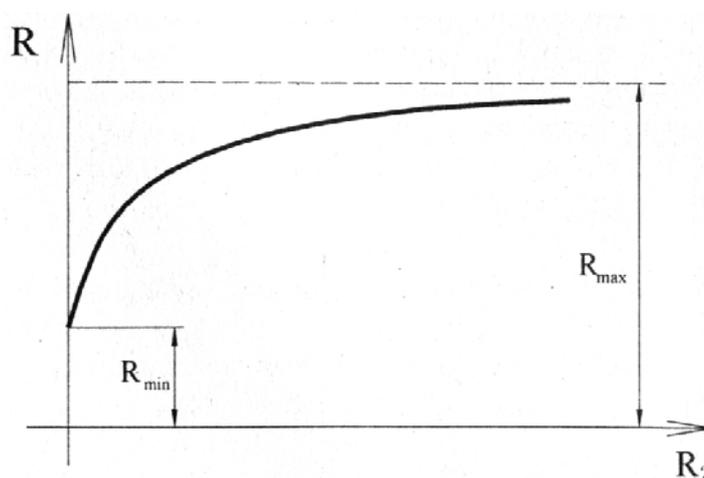


Рисунок 5 – Зависимость прочности кладки при сжатии от прочности раствора

2. Кладка обладает начальной прочностью R_0 при нулевой прочности раствора.

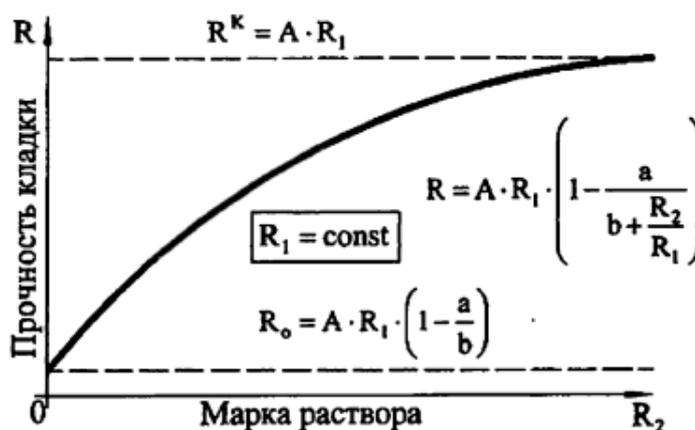


Рисунок 6 – Зависимость прочности кладки на сжатие от марки раствора

Анализ результатов экспериментов позволил установить ряд факторов, влияющих на прочность кладки при сжатии:

1. Прочность кладки зависит от марки камня и марки раствора, но прочность кирпича на сжатие используется незначительно. С ростом прочности кирпича и раствора прочность кладки возрастает, но до определенного предела.

2. При сжатии отдельные кирпичи в кладке работают на изгиб и срез, поэтому марка кирпича устанавливается из его прочности на сжатие и изгиб.

Изгиб и срез отдельных кирпичей происходит вследствие неравномерной плотности раствора в шве; причем это в большей степени проявляется при слабых растворах.

3. На прочность кладки влияют форма поверхности кирпича и толщина шва: чем ровнее кирпич и тоньше шов, тем прочнее кладка.

4. На прочность кладки влияют размер сечения кладки (толщина стены): при уменьшении размеров сечения кладки ее прочность возрастает. Это, отчасти, объясняется уменьшением количества швов.

5. На прочность кладки влияет различие деформативных свойств кирпича и раствора. Поперечное расширение кирпича при сжатии в 10 раз меньше поперечного расширения раствора, поэтому при сжатии кладки в кирпиче возникают растягивающие усилия вследствие большего удлинения раствора шва, который и растягивает кирпич благодаря сцеплению кирпича с раствором.

6. Прочность кладки возрастает с течением времени вследствие возрастания прочности раствора.

На прочность кладки при сжатии не влияет система перевязки и сцепление раствора с кирпичом [3, 4].

Известны исследования различных специалистов, занимающихся вопросами прочности каменных кладок, кирпичей. Например, эти вопросы подробно рассмотрены в работах [5, 6, 7]. Методы оценки прочности каменной кладки и образцов кирпичей в отечественной и зарубежной практике описаны в [8, 9, 10].

Пределы прочности камня при сжатии и изгибе определяются в соответствии с требованиями [11].

Прочность кладки при местном сжатии (смятии), при растяжении, срезе, изгибе подробно рассмотрены в [1, 3, 4].

1.4 Начальный модуль деформаций и упругая характеристика кладки

В каменной кладке различают следующие деформации:

- объемные, возникающие во всех направлениях, вследствие усадки раствора и камня или от изменения температуры;
- силовые, развивающиеся, главным образом, вдоль направления действия силы.

Усадочные деформации кладки ε_{st} , зависят от материала кладки. Например, для кладки из обожженного глиняного кирпича усадку можно не учитывать ввиду ее малости, а для кладок из силикатного кирпича $\varepsilon_{st} = 3 \cdot 10^{-4}$.

Температурные деформации кладки также зависят от материала кладки и коэффициента линейного расширения кладки – α_t . Например, для глиняного кирпича и керамических камней $\alpha_t = 5 \cdot 10^{-6}$ град.⁻¹, а для силикатного кирпича $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5}$ град.⁻¹.

При действии нагрузки (силовые деформации) каменная кладка представляет собой упругопластический материал, и поэтому при действии нагрузки зависимость между напряжениями и деформациями не подчиняется закону Гука. Начиная с небольших напряжений в кладке, кроме упругих, развиваются и пластические деформации. Поэтому силовые деформации будут зависеть от характера приложения нагрузки и могут быть трех видов:

- деформации при однократном загрузении кратковременной нагрузкой;
- деформации при длительном действии нагрузки;
- деформации при многократно повторных нагрузках.

Если каменную кладку нагружать очень быстро и довести до разрушения за несколько секунд, то в кладке возникнут только упругие деформации, и кладка будет работать как упругий материал, а зависимость между напряжениями и деформациями будет линейной.

Если каменную кладку в лабораторных условиях загружать в течение одного часа постепенно до разрушения, то зависимость между напряжениями и деформациями получается нелинейной; для данного случая кривая зависимости σ - ε показана на рисунке 7.

Таким образом, полные деформации будут складываться из упругих и неупругих [1, 3, 4, 12].

Полная относительная деформация кладки ε_0 (без учета усадки) может быть выражена формулой:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{el} + \varepsilon_g, \quad (2)$$

где ε_{el} – упругая относительная деформация кладки; ε_g – относительная деформация при длительном приложении нагрузки. При этом ε_g может быть представлена в виде:

$$\varepsilon_g = \varepsilon_{1g} + \varepsilon_{2g}, \quad (3)$$

где ε_{1g} – пластическая деформация, возникающая при нагрузке длительностью до 1 ч; ε_{2g} – деформация ползучести [12].



Рисунок 7 – Зависимость между напряжениями и деформациями каменной кладки при сжатии

В этом случае модуль деформации кладки - E будет величиной переменной:

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = tg\varphi \quad (4)$$

С возрастанием напряжения угол φ уменьшается и, следовательно, уменьшается и модуль деформаций.

Наибольшее значение модуль деформаций будет иметь при $\varphi = \varphi_0$, то есть $E_0 = tg \varphi$ - это начальный или мгновенный модуль упругости, величина которого для данного вида кладки является постоянной.

Экспериментально установлено, что начальный модуль деформаций E_0 (модуль упругости кладки) пропорционален временному сопротивлению сжатию кладки - R_u [1, 3, 4, 12, 13].

В соответствии с [13] модуль деформации кладки должен приниматься:

а) при расчете конструкций по прочности кладки для определения усилий в кладке по формуле:

$$E = 0,5 E_0 \quad (5)$$

б) при определении деформаций кладки, периода колебаний и жесткости каменных конструкций по формуле:

$$E = 0,8 E_0 \quad (6)$$

В [14] изложены результаты исследований в области прочности каменных конструкций, подробно описаны мероприятия по оценке прочностных и деформационных свойств кирпичных кладок, образцов кирпичей и растворов.

2. Расчет элементов конструкций из кирпича по предельным состояниям

2.1 Общие положения расчета

Под предельным принимают такое состояние, при котором конструкция перестает удовлетворять предъявляемым к ней эксплуатационным требованиям, то есть теряет способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получает недопустимые деформации или местные повреждения.

Каменные конструкции должны отвечать требованиям прочности, устойчивости, выносливости (предельные состояния первой группы), а также требованиям пригодности к нормальной эксплуатации (предельные состояния второй группы) [3].

Возможность достижения того или иного предельного состояния ставят в зависимость от следующих трех факторов: а) внешних нагрузок и других воздействий, вызывающих напряженное состояние конструкций; б) качества и механических характеристик материалов; в) общих условий работы конструкций, условий ее изготовления и т. д.

Нормы устанавливают наибольшие величины внешних воздействий — нормативные нагрузки N_n , возникающих при нормальной эксплуатации сооружения. Коэффициенты, учитывающие изменчивость нагрузок и возможные отклонения от нормальных условий эксплуатации, в связи с чем, действительные нагрузки могут превысить нормативные, называются коэффициентами надежности по нагрузке γ_f . Величина этих коэффициентов зависит от вида нагрузки, от рассматриваемого предельного состояния. Произведения нормативных нагрузок на соответствующие им коэффициенты надежности по нагрузке называются расчетными нагрузками N_p [3, 15].

Расчет по первой группе предельных состояний должен предотвратить:

- разрушение конструкции (расчет на прочность);

- потерю устойчивости формы конструкции (расчет на продольный изгиб, расчет устойчивости тонкостенных конструкций и т.п.);
- потерю устойчивости положения (расчет на опрокидывание, скольжение, всплытие);
- усталостное разрушение (расчет на выносливость при многократно повторных нагрузках);
- разрушение при совместном воздействии силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (попеременные замораживания-оттаивания, увлажнения-высушивания, действия агрессивной среды).

Расчет по второй группе предельных состояний должен предотвратить:

- чрезмерные деформации;
- недопустимое раскрытие трещин;
- расслоение многослойной кладки (отслоение облицовки) [3].

По величинам расчетной прочности кладки, геометрических характеристик сечения, гибкости и другим параметрам определяется минимальная расчетная несущая способность каменной конструкции.

Поэтому смысл расчета по первому предельному состоянию заключается в том, что максимально вероятное усилие в конструкции не должно превышать минимально вероятной несущей способности.

Расчет по деформациям выполняется на действие нормативных нагрузок, например, при расчете армокаменных перекрытий для проверки их прогиба или при проверке горизонтальных перемещений самонесущей стены каркасного здания с целью ограничения деформаций, при которых в кладке стены могут возникнуть недопустимые трещины.

Расчеты по образованию и раскрытию трещин выполняются для каменных конструкций, в которых по условиям эксплуатации образование трещин недопустимо или их раскрытие должно быть ограничено. Например, при расчете неармированной кладки при больших эксцентриситетах продольной силы необходимо ограничить ширину раскрытия трещины в горизонтальных швах кладки. Несмотря на то, что прочность кладки при

этом определяется сжатой зоной, допущение превышения расчетного сопротивления на растяжение по неперевязанному сечению может привести к значительному раскрытию трещин, опасных по причине развития больших поперечных деформаций, и возможности размораживания кладки по наружной поверхности стен.

2.2 Расчет элементов конструкций из кирпича на центральное сжатие (расчет по первой группе предельных состояний)

К центрально сжатым относятся внутренние столбы и простенки каменных зданий.

Расчет элементов неармированных каменных конструкций при центральном сжатии производится по формуле:

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A, \quad (7)$$

где N - расчетная продольная сила; R - расчетное сопротивление сжатию кладки, определяемое по [13, таблица 2-9*]; φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый по [13, п. 4.2]; A - площадь сечения элемента; m_g - коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки, определяемый по [13, формула (16)].

Расчет (подбор сечения) центрально сжатого элемента (столба) по формуле (7) осуществляется методом последовательного приближения и заключается в следующем.

1. Определяют нагрузки для рассчитываемого столба N и N_g (на уровне того или иного этажа), вычисляя их как сумму нагрузок от всех этажей, лежащих выше расчетного сечения столба с приближенным учетом собственной массы столба как нагрузки, составляющей 5-10 % от расчетной.

2. Выбирается материал кладки (вид и марка камней, вид и марка раствора) и оценивается ее расчетное сопротивление R .

3. Задается некоторое значение φ , по которому из [13, таблица 18] принимаются соответствующие значения $\lambda_h (\lambda_i)$.

4. По найденной гибкости $\lambda_h (\lambda_i)$ определяется коэффициент η из [13, таблица 20].

5. Используя предварительно собранные на столб нагрузки N и N_g , определяют коэффициент m_g .

6. По формуле (7) вычисляют площадь поперечного сечения столба A , отвечающую при заданной нагрузке материалу кладки и принятому коэффициенту φ .

$$A = \frac{N}{m_g \cdot \varphi \cdot R} \quad (8)$$

7. Значение A из формулы (8) выражаем через конкретные размеры поперечного сечения столба $h \times b = A$, если столб прямоугольный, или $h \times h = A$, если столб квадратный, округляя их до величин, кратных (с учетом толщины швов кладки) размерам кирпича в плане.

8. По принятым геометрическим размерам поперечного сечения столба, упругой характеристике кладки α [13, таблица 15*] и расчетной высоте столба вычисляется его гибкость $\lambda_h (\lambda_i)$.

9. Из [13, таблицы 18 и 20] находим коэффициенты φ и η , соответствующие $\lambda_h (\lambda_i)$ по п. 8 и определяем коэффициент m_g .

10. Полученные значения φ и m_g , точнее, произведение этих коэффициентов $\varphi \cdot m_g$, сравниваем с исходным. Если полученное произведение $(\varphi \cdot m_g)_{пол}$ отличается от исходного $(\varphi \cdot m_g)_{исх}$ более чем на 5%, т. е. имеет место неравенство

$$\frac{(\varphi \cdot m_g)_{исх} - (\varphi \cdot m_g)_{пол}}{(\varphi \cdot m_g)_{исх}} \cdot 100\% > 5\%, \quad (9)$$

и расчет следует повторить, приняв полученные значения φ и m_g за исходные.

Расчет считается законченным при удовлетворении неравенства

$$\frac{(\varphi \cdot m_g)_{исх} - (\varphi \cdot m_g)_{пол}}{(\varphi \cdot m_g)_{исх}} \cdot 100\% \leq 5\%$$

(10)

Окончательные размеры поперечного сечения столба соответствуют последнему значению $(\varphi \cdot m_g)_{исх}$ в изложенном процессе последовательного приближения [3, 12, 13].

2.3 Расчет элементов конструкций из кирпича по предельным состояниям второй группы (по образованию и раскрытию трещин и по деформациям)

При проектировании элементов каменных конструкций по образованию и раскрытию трещин (швов кладки) и по деформациям необходимо рассчитывать:

- а) внецентренно сжатые неармированные элементы при $e_0 > 0,7y$;
- б) смежные, работающие совместно конструктивные элементы кладки из материалов различной деформативности (с различными модулями упругости, ползучестью, усадкой) или при значительной разнице в напряжениях, возникающих в этих элементах;
- в) самонесущие стены, связанные с каркасами и работающие на поперечный изгиб, если несущая способность стен недостаточна для самостоятельного (без каркаса) восприятия нагрузок;
- г) стеновые заполнения каркасов - на перекося в плоскости стен;
- д) продольно армированные изгибаемые, внецентренно сжатые и растянутые элементы, эксплуатируемые в условиях среды, агрессивной для арматуры;

е) продольно армированные емкости при наличии требований непроницаемости штукатурных или плиточных изоляционных покрытий;

ж) другие элементы зданий и сооружений, в которых образование трещин не допускается или же раскрытие трещин должно быть ограничено по условиям эксплуатации.

Расчет каменных и армокаменных элементов по предельным состояниям второй группы производится на воздействие нормативных нагрузок при основных их сочетаниях. Расчет по раскрытию трещин внецентренно сжатых неармированных элементов при $e_0 > 0,7y$ должен производиться на воздействие расчетных нагрузок.

Расчеты по раскрытию трещин и по деформациям приведены в [3, 12, 13].

3. Проектирование кирпичных зданий

3.1 Классификация стен. Конструктивные схемы зданий

Сплошные и многослойные каменные стены применяют в гражданском и промышленном строительстве в качестве ограждающих и несущих конструкций. В зависимости от назначения здания, количества этажей, высоты этажей и других факторов стены могут быть:

- несущие, воспринимающие кроме нагрузок от собственного веса и ветра также нагрузки от покрытий, перекрытий, кранов и т. п.;

-самонесущие, воспринимающие нагрузку только от собственного веса стен всех вышележащих этажей здания и ветровую нагрузку;

-ненесущие (в том числе навесные), воспринимающие нагрузку только от собственного веса и ветра в пределах одного этажа при высоте этажа не более 6 м; при большей высоте этажа эти стены относятся к самонесущим;

-перегородки - внутренние стены, воспринимающие нагрузки только от собственного веса и ветра (при открытых оконных проемах) в пределах

одного этажа, при его высоте не более 6 м; при большей высоте этажа стены этого типа относятся к самонесущим.

В зданиях с самонесущими и несущими наружными стенами нагрузки от покрытий, перекрытий и т. и. передаются на каркас или поперечные конструкции зданий.

Продольные и поперечные стены каменных зданий, вместе с перекрытиями и покрытиями, образуют пространственную систему, работающую на восприятие всех нагрузок, действующих на здание.

Пространственная жесткость каменных зданий зависит от жесткости всех элементов, составляющих эти здания: стен, столбов, перекрытий и покрытий. Жесткость же самих элементов, образующих здание, зависит в свою очередь от размеров поперечных сечений, от размеров пролетов (высот) и условий сопряжения отдельных элементов между собой.

Для обеспечения совместной работы горизонтальных частей здания (покрытий, перекрытий, ферм и т. п.) со стенами и столбами они должны быть связаны друг с другом при помощи анкеров. Постоянные и временные нагрузки, действующие на каждый из взаимосвязанных элементов, вызывают в несущих каменных стенах и столбах внецентренное сжатие и изгиб [3, 13].

Опорами каменных стен и столбов при расчете на горизонтальные нагрузки, внецентренное и центральное сжатие служат междуэтажные перекрытия, которые, в свою очередь, передают нагрузку на поперечные стены. Поэтому, чем меньше расстояния между поперечными стенами, тем жестче и устойчивее будет здание. Эти опоры делятся на жесткие (несмещаемые) и упругие.

За несмещаемые или жесткие опоры принимаются:

- поперечные каменные и бетонные стены толщиной не менее 12 см, железобетонные толщиной не менее 6 см, контрфорсы, поперечные рамы с жесткими узлами, участки поперечных стен и другие конструкции, рассчитанные на восприятие горизонтальной нагрузки;

- покрытия и междуэтажные перекрытия при расстояниях между поперечными жесткими конструкциями не превышающих предельных;

- ветровые пояса, фермы, ветровые связи и железобетонные обвязки, рассчитанные по прочности и деформациям на восприятие горизонтальной нагрузки, передающейся от стен.

За упругие опоры принимаются покрытия и междуэтажные перекрытия при расстояниях между поперечными жесткими конструкциями, превышающих предельных, при отсутствии ветровых связей.

Устойчивость и жесткость стен и столбов зависят не только от жесткости самих стеновых конструкций, но и от жесткости перекрытий и покрытий, которые обеспечивают опирание или закрепление стен и столбов по их высоте.

По степени пространственной жесткости здания с несущими стенами подразделяются на две конструктивные схемы:

-с жесткой пространственной конструктивной схемой (рисунок 8а);

-с упругой пространственной конструктивной схемой (рисунок 8б).

Отнесение здания к одной из конструктивных схем зависит от расстояния между поперечными устойчивыми конструкциями, жесткости покрытий или перекрытий и группы кладки, из которой выполнены стены.

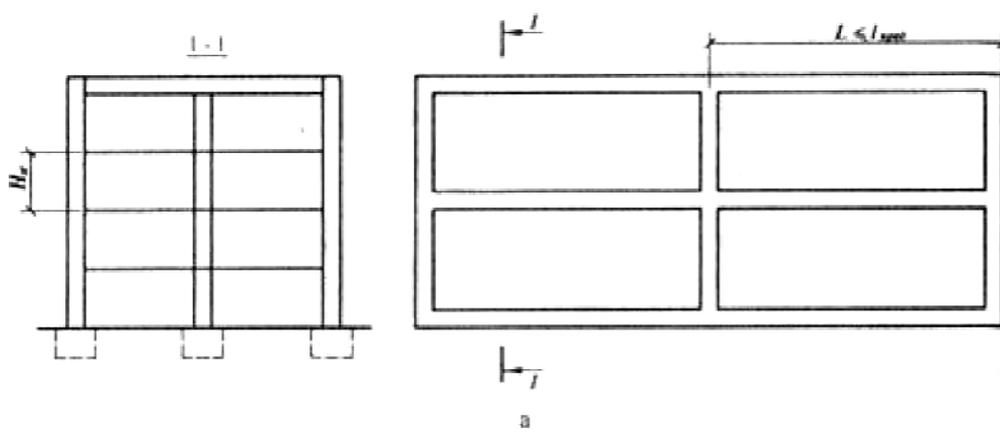


Рисунок 8 – Конструктивные схемы зданий: с жесткой (а), упругой (б) пространственными конструктивными схемами

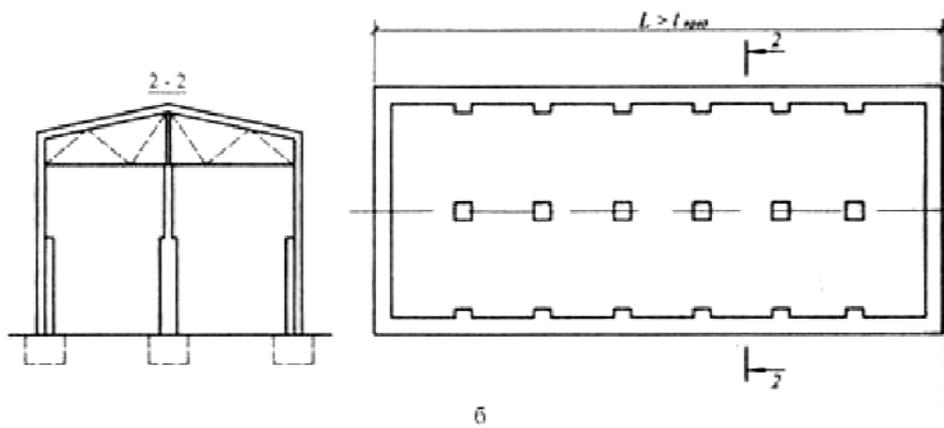


Рисунок 8 (продолжение)

К зданиям с жесткой конструктивной схемой относятся многоэтажные промышленные и гражданские здания с часто расположенными поперечными стенами. В этих зданиях ветровые и другие горизонтальные нагрузки, воспринимаемые продольными стенами, передаются от них на перекрытия, а от последних на поперечные стены, обладающие большой жесткостью в поперечном направлении (в своей плоскости).

Усилия от поперечных стен передаются через фундаменты на грунт. Схемы передачи горизонтальных нагрузок имеют вид: продольные стены → → перекрытия → поперечные стены → фундаменты → грунт. Чтобы осуществить такую последовательную передачу горизонтальных усилий, необходима высокая жесткость междуэтажных перекрытий и поперечных стен. В данном случае междуэтажные перекрытия рассматриваются как неподвижные - жесткие опоры, на которые опираются стены и столбы, как вертикальные балки, а поперечные стены служат опорами - устоями этих перекрытий.

Предельные расстояния между поперечными стенами $l_{пред}$, при которых обеспечивается неподвижность в горизонтальной плоскости перекрытий - диафрагм, приведены в [13, таблица 27] (для железобетонных перекрытий расстояния между поперечными стенами принимают от 24 до 54 м).

К зданиям с упругой конструктивной схемой относятся в основном одноэтажные промышленные здания, у которых при отсутствии жестких

горизонтальных связей поперечные устойчивые конструкции располагаются на расстояниях, превышающих $l_{\text{пред}}$ (предельные расстояния между поперечными стенами). В этом случае устойчивость здания создается поперечной устойчивостью самих продольных стен и столбов за счет их собственного веса и заделки в грунт, а также за счет жесткости покрытия [3, 4, 13].

Жесткость и устойчивость кирпичных зданий определяется конструктивной схемой стен и конструктивной системой здания, обеспечивающей их взаимосвязь и совместную работу со всеми остальными элементами несущего остова.

По конструктивным схемам кирпичные здания делятся на здания с продольными или поперечными несущими стенами и здания с перекрестным расположением продольных и поперечных несущих стен. В кирпичных зданиях имеются также схемы с внутренними столбами, заменяющими внутренние несущие стены. Кроме того, в кирпичных зданиях, и особенно, старой постройки, встречаются комбинированные конструктивные схемы, например, схемы с продольными и поперечными стенами, с продольными и поперечными стенами и внутренними столбами и т.п. [16, 17].

3.2 Расчет несущих стен зданий с жесткой конструктивной схемой

Конструкции зданий с жесткой конструктивной схемой должны быть рассчитаны на вертикальные и горизонтальные (ветровые) нагрузки с учетом их возможного сочетания. Стены многоэтажных зданий, кроме нагрузки от собственного веса, рассчитываются на внецентренно приложенные к ним нагрузки от перекрытий [3].

Расчет продольных стен. В многоэтажных зданиях с жесткой конструктивной схемой стены и столбы рассматриваются как вертикальные неразрезные многопролетные балки, опорами которых служат перекрытия (рисунок 9а). По упрощенной схеме допускается рассматривать стену или

столб расчлененными по высоте на однопролетные балки с расположением опорных шарниров в уровне низа плит или балок перекрытий (рисунок 9б). При расчете каждого этажа нагрузка собирается от вышележащих этажей и нагрузки от перекрытия, опирающегося на стену или столб рассматриваемого этажа (рисунок 9).

Нагрузки от верхних этажей, включая все стены, покрытие и перекрытия, полезную нагрузку на перекрытиях и т. п. ($\sum N$), считают приложенными в центре тяжести сечения стены или столба вышележащего этажа.

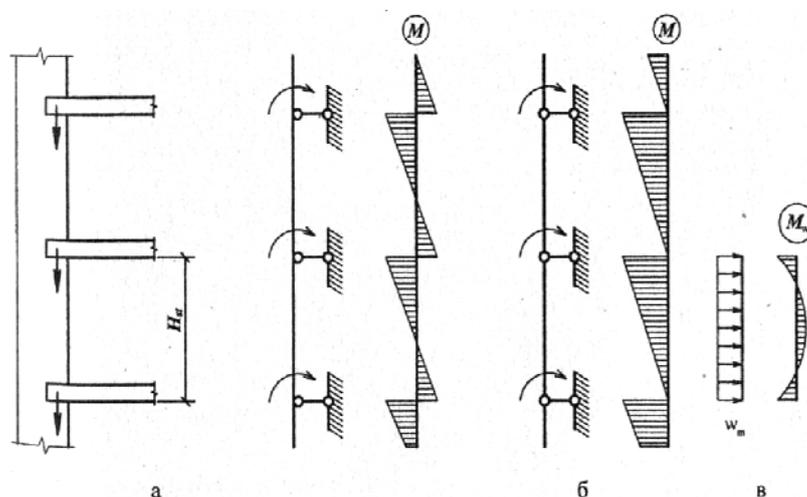


Рисунок 9 – Расчетные схемы стены (столба) и эпюры изгибающих моментов от вертикальных внецентренно приложенных и горизонтальных нагрузок: а - при расчете как неразрезной балки; б - как однопролетной в пределах высоты этажа; в - от ветровой нагрузки

Опорное давление N_1 от перекрытия, расположенного непосредственно над рассматриваемым этажом, принимается приложенным с эксцентриситетом e_1 , равным расстоянию от центра тяжести стены до центра тяжести эпюры опорного давления, которая принимается треугольной. Следовательно, расстояние от точки приложения опорной реакции перекрытия до внутренней грани стены равно $1/3$ глубины заделки, но не более 7 см (рисунок 10).

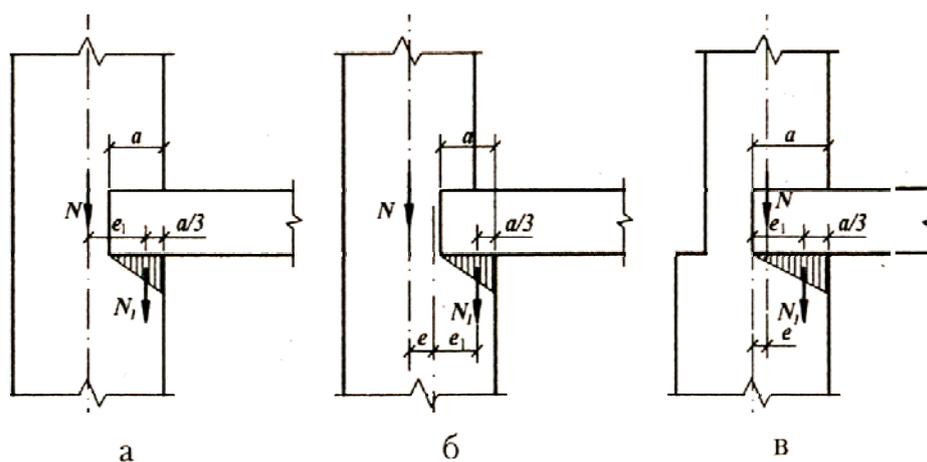


Рисунок 10 – Эксцентриситеты (а-в) приложения вертикальных нагрузок

Для стены, показанной на рисунке 10:

$$а - M = N_1 \cdot e_1 ,$$

$$б - M = N_1 \cdot e_1 - N \cdot e ,$$

$$в - M = N_1 \cdot e_1 + N \cdot e$$

Изгибающие моменты от ветровой нагрузки следует определять в пределах каждого этажа как для балки с защемленными концами —, за исключением верхнего этажа, для которого верхняя опора принимается шарнирной (рисунок 9в).

Таким образом, зная суммарную продольную силу и изгибающий момент M , стена рассчитывается на прочность как внецентренно сжатый элемент. Основные расчетные формулы, необходимые для определения продольных сил и изгибающих моментов в горизонтальных сечениях стен зданий с жесткой конструктивной схемой, приведены в [12, таблица 12].

Выбор расчетного сечения зависит от наличия и размеров проемов. В глухих стенах за расчетное принимается сечение I-I на уровне низа перекрытия с продольной силой $N_{I-I} = N + N_1$ и максимальным изгибающим моментом M_I (рисунок 11). В стенах с проемами опасным является сечение II-II на уровне низа перемычки, где изгибающий момент несколько меньше, но гораздо меньше площадь поперечного сечения элемента и $\varphi < 1$. Для

расчета выделяется участок стены шириной, равной расстоянию между осями проемов (рисунок 11). Продольная сила в этом сечении $N_{II} = N + N_I + Q_I$, а изгибающий момент $M_{II} = M_I \cdot H_I/H$.

Часто наиболее опасным может оказаться сечение III-III, расположенное на расстоянии $1/3$ высоты этажа от низа верхнего перекрытия, где изгибающий момент имеет величину $M_{III} = 2 \cdot M_I / 3$, а значение коэффициента φ достигает минимума. Продольную силу N_{III} в этом сечении легко определить, прибавив к силе N_{II} собственный вес части простенка.

Для опасных сечений определяется эксцентриситет $e_0 = M_x / N_x$, и расчет ведется как для внецентренно сжатых элементов. Чаще всего при расчете стен $e_0 < 0,7 \cdot y$, т. е. расчет по раскрытию трещин в швах кладки не производится [3, 4, 12, 13].

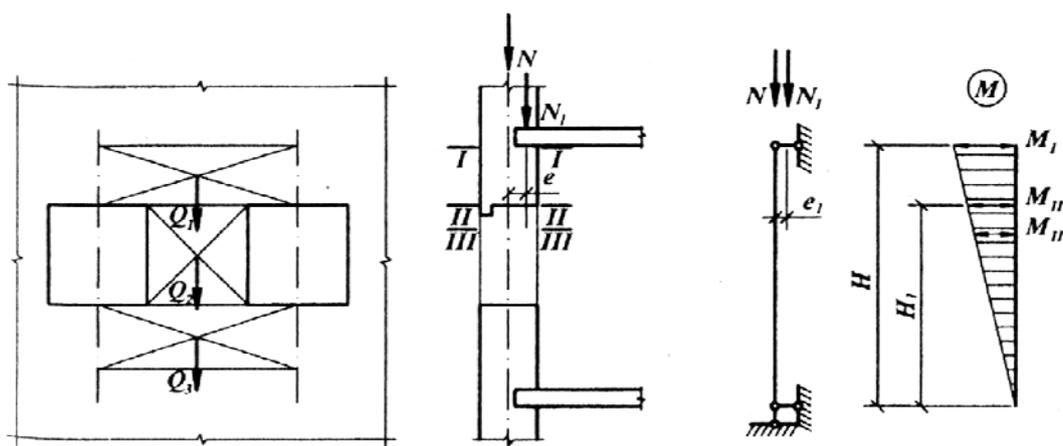


Рисунок 11 –Вертикальные нагрузки, действующие на стену, и эксцентриситеты их приложения

Расчет поперечных стен. В зданиях с жесткой конструктивной схемой ветровые нагрузки через перекрытия передаются на поперечные стены, которые работают при этом как вертикальные консоли, заделанные в фундамент.

Если поперечные и продольные стены соединены перевязкой, то следует учитывать совместную работу поперечной стены и участков примыкающих к ней продольных стен. В этом случае расчетное сечение консоли может иметь

форму двутавра, тавра или швеллера (рисунок 12а). При этом участки продольных стен играют роль полок, а поперечные стены – стенок консольных балок.

Расчетная длина участков продольных стен S , вводимая в совместную работу с поперечной стеной по обе стороны от нее, принимается $S \leq H/3$ и $S \leq 6 \cdot h$, где H – высота стены от уровня заделки, h – толщина примыкающей наружной продольной стены (рисунок 12б).

Для стен с проемами принимают $S \leq c$, где c – расстояние от края поперечной стены до грани оконного проема (рисунок 12в).

Нагрузки, действующие на эту консоль:

- вертикальная от собственного веса, перекрытий и покрытия;
- горизонтальная от активного давления ветра и отсоса.

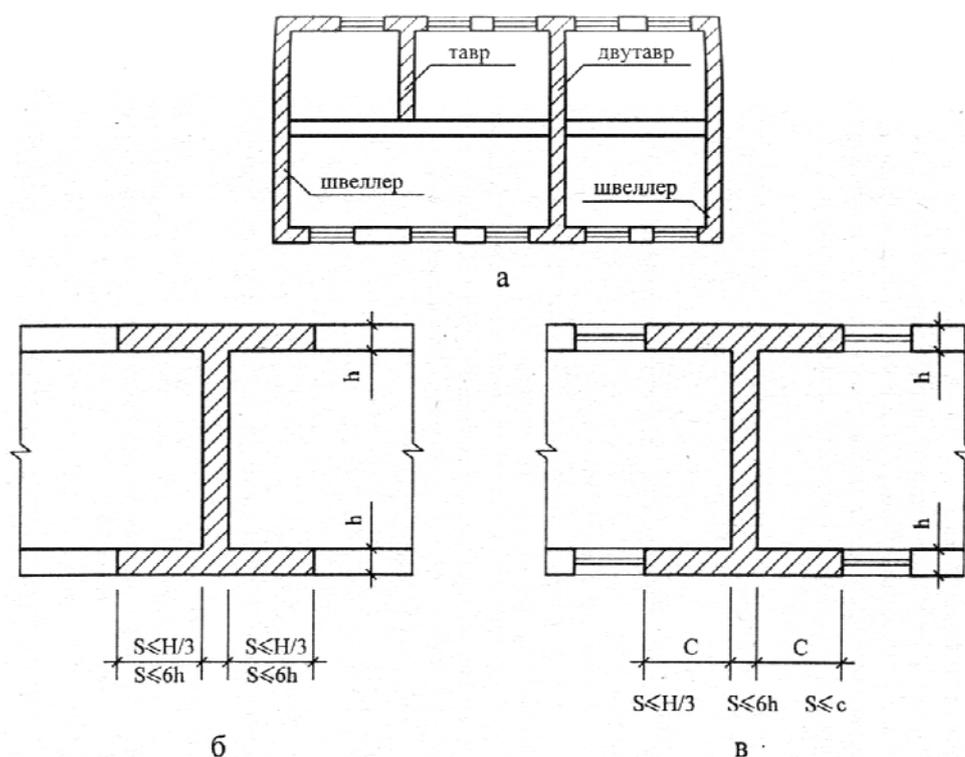


Рисунок 12 – Расчетные сечения поперечных стен

Таким образом, консоль следует рассчитывать как сжато-изогнутый элемент, на который действует продольная сжимающая сила N и изгибающий момент M .

Однако, при таком расчете, когда учитывается совместная работа поперечных стен с участками продольных стен, должна быть обеспечена надежная взаимная связь между ними, т. е. в месте взаимного примыкания стен не должно произойти сдвига (скалывания) при изгибе консоли.

В связи с отмеченным, при расчете стен (или их отдельных вертикальных участков) должны быть проверены:

- горизонтальные сечения на сжатие или внецентренное сжатие;
- наклонные сечения на главные растягивающие напряжения при изгибе в плоскости стены;
- раскрытие трещин от вертикальной нагрузки разнонагруженных, связанных между собой стен или участков смежных стен разной жесткости.

Расчетное сдвигающее усилие при учете совместной работы поперечных и продольных стен в местах их взаимного примыкания в пределах высоты этажа определяется как для упругого материала по формулам сопротивления материалов

$$T_x = \frac{Q \cdot S}{h \cdot I} \cdot h \cdot H_{st} = \frac{Q \cdot S}{I} \cdot H_{st}; \quad S = A \cdot y, \quad (11)$$

где Q - расчетная поперечная сила от горизонтальной нагрузки в середине высоты этажа; h - толщина поперечной стены; I - момент инерции сечения нетто стен относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане; S - статический момент сдвигаемой части сечения (участки продольных стен) относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения; A - площадь сечения примыкающей продольной стены; H_{st} - высота этажа; y - расстояние от оси продольной стены до оси, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане [3, 13].

Таким образом, проверка прочности при сдвиге сводится к проверке условия

$$\frac{Q \cdot A \cdot y}{I} \leq h \cdot R_w,$$

$$(12)$$

где R_{sq} – расчетное сопротивление кладки срезу по вертикальному перевязанному сечению (см. [13, п. 4.20]).

Расчет прочности стен на главные растягивающие напряжения при изгибе производится по формуле

$$Q \leq \frac{R_{tq} \cdot h \cdot l}{\nu},$$

(13)

а при наличии в стене растянутой части сечения – по формуле

$$Q \leq \frac{R_{tq} \cdot A_t}{\nu}, \quad (14)$$

где Q – см. выше; l – длина поперечной стены в плане (рисунок 13), R_{tq} определяется по [13, формула (41)].

При недостаточном сопротивлении кладки скалыванию, определяемому по [13, формулы (13), (14)], выполняется армирование ее продольной арматурой в горизонтальных швах. Расчетное сопротивление скалыванию армированной кладки R_{stq} определяется по [13, формула (44)].

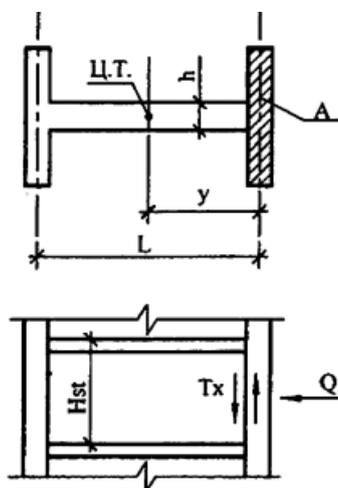


Рисунок 13 – Расчетная схема поперечных стен при сдвиге

При расчете поперечных стен здания на горизонтальные нагрузки, действующие в их плоскости, перемычки, перекрывающие проемы в стенах, рассматриваются как шарнирные вставки между вертикальными участками стен. Расчет перемычек производится по [13, формулы (45)-(48)].

3.3 Расчет несущих стен зданий с упругой конструктивной схемой

Элементы здания с упругой конструктивной схемой рассматривают как конструкции рамной системы, выделяя один ряд поперечных конструкций (рисунок 14).

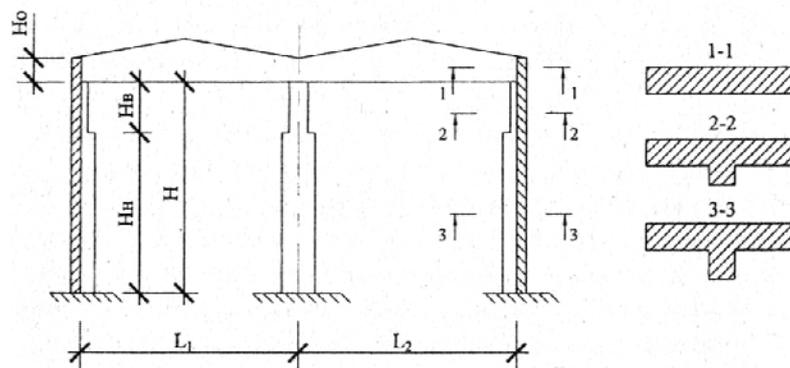


Рисунок 14 – Поперечный разрез здания

Стойками рам являются каменные стены и столбы, жестко заделанные в фундаменты в уровне пола, а ригелями - покрытия и перекрытия, принимаемые абсолютно жесткими в своей плоскости и шарнирно связанными со стойками (стенами, столбами). Внутренними стойками являются столбы, чаще прямоугольного сечения.

Расчетная схема поперечной рамы показана на рисунке 15.

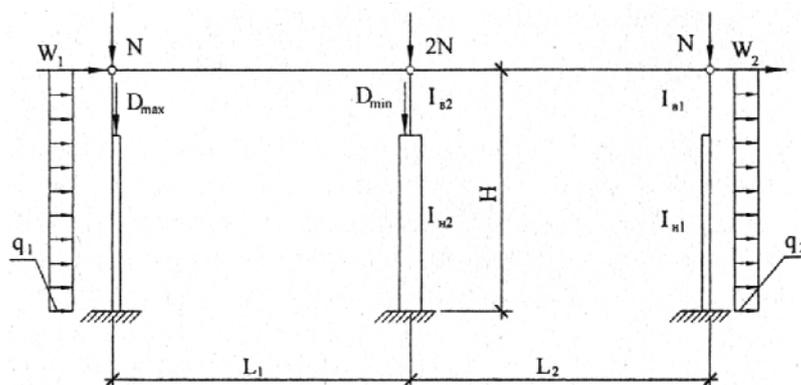


Рисунок 15 – Расчетная схема поперечной рамы

Поперечное сечение стоек крайних рядов может быть прямоугольным или тавровым (при наличии пилястр). Его ширина принимается в зависимости от характера приложения нагрузки, формы сечения и вида расчета (статический или конструктивный):

- если нагрузка от покрытия или перекрытия распределена равномерно по длине стены (например, при покрытии из железобетонных плит), за ширину сечения (b для прямоугольного или b_f для таврового) при статическом и конструктивном расчете принимается вся ширина простенка, а при глухих стенах – вся длина стены между осями (рисунок 16а, б);

- если нагрузка от покрытия или перекрытия сосредоточена на отдельных участках (опирание ферм, балок и т.п.), то стена усиливается пилястрой и при статическом расчете ширину полки таврового сечения допускается принимать равной $b_f = b_{\Pi} + 2 \cdot H / 3 \leq b_{\Pi} + 12 \cdot h$, но не более ширины простенка, т.е. $b_f = 2 \cdot b + b_{\Pi}$, где b_{Π} – ширина пилястры; H и h – соответственно высота и толщина стены (рисунок 16в). Если толщина стены меньше 0,1 высоты сечения пилястры, сечение рассматривается как прямоугольное, без учета примыкающих к пилястре участков стены;

- если нагрузка от покрытия (перекрытия) сосредоточенная, а пилястра отсутствует (стены без пилястр), то сечение наружной стойки в статическом расчете принимается прямоугольным с шириной $b_f = 2 \cdot H / 3 + b_l \leq 12 \cdot h + b_l$, (рисунок 16г) и не более ширины простенка, где b_l – ширина площади опирания опорных узлов ферм, балок или опорных подушек под этими узлами.

В конструктивном расчете при сосредоточенной нагрузке за ширину сечения принимается величина, переменная по высоте стены:

- для таврового сечения ширина полки b_f вверху принимается равной ширине пилястры b_{Π} , а внизу – $b_f = b_{\Pi} + H$; в промежутках между этими крайними точками ширина b_f меняется по линейному закону (рисунок 16д);

- для прямоугольного сечения ширина b_f принимается аналогично с заменой ширины пилястры шириной опорной подушки b_1 .

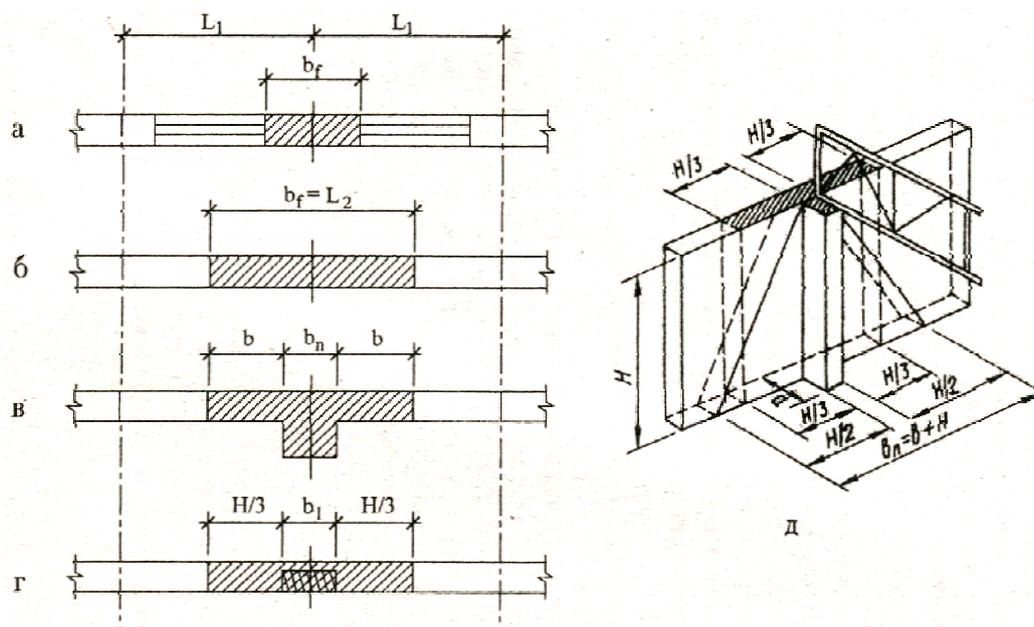


Рисунок 16 – Поперечное сечение наружных стен

При этом следует помнить, что ширина сечения стойки на каждом уровне не должна превышать ширины простенка.

Необходимый для статического расчета рамы модуль упругости кладки принимается $E = 0,8 E_0$.

В общем случае на раму действуют следующие нагрузки:

- вертикальные от собственного веса конструкций, снега, кранов;
- горизонтальные от ветра, от торможения кранов.

Изгибающие моменты и нормальные силы в различных характерных сечениях стоек рамы определяют по общим правилам строительной механики, при этом удобнее использовать метод перемещений, применяя справочные таблицы или на ЭВМ (рисунок 15).

По существу расчет рамы необходим лишь для определения усилий в ее стойках, так как ригель имеет с ними шарнирное сопряжение и рассчитывается независимо от них.

Стойки рамы рассчитывают как защемленные внизу консоли (рисунок 17), нагруженные внешней нагрузкой и опорной реакцией верхней упругой опоры. Опорные реакции в шарнирной верхней опоре X_i определяются последовательно от всех приложенных нагрузок, и полученные значения суммируются [3, 4, 12].

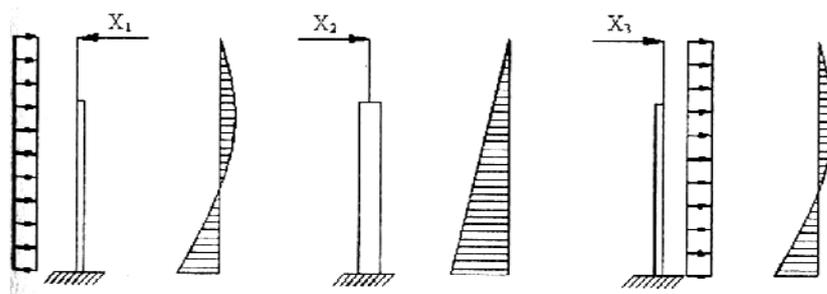


Рисунок 17 – К определению опорных реакций в стойках рамы

Вопросы расчета и конструирования частей зданий из кирпичной кладки (фундаменты под столбы и стены, стены подвалов, перемычки, опирание элементов конструкций на кладку, карнизы, парапеты и др.) подробно рассмотрены в [3, 4, 12, 13].

3.4 Проектирование каменных и армокаменных конструкций с использованием ЭВМ

В настоящее время в практике проектирования зданий и сооружений все чаще при расчете каменных и армокаменных конструкций применяют программные комплексы, реализуемые на ЭВМ. Наиболее известные из них:

- программный комплекс МОНОМАХ [18];
- программа КАМИН [19];
- программы института «Башкиргражданпроект» [20];
- пакет прикладных программ NormCAD [21] и другие [22].

Программный комплекс (ПК) МОНОМАХ может быть использован на разных этапах проектирования. На стадии принятия проектных решений за

короткое время можно получить результаты расчетов вариантов конструктивных схем, а также определить расход материалов и стоимость конструкций здания. Есть возможность расчета сооружений совместно с грунтовым основанием на базе создаваемой 3D-модели грунтового массива по имеющимся инженерно-геологическим данным. ПК МОНОМАХ имеет экспертную систему, которая на всех этапах автоматизированного проектирования дает пользователю подсказки относительно обоснования принятых конструктивных решений, таких как выбор размеров сечения несущих конструкций, расстановка диафрагм жесткости, обеспечение тех или иных требований нормативных документов [23].

КАМИН предназначен для выполнения конструктивных расчетов и проверок элементов каменных и армокаменных конструкций на соответствие требованиям СНиП II-22-81. Предполагается, что расчетные усилия соответствуют нагрузкам, определенным пользователем по [15], требованиям этого же документа соответствуют реализованные программой правила выбора расчетных сочетаний усилий. Везде в программе предполагается, что заданы расчетные значения нагрузок. В состав проверяемых элементов включены центрально и внецентренно нагруженные столбы различного поперечного сечения в плане, рядовые, клинчатые и арочные каменные и железобетонные балочные перемычки, наружные и внутренние стены здания с проемами и без проемов, стены подвалов. Кроме проверки общей прочности и устойчивости элементов выполняется экспертиза местной прочности в местах опирания балок, прогонов и других элементов на стены и столбы. Экспертиза выполняется как для неповрежденных конструктивных элементов, так и для элементов, имеющих трещины в каменной кладке и огневые повреждения вследствие воздействия температуры (например, в результате пожара). Решается задача проверки несущей способности центрально и внецентренно нагруженных элементов, усиленных стальными обоями, а также стен, ослабленных дополнительно образованными проемами [24].

4. Деформации каменных зданий и причины их возникновения

4.1 Факторы и причины, обуславливающие проявление дефектов и повреждений в элементах зданий и зданий в целом

Задача обеспечения сохранности конструкций построенных зданий ставилась и решалась издревле. С самого начала возведения зданий и сооружений постоянно возникали непредвиденные ситуации: низкое качество материалов, ошибки при возведении, различные стихийные бедствия, приводящие к повреждению конструкций или разрушению зданий, после которых проводились работы по их восстановлению и укреплению. Аварийные ситуации также возникают в результате ошибок проектирования.

Воздействие агрессивной среды. Для каменных конструкций, как для бетонных и железобетонных, возможно возникновение преждевременного разрушения или значительного снижения несущей способности даже при соблюдении требований норм при проектировании, строительстве и эксплуатации.

Основными причинами коррозии конструкций из каменных материалов является наличие в них влаги и агрессивных веществ, а скорость ее распространения зависит от структуры материала и внешних факторов.

Агрессивные вещества, содержащиеся в окружающей среде, вступают в химическую реакцию с каменными материалами конструкций зданий с образованием солей, из которых наиболее характерными являются сульфаты (85%), карбонаты (3%), нитраты (10%) и хлориды (2%). Максимальная концентрация солей отмечается как на внешней поверхности материала, так и на глубине 1-2 см от нее, вследствие чего происходит совпадение солевого максимума и зоны выкрашивания, что приводит к уменьшению расчетного сечения конструкции.

Все это указывает на то, что образующиеся на здании высолы не только нарушают его внешний вид, но и в значительной степени снижают его долговечность. Расчеты, учитывающие только силовые факторы, требуют корректировки и определения степени снижения прочностных характеристик каменных конструкций, работающих в агрессивной среде.

Биоповреждения каменных конструкций. Одним из видов коррозионных процессов в структуре материалов каменных конструкций является биокоррозия, приводящая к биоповреждениям (биодеструкции).

В коррозионных процессах принимают участие бактерии, грибы, актиномицеты, водоросли.

Общим свойством каменных материалов является их пористость. Чем она больше, тем сильнее на камень воздействуют факторы разрушения. Чем крупнее поры, тем больше они удерживают влаги и органической пыли, которые являются необходимым условием роста микроорганизмов, и тем глубже в породу могут проникать микробы и, следовательно, тем интенсивнее протекает процесс биоповреждения. Поселяясь на каменных материалах, микроорганизмы и низшие растения разрушают их химически и механически.

Химическое разрушение камня возникает в результате действия на него кислых продуктов, образующихся в процессе роста микроорганизмов: неорганических и органических кислот, а также углекислого газа. Наиболее сильное разрушение каменных материалов производят азотная и серная кислоты.

Между биологическими, химическими и механическими факторами, существует взаимодействие. Трещины, проявившиеся в результате температурных напряжений и выветривания, облегчают химические реакции между каменным материалом и продуктами жизнедеятельности микроорганизмов. В свою очередь биологические повреждения камня делают его более податливым к действию химических и механических факторов и тем самым увеличивают интенсивность разрушений.

Нарушения технологии возведения каменных конструкций. При возведении каменных конструкций в условиях строительной площадки могут иметь место отклонения в технологии и в правилах производства каменных работ, оказывающие негативное влияние на работу кладки под нагрузкой.

Выделим наиболее часто встречающиеся нарушения технологии возведения каменных конструкций:

1. Низкое качество работ:

- отклонение от горизонтали и вертикали поверхностей, рядов кладки и углов элементов из-за слабого геодезического контроля; при допустимом отклонении по вертикали на 1 этаж 10 мм и не более 30 мм на всю высоту здания отмечаются отклонения в гораздо больших размерах; отклонения стен от вертикали приводят к образованию эксцентриситета продольных усилий со снижением несущей способности;

- толщина горизонтальных и вертикальных швов в кладке превышает допустимую толщину в 10-12 мм; швы заполняются раствором не полностью, что приводит в дальнейшем к перенапряжениям в конструкции, образованию трещин и возможному разрушению;

- нарушение проектных требований перевязки швов и кладки, как на отдельных участках стен, так и в местах примыканий несущих пилястр к стенам или несущих поперечных стен к продольным стенам, что приводит к образованию вертикальных трещин и отделению одного участка кладки от другого;

- кладка столбов и узких простенков стен выполняется часто по многорядной системе перевязки в 5-6 рядов вместо требуемой трехрядной или цепной системы перевязки;

- применение кирпича-половняка и кирпичного боя в несущих ответственных конструкциях, хотя это и допускается только в кладке забутовки и для малонагруженных элементов;

- плохое сцепление кирпича с раствором, которое возникает по разным причинам, чаще всего в зимнее время это укладка обледеневшего кирпича на

неочищенную от снега поверхность; в жаркую летнюю погоду, наоборот, укладка в дело чрезмерно сухого кирпича, который быстро забирает влагу из раствора и обезвоживает его. Обезвоженный раствор, особенно цементный, практически не имеет сцепления с кладкой и легко отделяется от кирпича, что резко снижает несущую способность конструкции.

2. Отклонение от проектных требований:

- применение кирпича и раствора меньшей марки и других видов (например, силикатного кирпича вместо керамического) по сравнению с предусмотренным в проекте. Это может привести к существенному снижению несущей способности стен, простенков, столбов. Возможное снижение несущей способности при снижении прочности кирпича и раствора показано на рисунке 24а;

- нарушение требований проекта при возведении армокаменных конструкций с поперечным сетчатым армированием чаще всего сводится к увеличению шага сеток по высоте стен и столбов сверх допустимого, равного 40 см. На диаграмме (рисунок 24б) показан характер снижения несущей способности кирпичной кладки при дефектах армирования;

- анкерные металлические связи в углах здания или в местах примыкания внутренних стен к наружным либо вообще не устанавливаются, либо не заделываются на требуемую длину 1 м, считая от внутреннего угла; отсутствие связей или малая их анкеровка приводят к образованию вертикальных трещин, отделяющих более нагруженные стены от менее нагруженных;

- отсутствие опорных железобетонных подушек в местах передачи на кладку больших сосредоточенных нагрузок (под опорами стропильных балок и прогонов, под ребрами плит покрытия и др.) или установка опорных подушек, не содержащих арматуры, с возможным их раздавливанием и последующим разрушением расположенной под ней кирпичной кладки.

- загрузка каменных конструкций постоянной нагрузкой до достижения кладкой необходимой прочности.

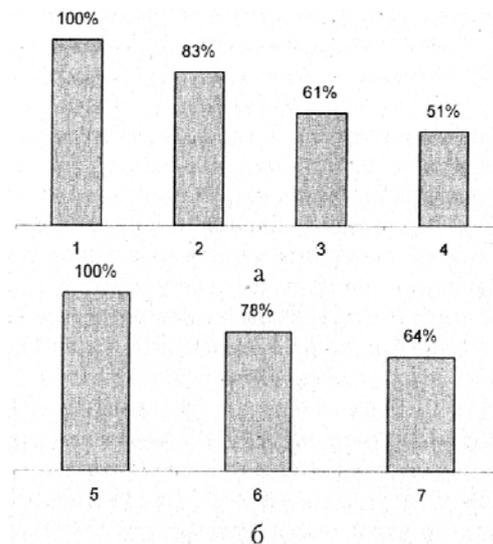


Рисунок 24 – Диаграммы снижения несущей способности кирпичной кладки: а - при снижении марок кирпича и раствора; б - при нарушении правил армирования; 1 - при проектных марках кирпича и раствора; 2 - при снижении прочности кирпича на одну марку; 3 - при снижении прочности кирпича на одну марку, а раствора - на две марки; 4 - при снижении прочности кирпича и раствора на две марки; 5 - при проектном армировании; 6 - при пропуске одной сетки; 7 - при пропуске двух сеток

3. Нарушение правил производства работ в зимних условиях:

- применение раствора для зимней кладки методом замораживания без подогрева и без химических добавок, снижающих температуру замерзания раствора, что не позволяет раствору набрать до замерзания даже минимальную прочность, в связи с чем, в период первого оттаивания в конструкциях возникает неравномерная осадка при резком снижении прочности кладки;

- использование раствора, доставленного на самосвалах, после длительного открытого хранения раствора на строительном объекте, после разбавления частично смерзшегося раствора дополнительным количеством воды для придания ему пластичности;

- игнорирование выполнения мероприятий по обеспечению устойчивости и усилению несущих конструкций в период первого

оттаивания во избежание перегрузок, а также мероприятий по предупреждению последствий перераспределения нагрузок на конструкции и связанного с этим возможного появления деформаций в здании при неравномерном оттаивании различных конструктивных элементов.

Силовые факторы воздействия на каменные конструкции. Дефекты и повреждения каменной кладки от воздействия силовых факторов возникают в наиболее нагруженных элементах каменных конструкций: несущих каменных столбах, простенках, пилястрах и др.

Эти элементы работают в основном на центральное и внецентренное сжатие. Повреждение каменных сжатых элементов от силовых воздействий обычно сводится к образованию продольных трещин, которые с увеличением нагрузки развиваются по высоте, соединяются между собой и разделяют кладку на отдельные вертикальные гибкие столбики. Из-за потери устойчивости столбики последовательно разрушаются, что приводит в конечном итоге к разрушению всей конструкции. Наиболее часто встречающимся силовым повреждением элементов из каменной кладки является повреждение, вызванное местной перегрузкой при опирании на них металлических или железобетонных балок без устройства опорных железобетонных подушек, применения неармированных бетонных подушек, стальных распределительных пластин или армирования кладки.

Влияние длительного срока возведения или перерыва в строительстве объектов без надлежащей консервации конструкции на их последующую работу. При длительном (многолетнем) сроке возведения или при перерыве в строительстве объектов незащищенные строительные конструкции подвергаются атмосферным и климатическим воздействиям.

При этом наиболее часто встречающимися повреждениями каменных конструкций являются:

- разрушение поверхностных слоев кладки под воздействием попеременного замораживания и оттаивания при значительном их увлажнении атмосферными осадками; замачивание вертикальных плоскостей

кладки недостроенных стен происходит из-за отсутствия водоотвода с кровли или отсутствия карнизной части стены, а также при косых дождях;

- выветривание и разрушение кирпича и растворных швов; развитие микро- и макротрещин в материалах каменной кладки за счет температурных воздействий окружающей среды;

- повреждение камней и раствора в швах каменной кладки за счет развития мхов, лишайников и т.п.;

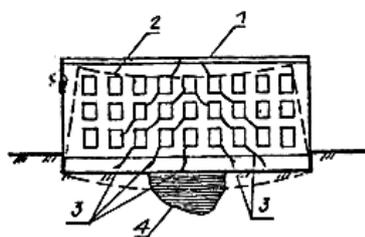
- повреждение материалов каменной кладки при агрессивных воздействиях на них окружающей воздушной среды и кислотных осадков [3].

Наиболее частыми причинами, вызывающими образование трещин в каменных конструкциях, по статистике являются [10, 25]:

- неравномерные осадки оснований (65-75%);
- перегрузка конструкций (10-15%);
- температурные деформации (10-15%);
- влажностные деформации (5-8%);
- особые нагрузки и воздействия (2-5%).

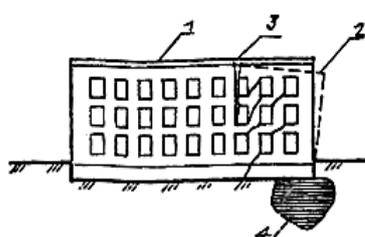
По характеру расположения трещин в кирпичных стенах здания можно судить о причинах их возникновения (рисунки 25, 26, 27).

Деформации в виде прогиба здания при наличии в основании слабого грунта



1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – слабый грунт (линза, участок дополнительного замачивания и др.)

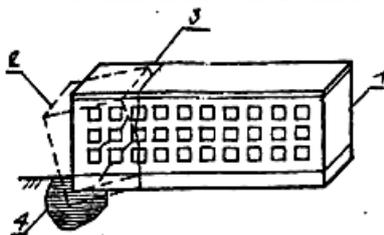
Деформации в виде перекоса здания при наличии в основании слабого грунта



1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – слабый грунт (линза, участок дополнительного замачивания и др.)

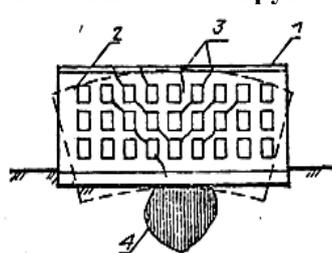
Рисунок 25 – Расположение трещин в кирпичной кладке стен по причине неравномерных осадок оснований

Деформации в виде кручения здания при аварийном замачивании основания



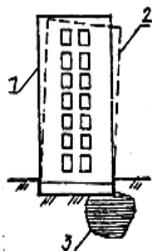
1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – аварийное замачивание грунтов в угловой части здания

Деформации в виде выгиба здания при наличии в основании малосжимаемого грунта



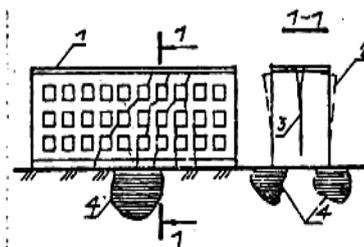
1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – малосжимаемый грунт (линза или инородные малосжимаемые включения)

Деформации в виде крена здания при наличии в основании слабого грунта



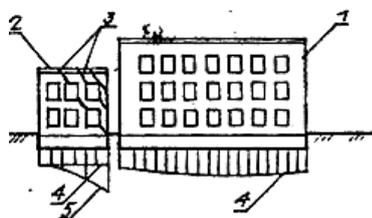
1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – слабый грунт (линза, участок замачивания оснований вдоль одной из стен здания и др.)

Деформации в виде разлома здания при аварийном замачивании основания



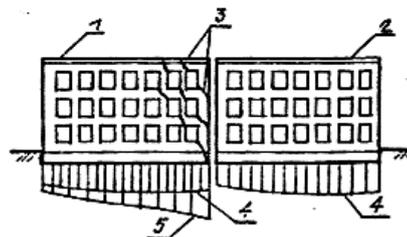
1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – аварийное замачивание грунтов основания на различных участках пятна застройки здания

Деформации при возведении нового здания возле существующего



1 – возводимое новое здание; 2 – существующее здание; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов; 5 – эпюра дополнительных осадок фундаментов

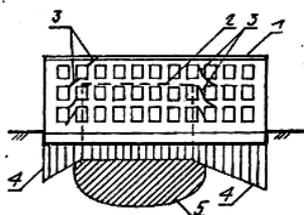
Деформации при возведении зданий в несколько очередей



1, 2 – соответственно здания первой и второй очередей строительства; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов; 5 – эпюра дополнительных осадок фундаментов

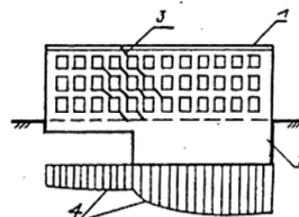
Рисунок 25 (продолжение)

Деформации при строительстве нового здания на месте снесенного



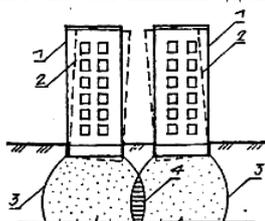
1 – возводимое новое здание; 2 – существующее старое здание; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов нового здания; 5 – граница зоны уплотненного грунта

Деформации при неправильном устройстве фундаментной части здания



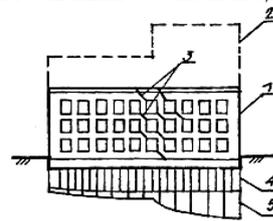
1 – возводимое здание; 2 – фундаментная часть здания; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов

Деформации в виде встречного наклона смежных зданий



1 – проектное положение смежных высотных зданий; 2 – положение зданий после их наклона /крена/, вызванного взаимным влиянием давлений от фундаментов; 3 – границы зоны уплотненного грунта; 4 – зона дополнительного уплотнения основания

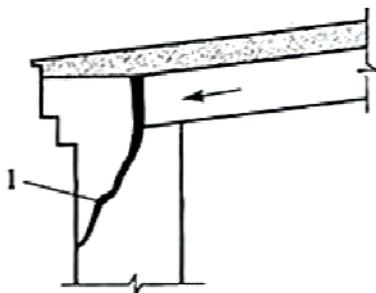
Деформации при надстройке дополнительных этажей над зданием



1 – существующее здание; 2 – надстройка над существующим зданием; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4, 5 – соответственно эпюры осадок фундаментов до и после надстройки дополнительных этажей

Рисунок 25 (продолжение)

а)



б)

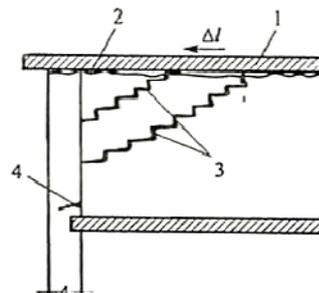


Рисунок 26 – Расположение трещин в кирпичной кладке по причине температурных деформаций: а – трещины в карнизе; б – трещины от нагрева покрытия; 1 – покрытие; 2- трещины от поднятия покрытия при его смещении; 3- трещины в стене от сдвига; 4- трещины в простенке от изгиба

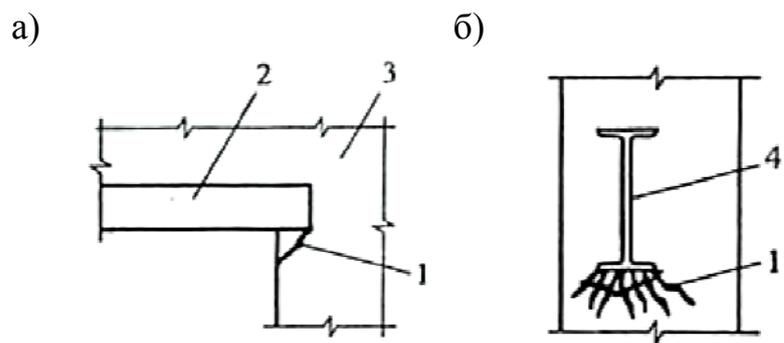


Рисунок 27 – Повреждения каменных конструкций: а - трещины в стене от усадки перемычки; б - трещины в кирпичной колонне от балок, установленных без опорных подушек; 1 – трещины; 2 – перемычка; 3 – простенок, 4 - балка

Нередко образование трещин в каменных конструкциях происходит от температурно-влажностных воздействий (усадки, набухания, перепада температур). При усадке кладки происходит уменьшение ее объема, связанное с ее высыханием. Набухание кладки имеет обратный процесс и связано с увлажнением кладки. При усадке каменных конструкций происходит их подвижка. Если имеется сопротивление подвижке конструкции, в ней по достижении прочности кладки на растяжение возникнут усадочные трещины.

Причиной возникновения усадочных трещин может быть применение в кладке разных видов кирпича, имеющих разную усадку. Это характерно для наружных стен из глиняного кирпича, облицованных силикатным кирпичом.

Усадочные трещины, как правило, неопасны для сооружения, но портят его внешний вид.

Повреждения кладки от температурных перепадов наблюдаются в местах пересечений поперечных и продольных стен, обусловленные их температурными удлинениями [26].

Трещины в каменных стенах могут возникать из-за воздействия примыкающих железобетонных или стальных конструкций, при суточных и

сезонных перепадах температуры воздуха или при неудачной форме каменной конструкции.

Коэффициент линейной температурной деформации железобетона и стали примерно в два раза больше, чем для каменной кладки. Поэтому, если этот фактор не учесть, то в каменной кладке будут возникать трещины у торцов перемычек и заходящие в кладку простенков и перемычного пояса. В проекте выше и ниже опорных частей перемычек следует предусматривать сетчатое армирование [27] для обеспечения монолитности кладки, при возникновении в ней трещин [28].

Образование в кладке трещин может произойти от различных динамических воздействий: ударов, сотрясений от транспортных средств, вибраций от оборудования. Трещины от динамического воздействия имеют нерегулярное направление и они также приводят к расчленению кладки на отдельные элементы, что может вызвать ее разрушение.

Довольно часто при эксплуатации конструкции повреждаются от пробивки непроектных отверстий и борозд для прокладки коммуникаций [26].

Дефекты и повреждения кирпичных конструкций по причине неравномерных осадок оснований, перегрузок конструкций, температурных и влажностных деформаций подробно рассмотрены в [29] - [36].

4.2 Классификация дефектов и повреждений каменных конструкций из кирпича

Дефекты и повреждения, характерные для каменных конструкций, принято классифицировать по следующим признакам:

1. По причинам происхождения дефектов и повреждений:

- ошибки проектирования (неправильный учет нагрузок, их эксцентриситетов приложения, неудачное конструктивное решение узлов

сопряжения, неполная информация по инженерно-геологической оценке грунтов основания и т.д.);

- низкое качество материалов (искривление граней кирпича, отклонения в размерах, низкая морозостойкость кирпича и раствора, и т.д.);

- низкое качество выполнения работ (нарушение горизонтальности, толщины швов и правил их перевязки, отклонение несущих стен и столбов по вертикали и т.д.);

- неудовлетворительные условия эксплуатации: замачивание, попеременное замораживание и оттаивание при увлажнении, агрессивное воздействие окружающей среды;

- неравномерные осадки оснований под фундаментами стен и столбов, вызванные недостаточным изучением инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий; нарушение технологии производства земляных и строительных работ, ошибками на стадии проектирования объекта, нарушением норм и правил технической эксплуатации здания.

2. По времени проявления:

- в период строительства;

- при длительном перерыве в строительстве без консервации;

- в период плановой эксплуатации;

- после выработки сроков эксплуатации.

3. По способам обнаружения:

- явный дефект (обнаруживается при визуальном наблюдении);

- скрытый дефект (выявляется с применением известных методов и средств);

- скрытый дефект (для выявления которого не предусмотрены соответствующие методы и средства);

4. По степени повреждения:

- незначительная степень (несущая способность кладки снижена до 5 %, усиление не требуется);

- слабая степень (несущая способность снижена до 15 %, усиление требуется при наличии трещин в зависимости от величины действующей нагрузки);

- средняя степень (несущая способность снижена до 25 %, усиление обязательно);

- сильная степень (несущая способность снижена до 50 %, усиление обязательно);

- аварийная степень (несущая способность кладки снижена более чем на 50 %, необходимы противоаварийные мероприятия, технико-экономическое обоснование усиления или замены).

5. По возможности устранения дефекта или повреждения:

- устранимые дефекты и повреждения, устранение которых технически возможно и экономически целесообразно. Методы устранения дефектов и повреждений каменной кладки предполагают:

а) восстановление, путем выполнения различных растворных инъекций и штукатурки;

б) усиление, путем устройства обойм, шпонок; установкой скоб и стяжек, разгрузочных поясов;

- неустраимые дефекты и повреждения, устранение которых технически невозможно или экономически нецелесообразно.

6. По видам дефектов и повреждений:

- повреждения, вызванные деформациями стен;

- повреждения, вызванные отколами, раковинами, выбоинами и другими нарушениями сплошности;

- повреждения, связанные с увлажнениями и возможными обмерзаниями кладки стен;

- повреждения защитных и отделочных слоев каменной кладки;

- повреждения, вызванные нарушением основного материала стен в виде трещин в камне и растворе [3, 33, 37].

Характерные дефекты и повреждения конструкций из каменной кладки, а также вероятные причины их возникновения, возможные последствия, меры по предотвращению их дальнейшего развития и устранение повреждений подробно представлены в [3, таблица 7.1] и в [32, таблица 9].

5. Оценка несущей способности элементов конструкций из кирпича с дефектами и повреждениями

Несущую способность поврежденных армированных и неармированных каменных конструкций определяют согласно требованиям норм с учетом выявленных в процессе обследования дефектов и повреждений и фактических значений прочности кирпича, раствора и арматуры.

При этом должны учитываться факторы, снижающие несущую способность конструкций, такие как: наличие трещин и дефектов, уменьшение расчетного сечения конструкций, эксцентриситеты (связанные с отклонением стен, столбов колонн и перегородок от вертикали и выпучиванием из плоскости), нарушение конструктивной связи между стенами, колоннами и перекрытиями, смещение балок, перемычек, плит на опорах.

Фактическая несущая способность обследуемой конструкции Φ с учетом указанных факторов вычисляется по формуле:

$$\Phi = N \cdot k_{mc}, \quad (15)$$

где N - расчетная несущая способность конструкций, определяемая в соответствии с указаниями [13], k_{mc} - коэффициент снижения несущей способности кладки, значения которого приведены в [32, таблицы 7.5-7.8].

Категории технического состояния конструкций изображены на рисунке 28. Оценка технического состояния эксплуатируемых каменных зданий представлена в [3, таблица 7.4].



Рисунок 28 – Категории технического состояния конструкций

5.1 Предаварийное и аварийное состояние конструкций из кирпича

Предаварийное состояние каменных конструкций характеризуется следующими признаками:

- силовые трещины раскрытием более 2 мм, пересекающие более 8 рядов кладки (рисунок 29а);
- образование под опорами пролетных конструкций вертикальных и наклонных трещин, пересекающих более 4 рядов (рисунок 29б);
- краевое повреждение кладки под опорами на глубину более 1/5 опирания (рисунок 29в);
- повреждение кладки на глубину более 50 % толщины (рисунок 29г);
- отклонение от вертикали и выпучивание стен в пределах этажа более 1/3 их толщины (рисунок 29д);
- смещение конструкций перекрытия на опорах более 1/2 глубины заделки в стене (рисунок 29е);
- разрушение анкерных связей крепления стен к колоннам и перекрытиям (рисунок 29ж) [33].

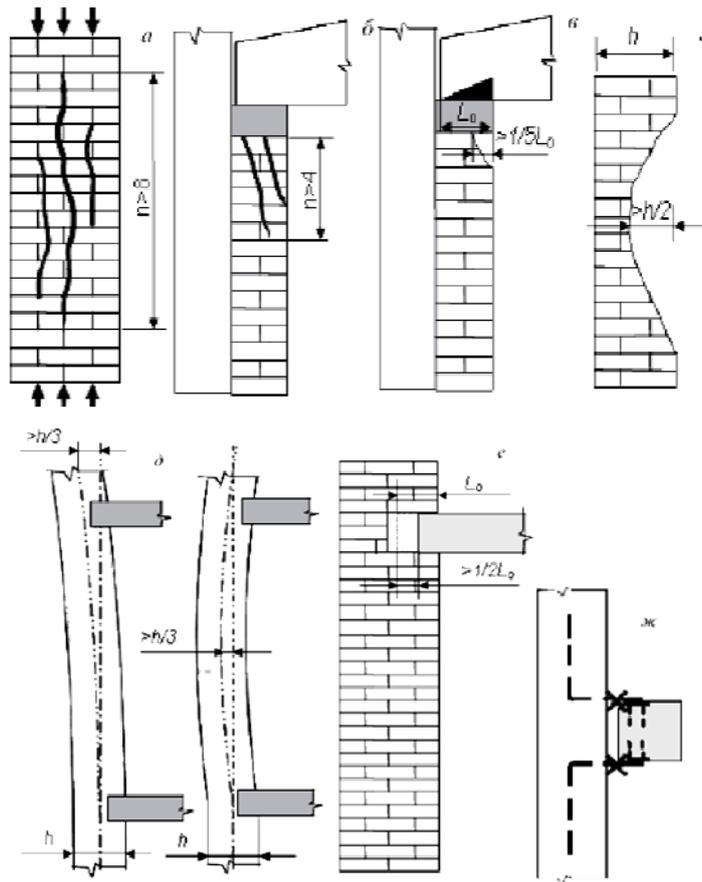


Рисунок 29 – Признаки предаварийного состояния каменных конструкций

Наступление аварийного состояния каменной кладки в связи с ее перегрузкой соответствует третьей стадии напряженно-деформируемого состояния кладки.

Опасным является появление трещин в кладке под концами балок, прогонов, перемычек больших пролетов или под опорными подушками. При этом возникает возможность обрушения элемента, опирающегося на кладку. Это аварийное состояние элемента.

Признаки аварийного состояния каменных конструкций более подробно рассмотрены в [41].

6. Усиление каменных конструкций из кирпича

Необходимость усиления строительных конструкций в процессе их эксплуатации возникает как при реконструкции и техническом перевооружении здания, так и вследствие физического износа и различных повреждений, вызванных коррозией материалов, механическими воздействиями, воздействиями агрессивной среды, некачественным изготовлением конструкций и нарушением норм производства строительномонтажных работ, нарушением правил эксплуатации и условий технологии производства.

Восстановление и усиление каменных конструкций может быть выполнено различными способами, которые можно условно объединить в три группы: усиление без изменения расчетной схемы, с изменением расчетной схемы и с изменением напряженного состояния.

Результаты обследования каменных зданий, их конструкций и элементов обобщаются в техническом заключении, в котором на основании их технического состояния делаются выводы о необходимости их усиления или восстановления [3].

6.1 Методы восстановления конструкций из кирпича

Наиболее распространенными методами восстановления каменных конструкций являются: оштукатуривание, инъецирование имеющихся трещин, частичная или полная перекладка элементов.

Восстановление элементов оштукатуриванием применяется при поверхностных повреждениях кладки в виде выветривания раствора, размораживания, расслоения на глубину до 150 мм, а также при наличии стабилизированных осадочных трещин. Оштукатуривание осуществляется вручную (при глубине повреждения до 40 мм) или торкретированием раствором марки М75 и выше на основе цемента.

Для обеспечения надежного сцепления штукатурного слоя с кирпичной кладкой производят подготовку оштукатуриваемой поверхности: кладку очищают от поврежденного кирпича и раствора, промывают и высушивают. При большой площади и толщине штукатурного слоя дополнительно расчищают горизонтальные швы на глубину 10...15 мм, на кладке выполняют насечку поверхности, устанавливают металлические сетки из проволоки диаметром 2...6 мм или стеклосетки. Металлические сетки могут выполняться на месте путем обвязки проволокой диаметром 2...3 мм вокруг анкеров диаметром, не превышающих толщину шва (рисунок 30). Края сеток заводят за поврежденный участок на длину не менее 500 мм. Если поврежденный участок находится вблизи угла здания, сетку заводят за угол на стену не менее чем на 1000 мм.

Для восстановления и усиления каменной кладки, имеющей сквозные трещины силового и осадочного характера (при стабилизировавшихся осадках), применяется инъецирование цементным и полимерным растворами путем их нагнетания под давлением до 0,6 МПа с помощью нагнетательных устройств.

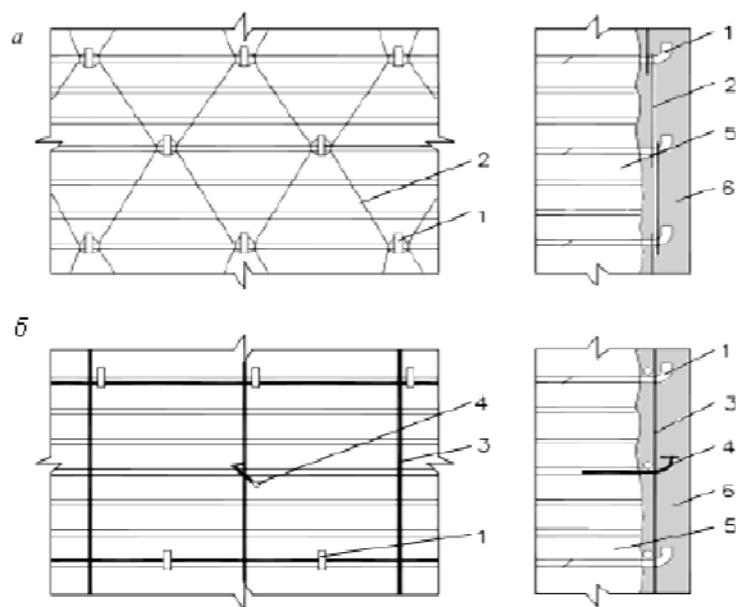


Рисунок 30 – Восстановление кирпичных стен: а - с использованием обвязки из проволоки, б - с использованием готовых сеток: 1 - анкер, 2 - проволока, 3 - сетка, 4 - гвозди, 5 - восстанавливаемая кладка, 6 – раствор

Расчетное сопротивление каменной кладки, усиленной инъектированием раствора в трещины, принимается с учетом поправочного коэффициента m_k , зависящего от вида раствора и характера трещин:

$m_k = 1,1$ – для кладки с трещинами от силовых воздействий, инъектированных цементным раствором;

$m_k = 1,3$ – то же, полимерным раствором;

$m_k = 1,0$ – для кладки с трещинами от неравномерной осадки или нарушением связи между отдельными элементами, инъектированными цементным или полимерным растворами.

Частичная (полная) перекладка производится при наличии большого количества мелких, одиночных глубоких и сквозных трещин при стабилизировавшихся осадках здания. Для перекладки применяют кирпич и раствор марки, не ниже марки кирпича и раствора восстанавливаемой кладки. При перекладке участков должна быть сохранена принятая перевязка швов (рисунок 31).

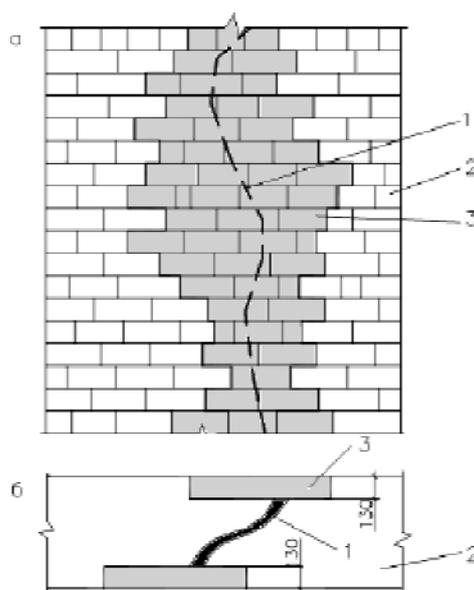


Рисунок 31 – Восстановление каменной кладки частичной перекладкой:
 а - частичная перекладка с одной стороны, б - то же с двух сторон: 1 - трещина, 2 - восстанавливаемая стена, 3 - частичная перекладка

Для восстановления целостности кирпичных стен, имеющих сквозные трещины силового и осадочного характера, применяют скобы из круглой стали диаметром не менее 6 мм, концы которых закрепляются в устраиваемых отверстиях в кладке на глубину 100 мм и более, а также накладки из листового или профильного металла, закрепляемые на усиливаемых участках стен с помощью стяжных болтов (рисунок 32). Скобы и накладки могут размещаться с одной (при толщине стены 640 мм и менее) или двух сторон (при большей толщине) усиливаемого участка, на поверхности, в горизонтальных швах (для скоб диаметром, не превышающем толщину шва) и в предварительно подготовленных штрабах. Размещение накладок в штрабах эффективно при смещениях участков стен, разделенных трещиной, относительно друг друга по вертикали.

В качестве накладок применяются прокатные профили в виде швеллеров № 16...20, уголков с шириной полки, примыкающей к стене, 75...100 мм, а также полосовая сталь шириной 70 мм и более. Стяжные болты выполняют из круглой стали диаметром 16...22 мм. Расстояние от трещины до

ближайших к ней стяжных болтов должно составлять не менее 600 мм. В случае если трещина находится вблизи угла здания, накладки заводятся за угол не менее чем на 1000 мм. После монтажа накладок штрабы заполняют бетоном. Стальные накладки, устанавливаемые на поверхности стен без устройства штраб, покрывают антикоррозионными составами или оштукатуривают по сетке [3, 30, 33, 42, 43, 44, 45].

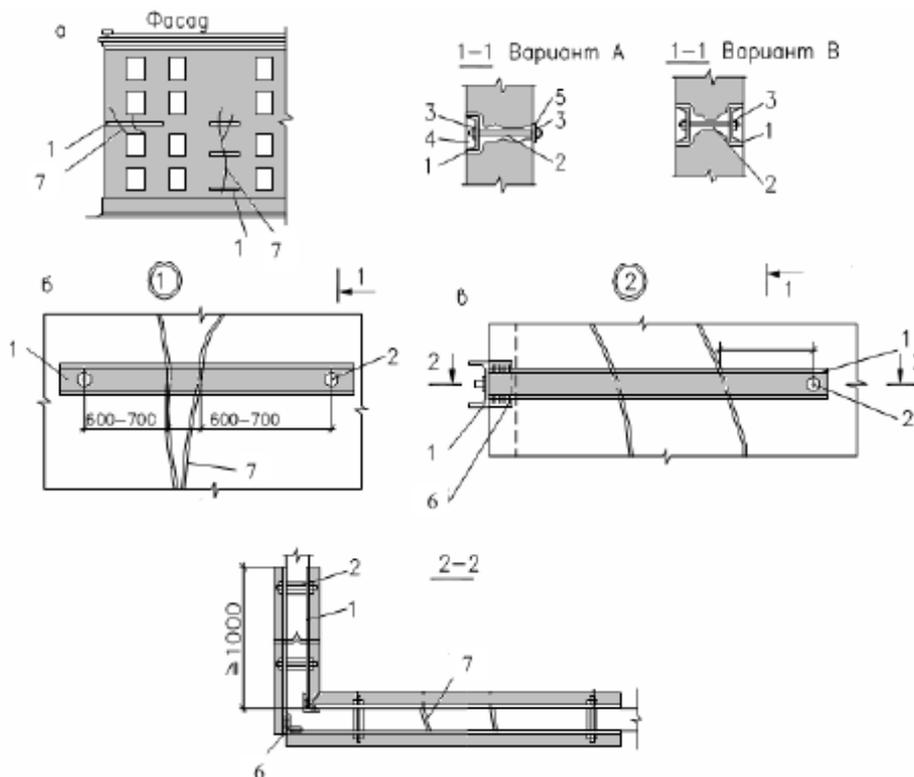


Рисунок 32 – Усиление стен наладками: а - общий вид усиления, б - усиление простенка, в - усиление вблизи угла здания: 1 - стальная накладка, 2 - стяжной болт, 3 - гайка, 4 - штраба, 5 - опорная пластина (полоса), 6 - уголок, 7 – трещина

6.2 Усиление элементов конструкций из кирпича

При невозможности достижения требуемой степени повышения прочности без увеличения поперечного сечения элемента применяют методы усиления, увеличивающие площадь поперечного сечения путем устройства наращивания или обойм.

Наращивание может быть каменным, армокаменным или железобетонным.

Для наращивания применяется кирпич и раствор марок не ниже фактической условной марки кирпича и раствора, полученной при испытании образцов из усиливаемой конструкции.

Наращивание устраивают толщиной в 1/2 кирпича или более. Совместная работа с кирпичной кладкой усиливаемой конструкции обеспечивается путем устройства борозд в усиливаемой кладке глубиной в 1/2 кирпича или с помощью анкеров, забиваемых в швы. Для кладки наращивания возможно применение продольного и поперечного армирования.

Расчет прочности каменных конструкций, усиленных каменным (армокаменным) наращиванием, производится по [13] с учетом его совместной работы с усиливаемой конструкцией путем введения дополнительного коэффициента условий работы к расчетному сопротивлению каменной кладки наращивания, равного:

- при усилении элемента под нагрузкой, превышающей 70 % расчетной, $\gamma_{k,ad} = 0,8$.

- при усилении элемента под нагрузкой, не превышающей 70 % расчетной, $\gamma_{k,ad} = 1$.

Для устройства наращивания из железобетона применяется бетон класса не ниже С12/15. Железобетонная часть возводится в предварительно подготовленных нишах или существующих каналах кирпичной кладки (рисунок 33). Процент армирования железобетонной части сечения должен составлять 0,5...1,5 %. Так как деформативность каменной кладки существенно выше деформативности железобетона, то при усилении под нагрузкой дополнительные бетон и арматура работают совместно с усиливаемой конструкцией и достигают своего расчетного сопротивления в предельном состоянии.

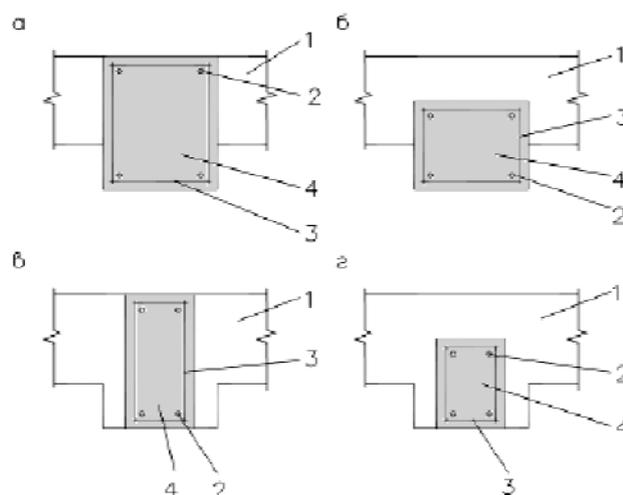


Рисунок 33 – Усиление простенков с пилястрами монолитными железобетонными элементами: а, в - сквозная пробивка стены; б, г - устройство углублений с одной стороны: 1 - усиливаемая кладка, 2 - продольная арматура, 3 - поперечная арматура, 4 - бетон усиления

Эффективным методом увеличения прочности каменной кладки при малых эксцентриситетах является устройство обойм: стальной, железобетонной и растворной.

Наиболее массовыми элементами, усиливаемыми обоймой, являются столбы и простенки. Столбы, как правило, имеют прямоугольную форму поперечного сечения с соотношением сторон не более 1,5, что способствует эффективной работе обойм, ограничивающих поперечные деформации в сечении. Простенки имеют вытянутую в плане форму, обычно с соотношением сторон более двух. При этом для эффективного использования обойм устанавливаются дополнительные связи в виде стяжных болтов или анкеров. Допускаемые расстояния между связями (анкерами, хомутами) не более 1000 мм и не более двух толщин стены по длине, по высоте - не более 750 мм. Связи надежно закрепляют в усиливаемой кладке.

Стальная обойма - это система из продольных элементов уголкового профиля (рисунок 34), устанавливаемых на растворе по углам или выступам конструкции и приваренных к ним поперечных элементов (планок) в виде

полосовой или арматурной стали, а также опорных подкладок (при усилении всего столба или простенка, когда на продольные элементы передается часть усилий от вышерасположенных конструкций). Шаг планок принимают не более меньшего размера поперечного сечения и не более 500 мм.

Для повышения эффективности усиления поперечные планки рекомендуется напрягать. Для этого со стороны двух противоположных граней к продольным элементам приваривают планки только с одного конца. После чего нагревают планки до 100...120°C и приваривают в нагретом состоянии второй свободный конец к вертикальным уголкам. При остывании планок происходит обжатие усиливаемой конструкции.

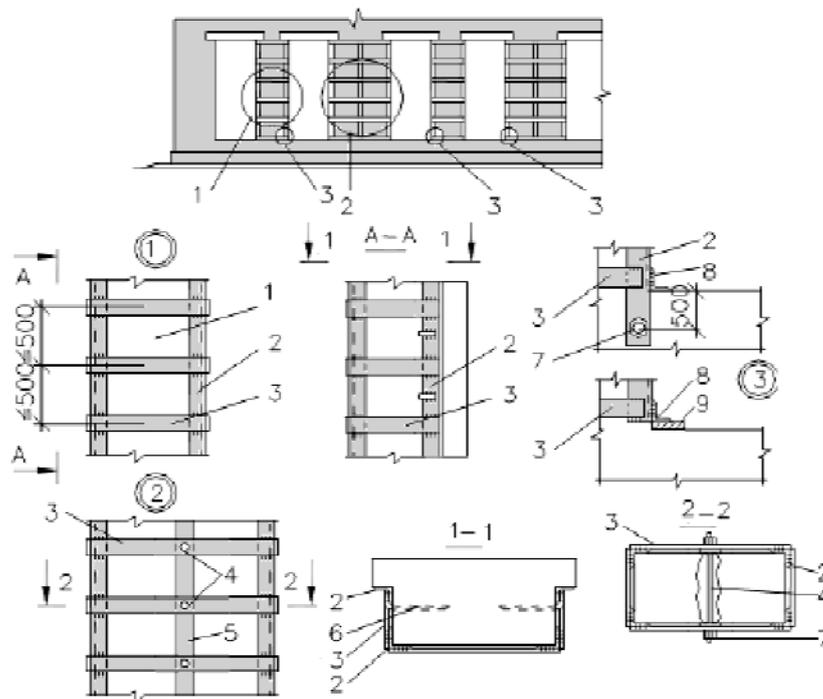


Рисунок 34 – Усиление каменных конструкций стальной обоймой: 1 - усиливаемая конструкция, 2 - уголок, 3 - планка, 4 - поперечная связь, 5 - полоса, 6 - анкеры, 7 - болт, 8 - опорный уголок, 9 - стальная пластина

Железобетонная обойма (рисунок 35) представляет собой пространственный арматурный каркас из продольной и поперечной арматуры, омоноличенный бетоном. Этот вид обоймы применяется при

значительных повреждениях кладки и позволяет значительно повысить прочность усиливаемого каменного элемента.

Толщину обоймы и площадь поперечного сечения арматуры определяют расчетом. Ориентировочно толщина обоймы принимается 40...120 мм, диаметр поперечных стержней - 4...10 мм. Для обеспечения сцепления с бетоном продольная арматура отстоит от усиливаемой кладки не менее чем на 30 мм. Шаг хомутов принимают согласно расчету, но не более 150 мм. Шаг продольной арматуры - 250...300 мм. Для обоймы рекомендуется применять бетоны классов С12/15 и выше.

Для увеличения площади контакта кладки с элементами усиления обоймы рекомендуется в кладке через каждые 3-4 ряда выполнять борозды на глубину 1/2 кирпича или расчищать швы кладки на 10...15 мм в глубину. Бетонирование производится методом инъектирования, нагнетая смесь через инъекционные отверстия в опалубке, торкретированием или последовательным бетонированием с наращиванием опалубки.

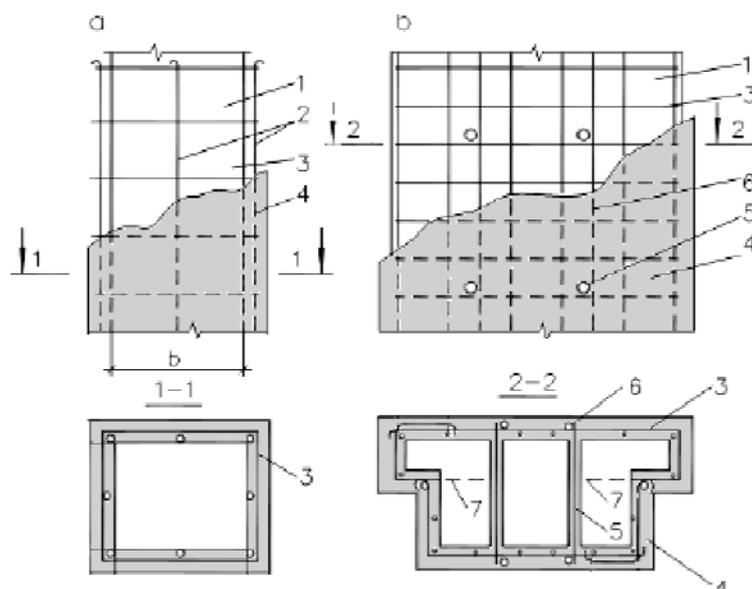


Рисунок 35 – Усиление железобетонной обоймой: а - столбов, б - простенков: 1 - усиливаемая конструкция, 2 - продольная арматура, 3 - поперечная арматура, 4 - бетон, 5 - дополнительные поперечные связи, 6 - продольная арматура, 7 – анкеры

Армированная растворная обойма выполняется по аналогии с железобетонной, но вместо бетона применяют раствор марки не ниже М50. Растворная обойма позволяет сохранить существующие размеры поперечного сечения практически без изменения. При производстве работ не применяется опалубка. Цементный раствор, наносимый тонким слоем порядка 30...40 мм, выполняет функции связи между усиливаемой кладкой и арматурой и защищает арматуру от коррозии. Минимальная толщина защитного слоя составляет: для внутренних сухих помещений - 15 мм, для наружных и влажных помещений - 20...25 мм.

Для усиления каменных конструкций под нагрузкой, превышающей 70..80 % от расчетной, эффективно (позволяют повысить прочность каменных конструкций в 2-3 раза) применение предварительно напряженных распорок, установленных с одной или с двух сторон конструкции, в которых рабочими элементами являются вертикальные ветви распорки, а поперечные планки выполняют роль соединительных элементов, уменьшающих свободную длину ветвей.

Предварительно напряженные распорки (аналогично усилению железобетонных конструкций) состоят из уголковых профилей, располагаемых по углам конструкции и связанных друг с другом планками из полосовой стали или стержневой арматуры. Сверху и снизу распорки передают нагрузку на опорные уголки. Предварительное напряжение распорок осуществляется путем их перегиба в середине длины или с помощью домкратов [3, 30, 33, 42, 43, 44, 45, 46].

Расчет каменных конструкций, усиленных обоймами, производится в соответствии с [13].

6.3 Усиление сопряжений элементов конструкций из кирпича

Для восстановления целостности стен в местах сопряжения применяют *стальные затяжки* (рисунок 36), *шпонки* (рисунок 37), *гибкие связи в виде анкеров* (рисунок 38), а также *перекладку* поврежденных участков.

Стальные затяжки выполняют из круглой стали диаметром 20...25 мм с резьбой по концам и распределительных прокладок из уголков или швеллеров. Стальные затяжки располагают, как правило, в уровне перекрытия. Устройство затяжек производят в следующей последовательности: устраивают горизонтальную штрабу в продольной стене на глубину 60...130 мм, просверливают отверстия для тяжей. В поперечных стенах на расстоянии не менее 1000 мм от места разрыва пробивают отверстие для установки распределительной прокладки. Тяжи закрепляют на распределительных прокладках и предварительно напрягают завинчиванием гаек на концах в сочетании с нагреванием тяжей. После монтажа затяжек тяжи покрывают антикоррозионными составами, а штрабы заполняют бетоном или заделываются кирпичом.

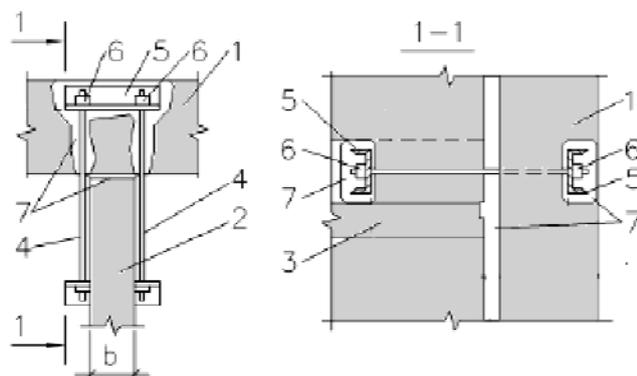


Рисунок 36 – Восстановление сопряжений стен стальными затяжками: 1 - продольная стена, 2 - поперечная стена, 3 - перекрытие, 4 - тяжи, 5 - распределительные прокладки, 6 - гайки, 7 - цементный раствор

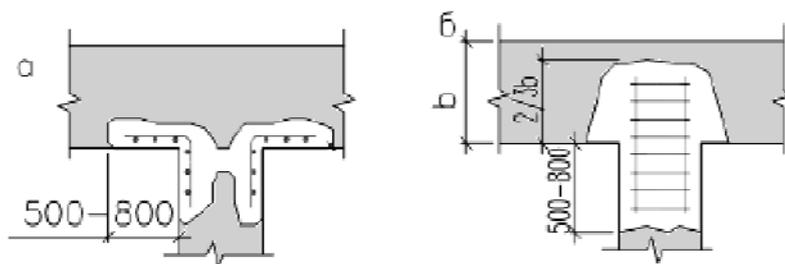


Рисунок 37 – Восстановление сопряжений железобетонными шпонками: а - с вертикальными арматурными каркасами, б - то же, с горизонтальными каркасами



Рисунок 38 – Восстановление сопряжений гибкими связями: 1 - продольная стена, 2- железобетонная колонна, 3 - закладная деталь колонны, 4 - сварка, 5 – анкер

Для восстановления сопряжений стен также используются шпонки: железобетонные и стальные. На этаж устанавливается не более 2-3 шпонок. Для первого этажа: в уровне пола у фундамента, в середине стены и в уровне перекрытия.

Железобетонные шпонки состоят из арматурного каркаса из стержней 16...20 мм и бетона класса С12/15 и выше.

Стальные шпонки выполняют из пластин, уголков, швеллеров. При устройстве стальных шпонок пробивают вертикальные штрабы длиной 400...600 мм. Монтаж шпонок производят на растворах повышенной прочности. Шпонки оборачивают металлической сеткой, а после монтажа стягивают болтами диаметром не менее 16 мм и оштукатуривают раствором.

Перекладка участков стен, простенков осуществляется в случаях значительных отклонений от вертикали, сдвигов, перекосов, выпучиваний,

когда отклонение от первоначального положения составляет более $1/3$ толщины, с обязательным креплением гибкими связями к близлежащим конструкциям: стенам, колоннам, перекрытиям и покрытиям [3, 30, 33, 42, 43, 44, 45, 46].

6.4 Повышение пространственной жесткости кирпичных зданий

В результате неравномерной осадки оснований фундаментов, различной жесткости элементов и разнонагруженности стен, а также при воздействиях природных и техногенных факторов происходит нарушение пространственной жесткости коробки здания в целом или какой-либо ее части.

Для восстановления целостности остова здания применяют пояса, которые воспринимают неравномерные деформации, растягивающие усилия кладки и способствуют перераспределению нагрузки на основание.

В зависимости от характера проводимых работ (восстановление жесткости эксплуатируемого здания, реконструкция или надстройка), причин и вида повреждений применяются стальные (гибкие, жесткие), армокаменные или железобетонные пояса.

Стальные гибкие напрягаемые пояса (рисунок 39) представляют собой систему горизонтальных распределительных устройств, состоящих из тяжелой диаметром 20...40 мм, напрягаемых при помощи муфт с двухсторонней резьбой (правой и левой) или закручиванием гаек на концах, концевых и промежуточных упоров.

Поясами создается один или несколько замкнутых контуров по стенам. Производится объемное обжатие всего здания или его части.

С целью эффективного обжатия всей коробки здания длину большей части пояса рекомендуется принимать не более 1,5 коротких. В многоэтажных зданиях тяжести устанавливают в уровне перекрытий. Допускается связь тяжей с перекрытиями. В промышленных и общественных

одноэтажных зданиях тяжи устанавливают в уровне низа стропильных конструкций.

Пояса устанавливают либо на поверхности стен, ухудшая внешний вид, но сокращая трудоемкость работ, либо в штрабах кладки, не меняя внешнего вида и надежно предохраняя металлические детали от коррозии.

При устройстве пояса в кладке пробивают горизонтальные штрабы глубиной 70...80 мм и сквозные отверстия для продольных и поперечных тяжей. На углах здания на растворах повышенной прочности вертикально устанавливают отрезки уголков. Если пояса устанавливают на поверхности стен, для удобства монтажа и исключения провисания тяжей по длине в кладку забивают промежуточные скобы.

Монтаж поясов усиливаемого здания осуществляется последовательно снизу вверх (рисунок 39).

Предварительное напряжение производят с помощью соединительных муфт одновременным натяжением всех тяжей или первоначально натягают тяжи проходящие внутри здания, а затем - снаружи. Натяжение производят динамометрическим ключом, домкратом или ломиком с плечом 1500 мм с усилием на конце 30...40 кг. Для уменьшения трудоемкости натяжения рекомендуется осуществлять электро- или термонагрев тяжей. Степень натяжения следует контролировать приборами. Тяжи считаются натянутыми, если они не провисают и при ударе по ним ломиком издадут звук высокого тона. При устройстве тяжей в условиях пониженных температур выполняется их дополнительное натяжение. После фиксации тяжей и их напряжения производится инъецирование трещин в стенах или выполняется частичная перекладка в зависимости от характера и степени повреждения.

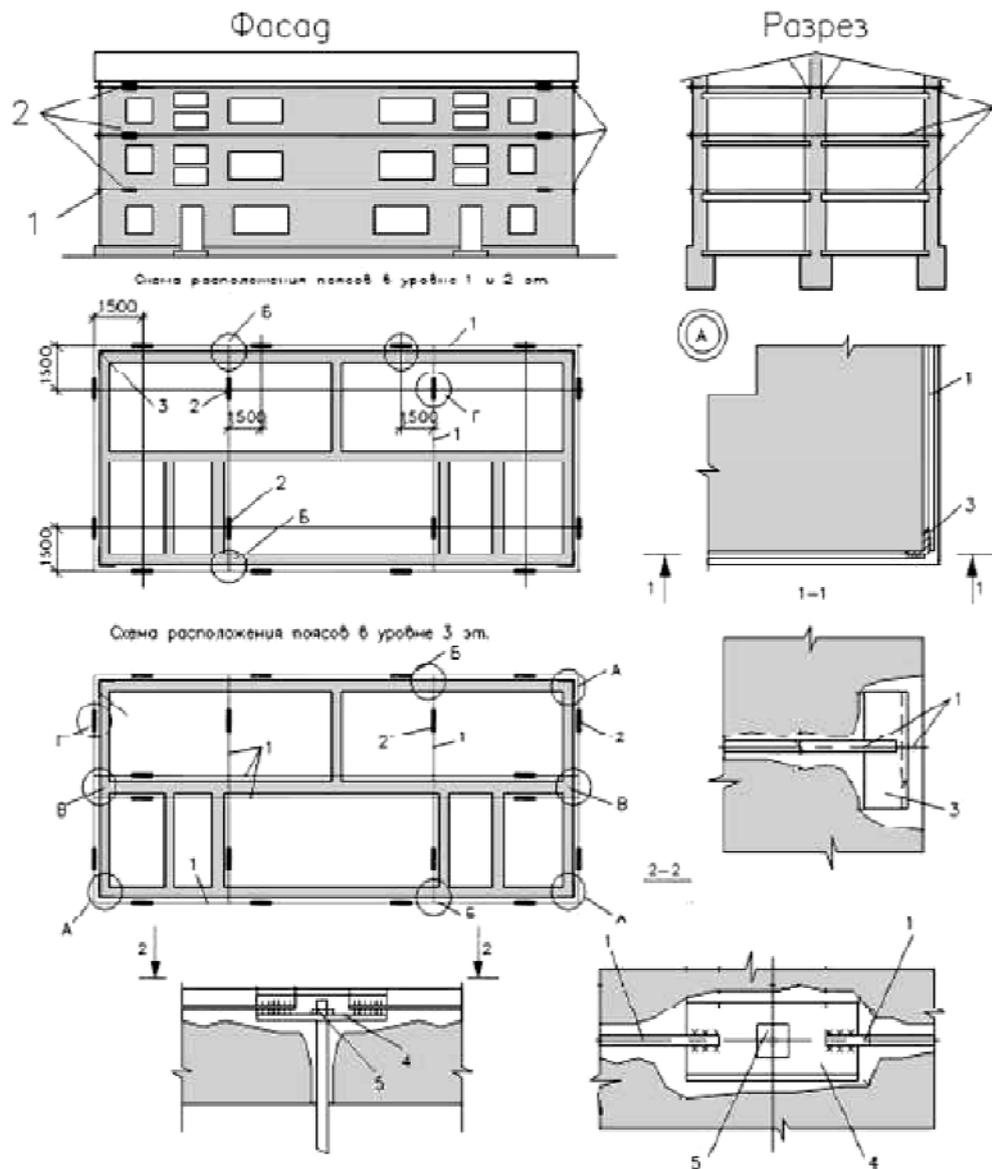


Рисунок 39 – Усиление здания стальными предварительно напряженными поясами: 1 - тяж, 2 - стяжная муфта с двухсторонней резьбой, 3 - упорный уголок, 4 - накладка из швеллера, 5 - гайка с шайбой

Расчет сечения гибких тяжей производят из условия равной прочности тяжей на растяжение и каменной кладки на срез. Расчетное усилие определяется по формуле

$$N_{Rd} = 0,2R_{sq}lb, \quad (16)$$

где R_{sq} - расчетное сопротивление кладки на срез, МПа; l - длина стены; b - толщина стены.

Стальные жесткие пояса (рисунок 40) выполняются из профильной стали (в основном, из швеллеров, уголков и полосовой стали) и предназначены для передачи усилий на более прочные участки. Пояса охватывают все здание или его часть, выполняются замкнутыми или незамкнутыми. Незамкнутые пояса применяют при разрывах здания, продольных и поперечных стен, углов. Номер профиля назначается конструктивно.

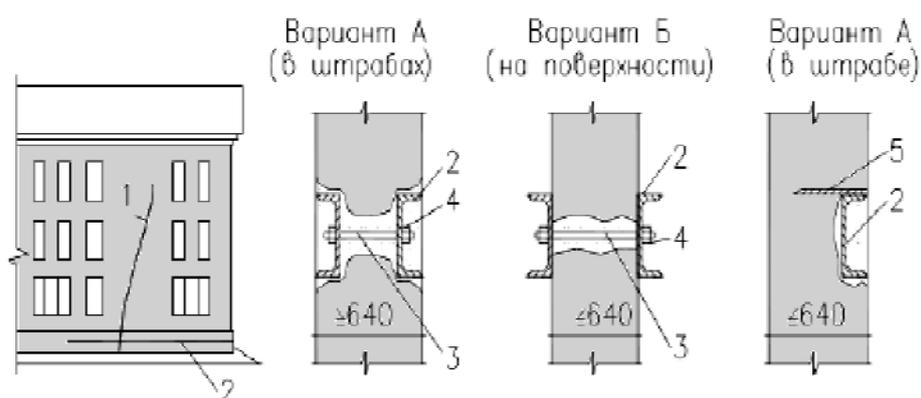


Рисунок 40 – Усиление части здания устройством предварительно напряженного стального пояса из прокатных профилей: 1 - трещина, 2 - пояс из швеллера, 3 - стяжной болт, 4 - гайка, 5 - анкер

Стальные жесткие пояса могут выполняться предварительно напряженными. Натяжение жестких поясов осуществляется с помощью болтовых соединений (рисунок 41). Диаметр натяжного болта (шпильки) определяется расчетом и ориентировочно составляет 20...25 мм.

Стальные жесткие пояса устанавливают по всему контуру здания или его части в штрабах или на поверхности стен. В зависимости от толщины стены пояса располагаются с одной или двух сторон стены: при толщине более 640 мм - с двух сторон, при толщине менее 640 мм - с одной.

Фиксация двухсторонних поясов выполняется болтами диаметром 16...20 мм, которые при помощи гаек стягивают пояса друг с другом и играют роль анкеров. При расположении пояса с одной стороны совместная

работа достигается за счет устройства анкеров (рисунок 40, вариант А (в штрабе)). Шаг болтов - 2000...2500 мм, анкеров - 500...700 мм.

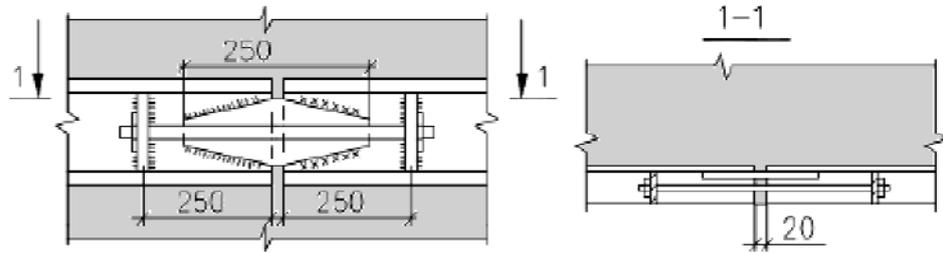


Рисунок 41 – Натяжное устройство предварительно напряженного стального пояса из прокатных профилей

Стальные гибкие и жесткие пояса, установленные на поверхности стен, вместе с муфтами, упорными уголками, накладками, огрунтовывают и окрашивают или оштукатуривают по сетке.

При надстройке здания с целью повышения его пространственной жесткости в уровне перекрытий, покрытий выполняют армокаменные (рисунок 42, а) или железобетонные (рисунок 42, б) пояса жесткости.

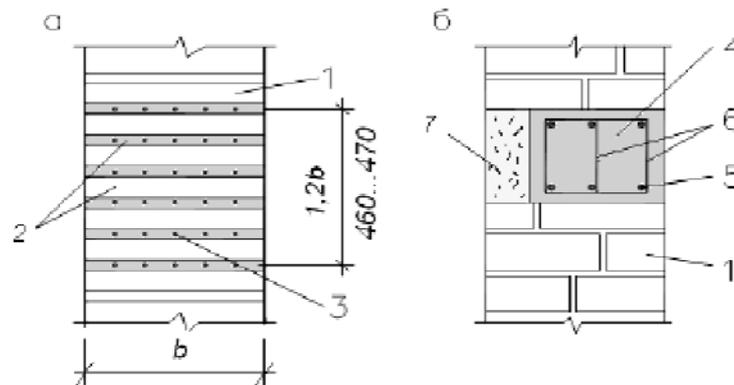


Рисунок 42 – Усиление стен здания поясами: а - армокаменным; б - железобетонным: 1 - кирпичная кладка стен, 2 - армокаменный пояс, 3 - стальная сетка, 4 - железобетонный пояс, 5 - продольная арматура, 6 - поперечная арматура, 7 – утепление

При устройстве армокаменного пояса допускается применение продольных стержней арматуры в поясе диаметром до 12 мм с утолщением шва до 25 мм. Ориентировочно площадь продольной арматуры пояса в стенах толщиной до 510 мм можно принимать в пределах $4,5 \text{ см}^2$, а при большей толщине - $6,5 \text{ см}^2$.

Железобетонный пояс выполняется из бетона класса не ниже С12/15 с армированием пространственным арматурным каркасом. Возможно использование жесткой арматуры в поясе. Высота поперечного сечения пояса составляет не менее 120 мм, ориентировочно ширина сечения пояса принимается равной: при толщине стены до 510 мм - толщине стены с учетом утепления, при толщине стены более 510 мм - возможно устройство меньшего по ширине пояса. В месте устройства железобетонного пояса следует предусматривать дополнительное утепление стен для ликвидации «мостиков холода» [3, 30, 33, 42, 43, 44, 45, 46].

Устройство предварительно напряженных армированных поясов рассмотрено в [47].

6.5 Инновационные методы ремонта и усиления кирпичных зданий

Большинство из традиционных способов усиления каменных конструкций трудоемки в реализации, дорогостоящи, а применительно к историческим зданиям некоторые из них вовсе неприменимы по эстетическим соображениям. Вследствие этого для ремонта и усиления каменных конструкций все большее применение находят новые технологии и материалы. К последним, в частности, относятся композиты в виде ламелей, матов и сеток, изготавливаемые из углеродных, арамидных стекловолокон [48]. Их прочность зачастую превышает прочность стали, в связи с чем, они используются для усиления не только каменных, но железобетонных и даже металлических конструкций в качестве поверхностного армирования. Соединение таких материалов с усиливаемой конструкцией обычно

осуществляется с помощью составов на основе эпоксидной смолы. Коммерческое название такой системы усиления за рубежом известно как FRP (Fibre Reinforced Polymers).

Другим не менее эффективным методом усиления каменных конструкций, широко распространенным в странах Европы, является усиление с использованием спиралевидных связей и анкерных соединений. Этот метод основан на применении спиралевидных стержней «Brutt profili», утапливаемых в специальный раствор «Brutt Saver Powder» [10].

7. ТЕХНИЧЕСКОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ ПОВРЕЖДЕННЫХ КИРПИЧНЫХ ЗДАНИЙ Г. ТАМБОВА С УСТАНОВЛЕНИЕМ ПРИЧИН ВОЗНИКНОВЕНИЯ ДЕФОРМАЦИЙ

Визуальный осмотр кирпичных зданий г. Тамбова показал, что большинство из них имеют похожие деформации в виде трещин, выветривания раствора из швов кладки. Появилась необходимость в исследовании основных причин возникновения этих повреждений. В настоящее время информации по этим вопросам недостаточно, крупномасштабные обследования технического состояния кирпичных зданий не производятся, материалы по обследованию отдельных зданий рассредоточены по различным строительным организациям.

В первую очередь необходимо выяснить общую картину деформирования кирпичных зданий г. Тамбова, классифицировать выявленные деформации по интенсивности проявления. Следом рассмотреть и проанализировать поврежденные здания с точки зрения инженерной геологии, гидрогеологии, времени строительства, материалов несущих конструкций, этажности, условий эксплуатации и т. д. Затем выявить наиболее распространенные виды деформаций и повреждений, установить основные причины их возникновения.

7.1 Инженерно-геологические условия г. Тамбова

Инженерно-геологические условия определяются рельефом и геоморфологией, геологическим строением, гидрогеологическими условиями, наличием инженерно-геологических процессов.

Город расположен на левом берегу р. Цны. Протяженность его территории с севера на юг 13,75 км, с запада на восток – 8,5 км, общая площадь – 68,7 км². Рельеф местности слабоволнистый при общем уклоне с северо-запада на восток в сторону русла р. Цны.

Гидрографическая сеть представлена р. Цной и ее левыми притоками, Тамбовским водохранилищем, а так же каналом р. Цны. По гидрологическому режиму р. Цна и ее притоки относятся к равнинным рекам. Источниками их питания являются атмосферные осадки и грунтовые воды.

Подземные воды представлены: межпластовыми, грунтовыми, верховодкой. Режим грунтовых вод и верховодки зависит от изменения климатических условий и антропогенного фактора.

Тамбовская область занимает южную часть Восточно-Европейской платформы. В геологическом строении территории г. Тамбова принимают участие отложения четвертичного, неогенного и мелового периодов. По возрасту четвертичные отложения представлены от нижнечетвертичных до современных. Мощность четвертичных отложений в основном не превышает 50 м. Они повсеместно служат основанием сооружений. Их инженерно-геологические свойства существенно различаются [49, 50, 51, 52].

Согласно карте инженерно-геологического районирования Центрального Черноземья [50], Тамбов расположен в области аллювиально-моренно-флювигляциальной Окско-Донской равнины и входит в район IV-3, включающий аллювиально-зандровую Прицнинскую равнину и полосу главного Окско-Донского водораздела.

Территория г. Тамбова неоднородна в инженерно-геологическом отношении. Одним из факторов, осложняющих грунтовые условия строительства в городе, является неоднородный по генезису, составу и мощности плащевидный покров лессовидных суглинков, в котором неравномерно распределены просадочные грунты.

В левом борту долины р. Цны в пределах города выделяются следующие геоморфологические элементы [52, рисунок П1.1]: водораздельное пространство, приводораздельный склон, III надпойменная терраса, II надпойменная терраса, пойма с фрагментами I надпойменной террасы.

Инженерно-геологическое районирование территории г. Тамбова. На территории города могут быть выделены подрайоны и участки различного порядка.

Подрайоны первого порядка выделяются по геоморфологическим признакам, подрайоны второго порядка - с учетом гидрогеологической ситуации. Участки, входящие в состав подрайонов отличаются друг от друга генетическими типами, составом и свойствами пород, в том числе консистенцией глинистых грунтов и просадочными свойствами лессовых отложений, а также характером размещения просадочных лессовидных суглинков, видом и интенсивностью природных геологических или инженерно-геологических процессов (оврагообразование, солификация, заболачивание и др.).

На территории города различаются подрайоны первого порядка:

- водораздельное пространство и приводораздельный склон (III – А₁);
- третья надпойменная терраса (III – Б₁);
- вторая надпойменная терраса (III – Б₂);
- пойма и первая надпойменная терраса (III – Г₁);

Подрайон III – А₁ не содержит подрайонов второго порядка, так как он сравнительно однороден в геоморфологическом отношении: в приповерхностных лессовидных суглинках неравномерно распределена верховодка, а грунтовые воды не вскрыты до глубины 15 м.

Подрайон III – Б₁ включает два подрайона второго порядка, различающихся гидрогеологической ситуацией и составом отложений.

Подрайон III – В₁ – Б₁ – грунтовые воды находятся на глубине 2 – 10 м, а среди отложений преобладают пески и суглинки второй надпойменной террасы. Подрайон III – В₁ – А₂ включает участки, сложенные просадочными лессовидными суглинками.

Подрайон III – Г₁ сложен водонасыщенными песками и суглинками. Для подрайона характерно неглубокое (3,4-4,5 м) залегание уровня грунтовых вод [52].

7.2 Результаты технического обследования поврежденных кирпичных зданий г. Тамбова

Техническое обследование зданий проводится для определения текущего технического состояния конструкций здания, выявления деформаций и повреждений, причин их возникновения, а также прогнозирования поведения конструкций в будущем.

По результатам технического обследования делаются выводы о состоянии конструкций, даются рекомендации по их усилению или замене, а также устранению причин повреждений.

В целях выяснения общей картины деформирования кирпичных зданий г. Тамбова, в период с 2011 по 2014 гг. произведено визуальное обследование более 70 зданий. В процессе технического обследования зданий была проведена работа с архивными материалами эксплуатирующих служб и проектных организаций.

Обнаружены следующие повреждения кирпичных зданий: наличие многочисленных трещин на стенах, замачивание грунтов основания, фундаментов, несущих стен, разрушение ограждающих конструкций. Выявленные трещины различаются по длине, глубине, ширине раскрытия, пространственному расположению и развитию во времени. В некоторых зданиях наблюдаются трещины – «разломы» с шириной раскрытия до 50 мм. В большинстве зданий обнаружены трещины с шириной раскрытия до 5 мм, которые равномерно распределены по фасадам зданий.

С точки зрения этажности, поврежденные кирпичные здания имеют высоту от одного до десяти этажей. Большинство зданий высотой 2-5 этажей.

С точки зрения периодов строительства, присутствуют здания дореволюционной постройки, 1958...90-х годов постройки, одно здание 2010 года постройки. Большинство из них построены в 1970...80-х годах.

Анализ обследованных кирпичных зданий в г. Тамбове показал, что большое количество дефектов и повреждений возникло в результате ошибок,

допущенных на стадии проектирования, на стадии изысканий, а также на стадии эксплуатации. Распространенными повреждениями являются: неравномерная деформация грунтов оснований, локальное снижение их несущей способности. Большинство деформаций связано с недостаточным учетом просадочных свойств грунтов, высокой изменчивостью модуля деформации грунтов, пристройкой зданий в зоне взаимного влияния без соответствующих конструктивных мероприятий.

Рассмотрим подробнее вышеперечисленные дефекты и повреждения кирпичных зданий, а также их возможные причины на конкретных примерах.

Четырехэтажное здание в г. Тамбове по адресу: ул. Маяковского, 2

Стены сложены из керамического кирпича. Фундаменты ленточные сборные железобетонные. Кровля четырехскатная из асбестоцементных волнистых листов.



Рисунок 43 – Схема расположения обследуемого объекта

В обследуемом здании обнаружены многочисленные трещины в наружных стенах, возникшие у торцов железобетонных перемычек и заходящие в кладку простенков, возникшие в результате разности деформаций перемычки и кладки.

В проекте выше и ниже опорных частей перемычек следовало предусматривать сетчатое армирование [27] для обеспечения монолитности кладки, при возникновении в ней трещин, что не было сделано.

Также отмечены места разрушения кладки с выпадением кирпичей и выветриванием раствора. Здание находится в аварийном состоянии (рисунок 44).

Причинами повреждений и разрушений явились недопустимые неравномерные осадки оснований фундаментов из-за систематических

замачиваний, невыполнение своевременных ремонтно-восстановительных работ.



Рисунок 44 – Трещины на дворовом фасаде здания

Четырехэтажное жилое здание в г. Тамбове по адресу: ул. Коммунальная, 7

Стены сложены из керамического кирпича. Фундаменты из керамического кирпича, ленточные.

Здание расположено на территории с высокой изменчивостью модуля деформации.



Рисунок 45 – Трещины на уличном фасаде здания



В обследуемом здании обнаружены многочисленные вертикальные и наклонные трещины в наружных и внутренних стенах. Наблюдения показывают, что на сегодняшний день трещины прогрессируют.

Рисунок 46 – Схема расположения обследуемого объекта

Причинами деформаций здания явились недопустимые неравномерные осадки оснований фундаментов.



Рисунок 47 – Трещины на боковом фасаде здания

Ниже приведены данные по наблюдению за маяками.

Коммунальная, 7 квартира 1 (таблица 1)

Коммунальная, 7 квартира 2

19.05.2011 г.: установлены контрольные маяки на трещины в стенах.

11.10.2012 г.: обследование выявило, что трещины прогрессируют.

18.04.2013 г.: спальня – трещины по потолку от наружной стены до внутренней стены (смежной с коридором), которые развиваются. Также наблюдаются трещины над оконным проемом, с правой стороны от дверного блока и над дверным блоком входа из коридора в комнату.

Зал – две трещины на потолке от наружной стены до внутренней стены (смежной с коридором) шириной до 1 мм. В верхней части внутренней стены (смежной с потолком) наблюдаются трещины разных форм, направлений шириной раскрытия до 1,5 мм. В верхней части левой стены появились новые трещины в начале года.

Таблица 1 - Данные по наблюдению за маяками в квартире 1

№ трещины	Установка маяка		Осмотр	
	Дата установки маяка	Ширина раскрытия трещин	Дата осмотра	Ширина раскрытия трещин
1	5.07.2008	6 мм	27.03.2012	12 мм
2	5.07.2008	8 мм	27.03.2012	12 мм
3	5.07.2008	13 мм	27.03.2012	22 мм
4	19.06.2008	12 мм	27.03.2012	20 мм

Коммунальная, 7 квартира 5

11.10.2012 г.: 1-ая комната: вертикальная трещина в углу шириной $\approx 13 \div 14$ мм, трещина над оконным проемом, идущая от середины проема (шириной от 3 мм до 10 мм) и далее до угла (шириной $\approx 2 \div 3$ мм).

18.04.2013 г.: обследование выявило, что трещины прогрессируют.

Пятиэтажное жилое здание в г. Тамбове по адресу: ул. Пионерская, д. 18

Стены сложены из керамического кирпича. Фундаменты ленточные сборные железобетонные. Кровля - мягкая рулонная. Проектной документации не обнаружено.

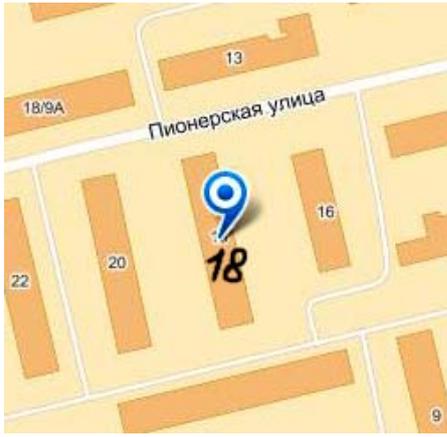


Рисунок 48 – Схема расположения обследуемого объекта

Здание состоит из 3-х блоков разной очереди строительства. При обследовании обнаружена вертикальная сквозная трещина по всей высоте западного фасада здания (рисунок 49, 50), которая появилась почти сразу после ввода дома в эксплуатацию. Очевидно, что в этом месте необходимо устройство деформационного шва.

Трещина развивается. На уровне второго и третьего этажа производилось ее оштукатуривание.

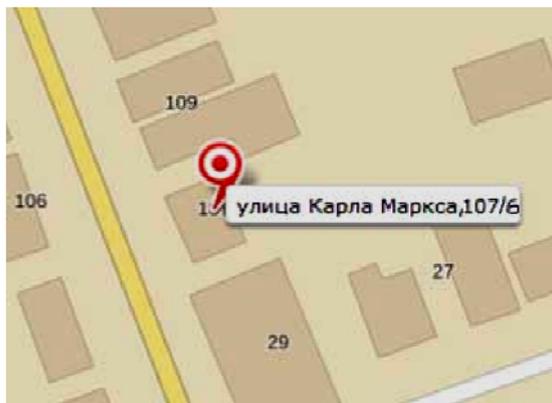


Рисунок 49 – Западный фасад здания



Рисунок 50 – Трещина на западном фасаде здания

Одноэтажное жилое здание в г. Тамбове по адресу: К. Маркса, 107/6



Стены сложены из керамического кирпича. Фундамент бутовый ленточный.

На момент обследования здания обнаружены многочисленные дефекты: трещины на наружных стенах (особо примечательны трещины на уличном фасаде), просадка левой части здания,

Рисунок 51 – Схема расположения обследуемого объекта

выпадение отдельных кирпичей, а также целых участков стен, старение кирпича, надоконные перемычки в трещинах, разрушение кровли, замачивание стеновых конструкций, разрушение цокольной части здания.

Здание находится в аварийном состоянии.



Рисунок 52 – Уличный фасад здания

Причинами повреждений явились, кроме очевидного, физического износа здания, неравномерные осадки оснований фундаментов, невыполнение своевременных ремонтно-восстановительных работ.



Рисунок 53 – Уличный фасад здания

Также известно, что чернозем и поверхностные слои лессовидных суглинков, широко распространенные на территории г. Тамбова, в водонасыщенном состоянии нередко обладают пучинистыми свойствами. Как отмечал Б.А. Гарагаш [53, 54], морозное пучение опасно для зданий с заложением фундаментов в зоне промерзания, а также для зданий с фундаментами, имеющими сильно неровную поверхность (например, бутовая кладка). При замерзании переувлажненные грунты расширяются и, смерзаясь с шероховатой боковой поверхностью фундамента, увлекают их за

собой вверх. Ежегодная повторяемость этого процесса может привести к серьезным повреждениям.

Десятиэтажное жилое здание в г. Тамбове по адресу: ул. Студенецкая набережная, 25



Рисунок 54 – Схема расположения обследуемого объекта

Стены сложены из силикатного кирпича, фундаменты под одной частью здания свайные, под другой плитные.

По данным инженерно-геологических изысканий в геологическом разрезе площадки были обнаружены просадочные грунты.

В обследованном здании часть здания первой очереди строительства была выполнена на свайном основании.

В месте примыкания второй очереди был неправильно запроектирован температурно-деформационный шов (ТДШ) (рисунок 57, 59). Применение фундаментов разной конструкции влечет за собой увеличение относительной разности осадок. Известно, что осадки плитных фундаментов значительно больше, чем свайных.

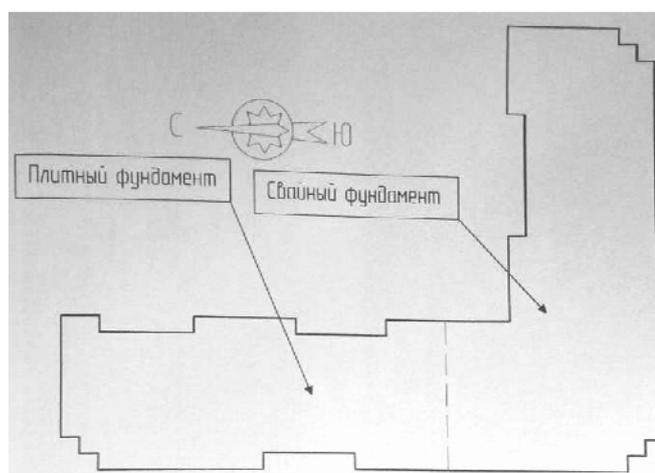


Рисунок 55 – План схема фундаментов



Рисунок 56 – Дворовый фасад, 2 очередь строительства

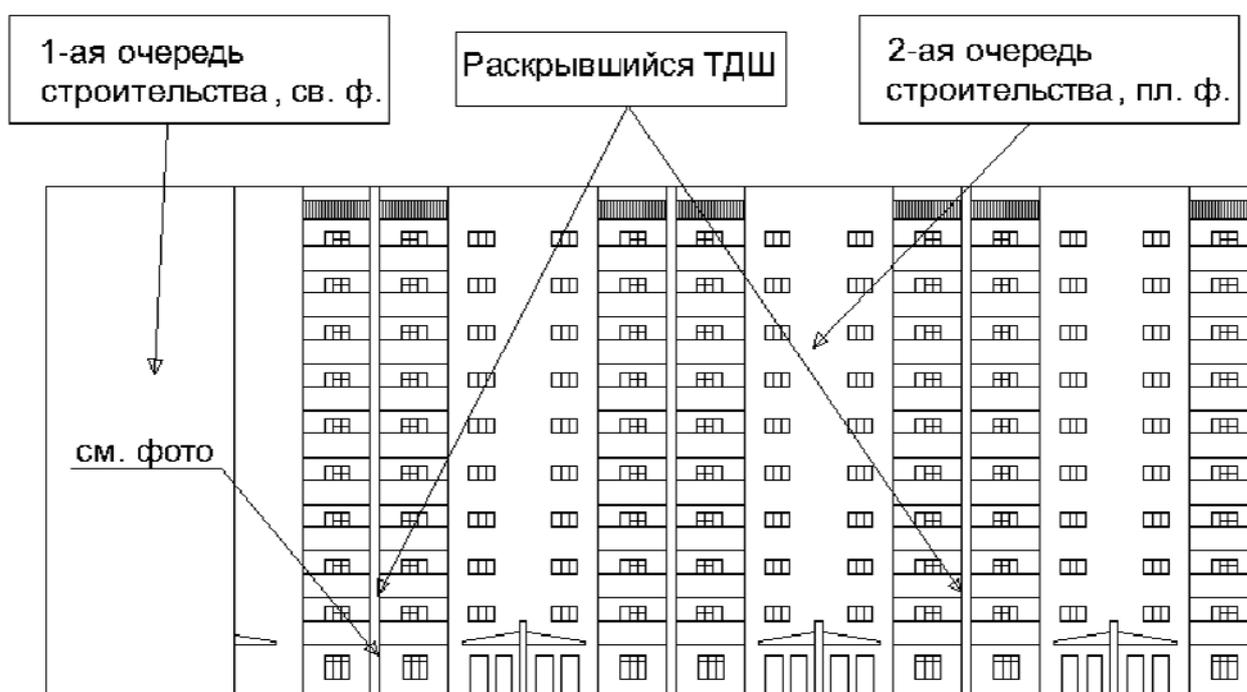


Рисунок 57 – Дворовый фасад



Рисунок 58 – Дворовый фасад, 1 очередь строительства

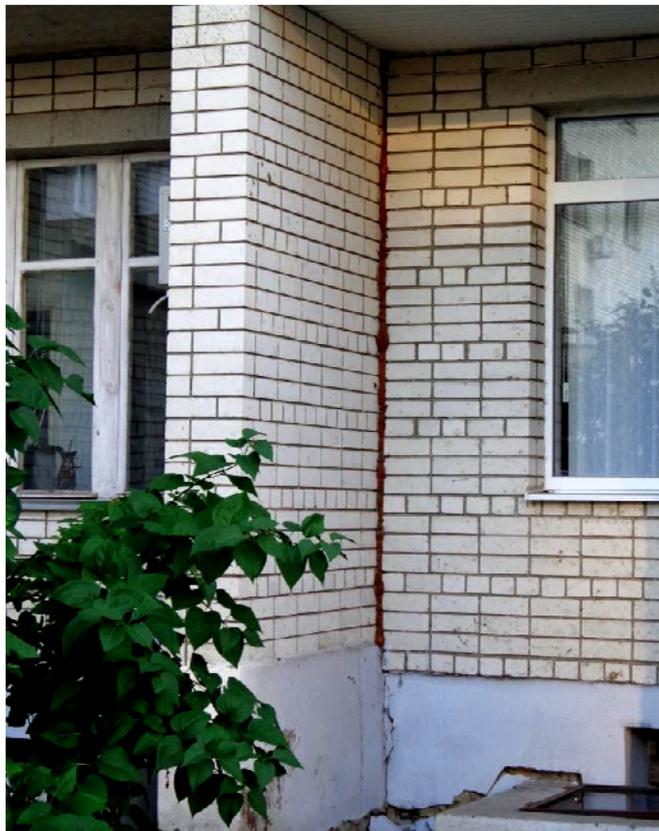


Рисунок 59 – Раскрывшийся ТДШ

Двухэтажное жилое здание в г. Тамбове по адресу: ул. М. Горького, д. 49

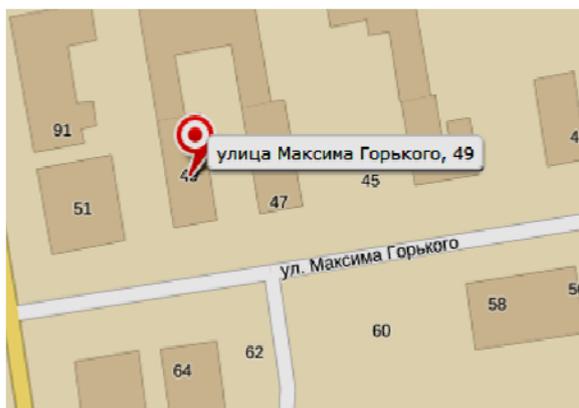


Рисунок 60 – Схема расположения обследуемого объекта

Стены сложены из керамического кирпича. Фундаменты из керамического кирпича, ленточные.

Обследуемое здание по карте микрорайонирования территории г. Тамбова по геоморфологическим элементам, просадочным свойствам, изменчивости модуля деформации относится к подрайону 2-го порядка III-Г₁-Б₂, к участку 2 типа с просадочными суглинками [52].

В обследуемом здании обнаружены многочисленные трещины на наружных стенах шириной раскрытия до 12 мм, трещины над оконными проемами и под ними, просадка правой части здания, выпадение отдельных кирпичей, выветривание раствора из швов кладки, замачивание стеновых конструкций, старение кирпича, разрушение кровли, локальные разрушения цокольной части здания.



Рисунок 61 – Уличный фасад здания

Причинами повреждений и разрушений явились неравномерные осадки оснований фундаментов из-за систематических замачиваний.

Двор застройки сложно устроен, что приводит к затруднению оттока талых и атмосферных вод (рисунок 63), отсутствует учет направления движения верховодки при проектировании. Это приводит к скоплению воды вокруг фундаментов.



Рисунок 62 – Дефекты на дворовом фасаде здания



Рисунок 63 – Разрушение цокольной части зданий





Рисунок 64 – Трещина на боковом фасаде здания

Двухэтажное жилое здание в г. Тамбове по адресу: ул. Комсомольская, д. 95



Рисунок 65 – Схема расположения обследуемого объекта

Стены сложены из керамического кирпича. Фундаменты из керамического кирпича, ленточные.

Обнаружено большое количество дефектов: многочисленные трещины на наружных стенах шириной раскрытия до 20 мм, трещины над оконными проемами и под ними, трещина, пересекающая весь западный фасад здания шириной раскрытия от 3 до 15 мм, выпадение отдельных кирпичей, выветривание раствора из швов кладки.

Как и в предыдущем случае, рассматриваемое здание расположено на просадочных грунтах.

Причинами повреждений и разрушений явились неравномерные осадки оснований, а также старение несущих конструкций зданий.



Рисунок 66 – Уличный фасад здания



Рисунок 67 – Дефекты на боковом фасаде

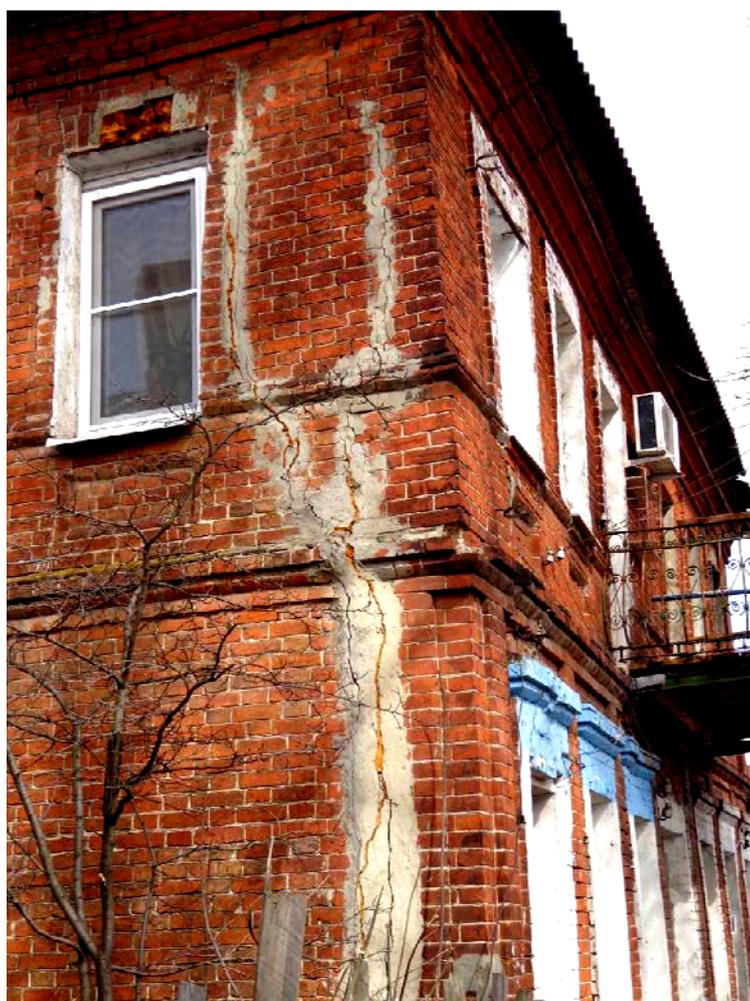


Рисунок 68 – Трещина на боковом фасаде здания



Рисунок 69 – Трещины на уличном фасаде здания

Двухэтажное жилое здание в г. Тамбове по адресу: ул. Ленинградская, д. 68

Стены сложены из керамического кирпича. Фундамент бутовый ленточный.

В обследуемом здании обнаружены многочисленные трещины над оконными проемами и под ними.

Рассматриваемое здание расположено на территории с высокой изменчивостью модуля деформации. Причинами деформаций здания явились недопустимые неравномерные осадки оснований фундаментов.



Рисунок 70 –
Уличный фасад
здания

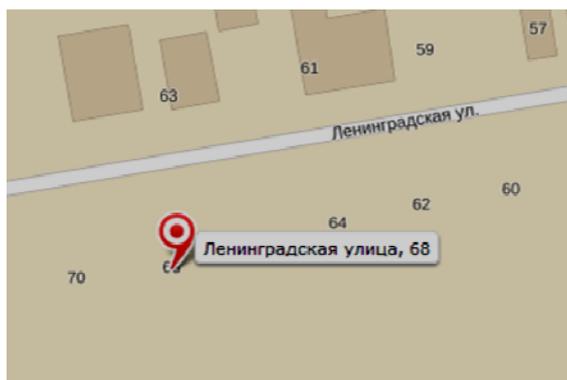


Рисунок 71 – Схема расположения обследуемого объекта



Рисунок 72 – Трещины над оконными проемами и под ними

Пятиэтажное жилое здание в г. Тамбове по адресу: ул. Мичуринская, д. 85

Стены сложены из керамического кирпича. Фундаменты ленточные сборные железобетонные.

Проектной документации не обнаружено.

В результате обследования здания были выявлены следующие нарушения: неправильное устройство температурно-деформационного шва (он выполнен только до первого этажа, в результате чего образовались многочисленные трещины по всему зданию), неправильно сконструирован балкон, из-за чего появились напряжения не соответствующие проектным.

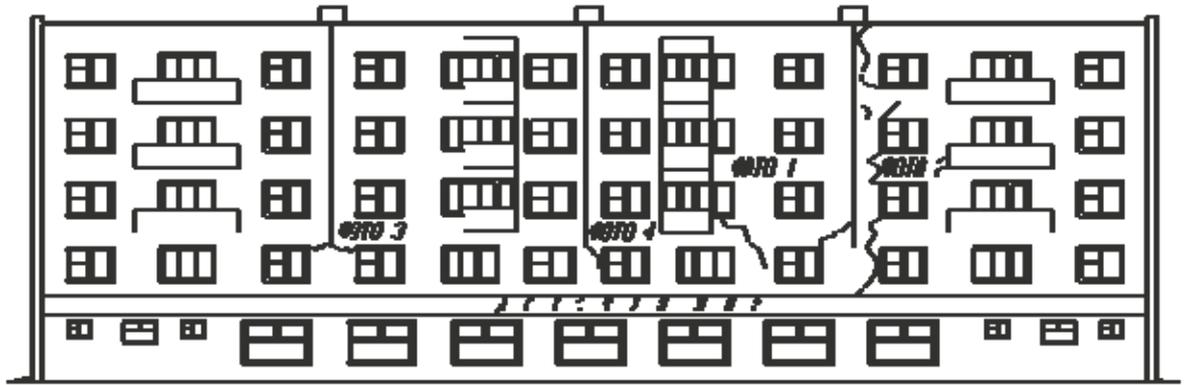


Фото 1



Фото 2



Фото 3



Фото 4

Рисунок 73 – Уличный фасад здания



Рисунок 74 – Схема расположения обследуемого объекта

Двухэтажное жилое здание в г. Тамбове по адресу: ул. Комсомольская, д. 18

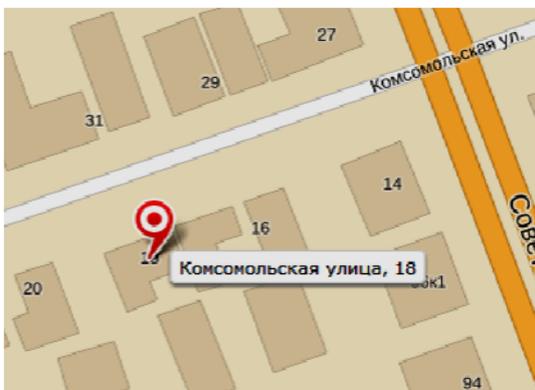


Рисунок 75 – Схема расположения обследуемого объекта

Рассматриваемое здание расположено на территории с высокой изменчивостью модуля деформации. Причиной деформаций здания явились недопустимые неравномерные осадки оснований фундаментов.

Также трещины, возникшие у концов металлических перемычек и заходящие в кладку простенков, возникли в результате разности деформаций перемычки и кладки.



Рисунок 76 – Разрушение цокольной части зданий



Рисунок 77 – Трещины на уличном фасаде здания



Рисунок 78 – Трещины на уличном фасаде здания в карнизной части



Рисунок 79 – Уличный фасад здания

Девятиэтажное здание по адресу: г. Тамбов, ул. Рылеева, 70



Рисунок 80 – Схема расположения обследуемого объекта

Здание 70-х годов постройки. Стены сложены из силикатного кирпича. Фундаменты ленточные сборные железобетонные.

Основная причина образования трещин - строительство нового дома, на расстоянии примерно 100 м от обследуемого.

Первые трещины появились в момент забивки свай. Были установлены маячки. В процессе строительства нового дома трещины увеличивались.

Также в результате длительных утечек из коммуникаций произошло замачивание грунтов основания.

Возможной причиной разрушения здания является механический резонанс. Возникшие во время забивки свай колебания, вероятно, совпали с собственными колебаниями почвы в районе площадки и с собственными колебаниями здания.

Длительность производства работ способствовала развитию резонансных явлений, которые и привели к разрушению здания.

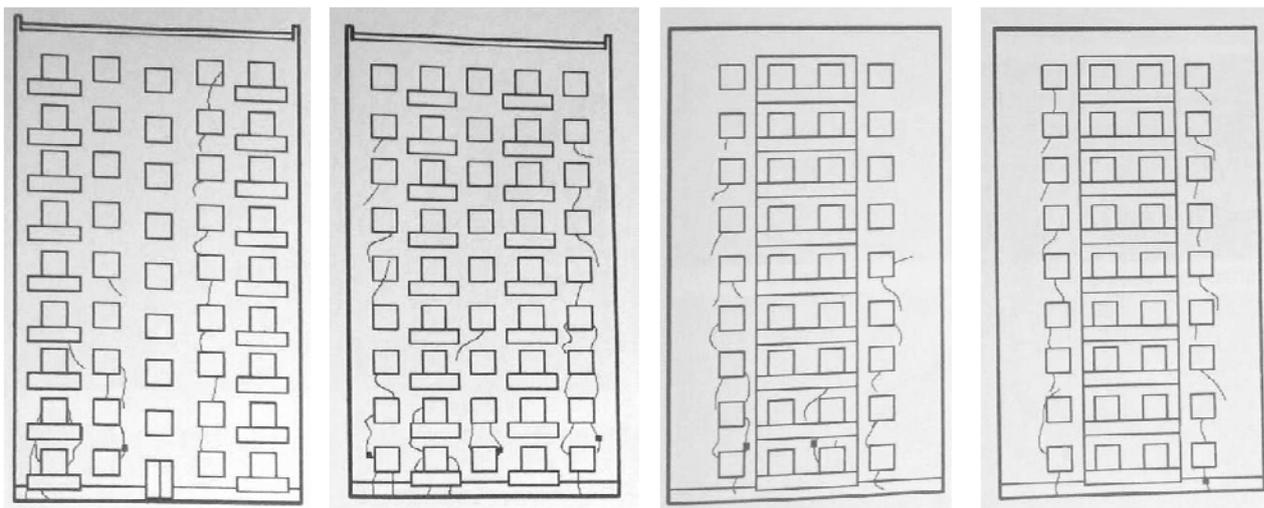


Рисунок 81 – Трещины на южном, северном, западном и восточном фасадах (слева направо)



Рисунок 82 – Трещина на южном фасаде

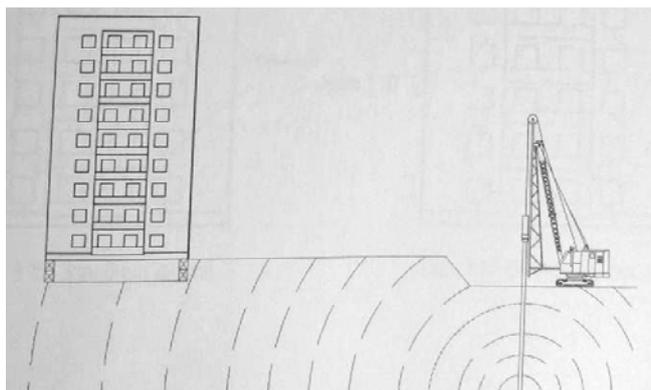


Рисунок 83 – Резонанс



Рисунок 84 – Нераскрытый маяк



Рисунок 85 – Раскрытый маяк

Жилой дом по адресу: ул. 1-ая Полковая, 36 и жилой дом по ул. К. Маркса, 225а

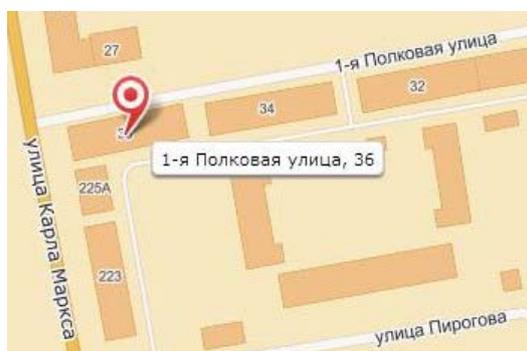


Рисунок 86 – Схема расположения обследуемого объекта

Дом по ул. Полковая, 36 был построен в 1970, а дом по К. Маркса, 225а – в 1997 г.

Стены сложены из керамического кирпича. Фундамент ленточный сборный.

Один из факторов осложняющий, строительство объектов – наличие плотной городской застройки и необходимость ведения работ по строительству в стесненных условиях, где в зону влияния

попадает, кроме строившегося, и многие другие объекты.

После строительства пристроенного дома, по адресу: К. Маркса, 225а, на фасаде обследуемого здания начали появляться трещины. Фасад дома № 36 был полностью оштукатурен. Через небольшой промежуток времени трещины стали проявляться через штукатурку, произошло раскрытие деформационного шва.

Трещины наблюдались только на фасадах со стороны двора и ул. К. Маркса. На противоположных фасадах здания трещины и раскрытие деформационного шва не выявлены. Это свидетельствует о явном влиянии пристройки на здание.

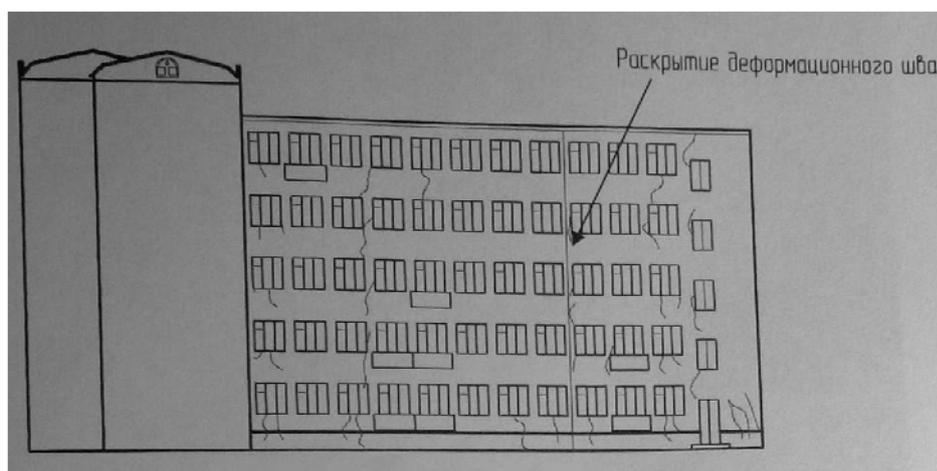


Рисунок 87 – Фасад со стороны двора



Рисунок 88 –
Фасад с ул. К.
Маркса

На момент обследования дом № 36 был снова оштукатурен. Трещин пока что не видно, но уже произошло раскрытие деформационного шва.

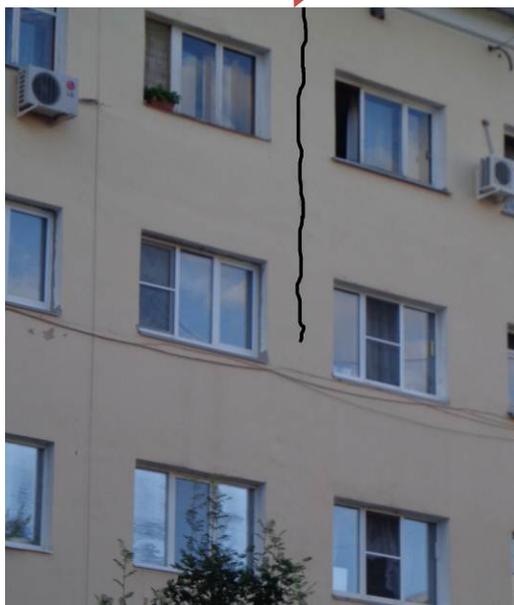


Рисунок 89 – Раскрытие деформационного шва на фасаде со стороны двора

Пятиэтажный жилой дом по адресу: г. Тамбов, ул. Рылеева 62, корпус 1

Стены сложены из керамического кирпича. Фундамент ленточный сборный.

В обследуемом здании ситуация аналогичная дому по адресу Рылеева, д. 70.

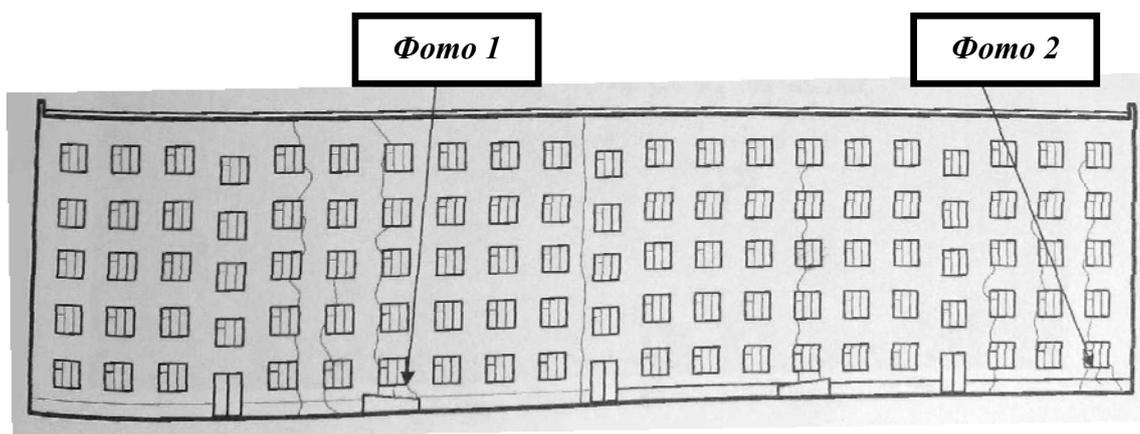
Также во время строительства нового дома (забивка свай) образовались трещины в основном на главном фасаде здания, были установлены маячки и временно прекращено строительство.

Ситуация усугубляется тем, что в подвале не просто произошла утечка из коммуникаций, а длительное время (в течение несколько лет) подвал был



затоплен канализационными стоками. Канализационная система практически не работала. В подвале обследуемого дома уровень воды составлял более двух метров. После частичного ремонта ситуация нормализовалась. Но на момент обследования выяснилось, что подвал опять затоплен водой.

Рисунок 90 – Схема расположения обследуемого объекта





Р
исун
ок 91
—
Глав
ный
фаса
д

здания

Трещины продолжают развиваться. Об этом свидетельствуют разорванные маячки. Последние маячки установлены 13.07.04. После строительства нового дома наблюдение за ситуацией прекращено.

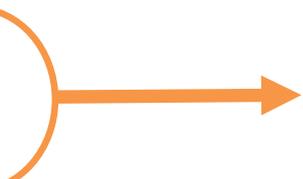


Фото 1

13.07.04

Фото 2

5.08.02

11.11.02

5.08.02



Рисунок 92 – Трещины на главном здании

фасаде

Четырехэтажный жилой дом по Тамбов, ул. Мичуринская, д. 78

адресу: г.

Стены сложены из керамического кирпича. Фундаменты ленточные сборные железобетонные.

В обследуемом здании обнаружены многочисленные трещины в наружных стенах под оконными проемами, трещины у торцов железобетонных перемычек и заходящие в кладку простенков. Также наблюдается выпадение отдельных кирпичей, выветривание раствора из швов кладки.

Обследуемое здание по карте микрорайонирования территории г. Тамбова по геоморфологическим элементам, просадочным свойствам, изменчивости модуля деформации относится к подрайону 1-го порядка III-A₁, к участку 4 типа III-A₁-4₂. Участок III-A₁-4₂ проходит вдоль ул. Мичуринской. Насыпные грунты мощностью 3 м возникли при планировке этой улицы, когда искусственно выколаживался склон террас [52].

К насыпным грунтам относятся грунты природного происхождения с нарушенной естественной структурой, образовавшиеся их отсыпкой или гидронамывом. В насыпных грунтах постепенно происходят различные физические, физико-химические, биологические и другие процессы, приводящие, с одной стороны, к их самоуплотнению, упрочнению, с другой к распаду, к разложению как структуры отдельных агрегатов, так и отдельных частиц, т.е. к разупрочнению. Это в свою очередь сильно сказывается на их физических и механических свойствах.

Также причиной появления многочисленных трещин у концов железобетонных перемычек, является разность деформаций перемычки и кладки.

В настоящий момент трещины продолжают развиваться, о чем говорят прорвавшиеся маяки.

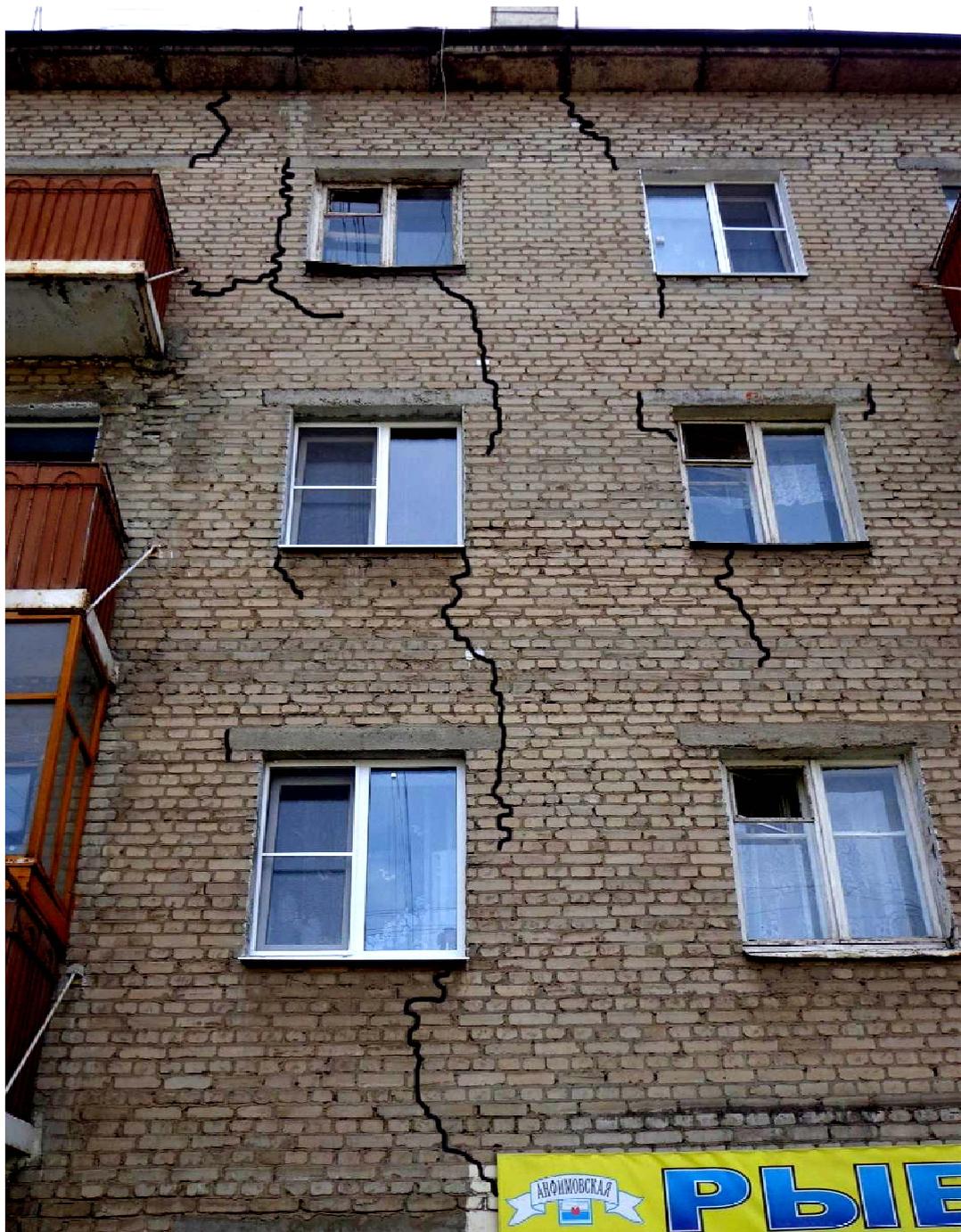


Рисунок 93 – Уличный фасад здания



Рисунок 94 – Трещины на уличном фасаде здания

Четырехэтажный жилой дом по адресу: г. Тамбов, ул. Мичуринская, д. 86

Стены сложены из керамического кирпича. Фундаменты ленточные сборные железобетонные.

В обследуемом здании обнаружены многочисленные трещины в наружных стенах под оконными проемами, трещины у торцов железобетонных перемычек, заходящие в кладку простенков (рисунок 95).

Ситуация как и в доме по ул. Мичуринская, д. 78.

В настоящий момент трещины прекратились.

Четырехэтажный жилой дом по адресу: г. Тамбов, ул. Мичуринская, д. 133

Стены сложены из керамического кирпича. Фундаменты ленточные сборные железобетонные.



Рисунок 95 – Трещины на боковом фасаде здания



Рисунок 96 – Трещины на уличном фасаде

В здании выявлено большое количество трещин в наружных стенах под оконными проемами, трещины у торцов железобетонных перемычек и заходящие в кладку простенков (рисунок 96, 97).

Ситуация как и в предыдущих двух случаях. Развитие трещин прекратилось.



Рисунок 97 – Трещины на дворовом фасаде здания

Двухэтажное жилое здание по адресу: г. Тамбов, ул. Мичуринская, 7

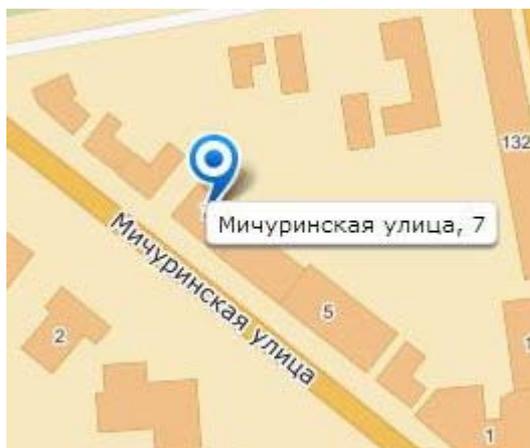


Рисунок 98 – Схема расположения обследуемого объекта

Здание построено в 1956 году. Стены сложены из силикатного кирпича. Фундамент бутовый ленточный.

Обследуемое здание по карте микрорайонирования территории г. Тамбова по геоморфологическим элементам, просадочным свойствам, изменчивости модуля деформации относится к подрайону 2-го порядка III-Г₁-А₂ - вторая надпойменная терраса, к типу участка III-А₂-1- высокая изменчивость модуля деформации и III-А₂-2 – просадочные грунты [52].

По опросам жильцов, вначале 90-х гг., производилось усиление стеновых конструкций, укрепление металлическими поясами.

На момент обследования здания обнаружены многочисленные дефекты: протечка кровли, замачивание стеновых конструкций, частичное разрушение системы канализации, вследствие чего происходит регулярное замачивание основания, независимо от времени года, разрушение отмостки и цоколя

здания. Полы первого этажа находятся в плачевном состоянии (отклонение от горизонтальной плоскости, провалы). Трещины на фасадах здания развиваются.

Вертикальные трещины, пересекающие все здание, наблюдаются на обоих торцевых фасадах здания (на северном и южном фасадах).

Большую опасность для зданий представляют утечки из коммуникаций, которые могут сопровождаться локальным «размывом» грунтов основания. Во дворе дома из-за утечек стоит неприятный запах.

В результате значительных утечек из водонесущих коммуникаций произошло "местное" подтопление участка территории жилого здания и, возможно, подъем грунтовых вод. Это вызвало водонасыщение грунтов в основании фундамента здания и уменьшение значений модуля их деформации, что, в свою очередь, привело к разрушению.

Для стабилизации деформаций эффективней всего будет искусственное укрепление грунтов основания.

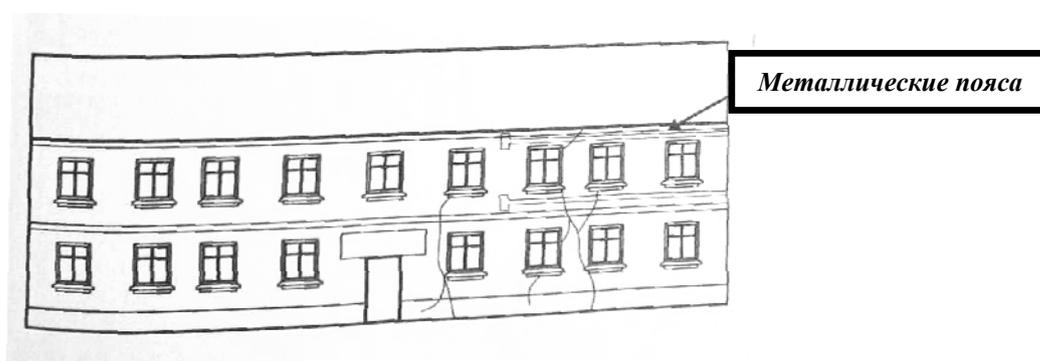


Рисунок 99 – Дворовый фасад здания



Рисунок 100 – Уличный и дворový фасады



Рисунок 101 – Южный и северный фасады



Рисунок 102 –
Вид со стороны
квартир (кухня)



Рисунок 103 –
Трещины на
дворовом фасаде



Протечки кровли

Рисунок 104 –
Протечки кровли на
уличном фасаде
здания



Разрушение цоколя

Рисунок 105 – Разрушение цокольной части здания, дворовый фасад

Двухэтажный жилой дом по ул. Зои Космодемьянской, 8

Стены сложены из керамического кирпича. Фундамент бутовый ленточный.

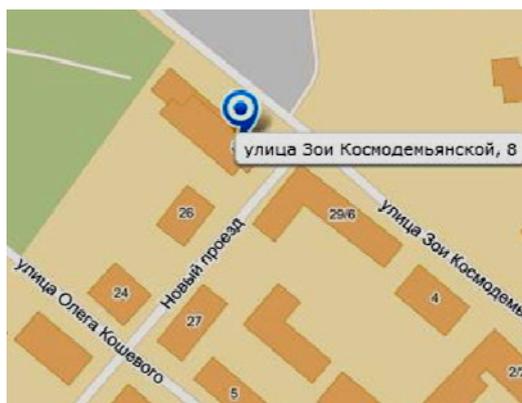


Рисунок 106 – Схема расположения обследуемого объекта

Обследуемое здание по карте микрорайонирования территории г. Тамбова по геоморфологическим элементам, просадочным свойствам, изменчивости модуля деформации относится к подрайону 1-го порядка Ш-В₁ - третья надпойменная терраса, к типу участка Ш-А₂-2 – просадочные грунты [52].

Противопросадочные мероприятия не выполнялись.

Из строительной практики известно, что лёссовидные просадочные грунты могут служить основанием для сооружения, если устранена возможность их замачивания.

В данном случае замачивание произошло по причине длительной утечки из коммуникаций, теплотрассы, проходящей под зданием.

Разрушению подвержены также и соседние здания, по улице Зои Космодемьянской, №6, №4, №2.



Рисунок 107 – Фрагмент фасада здания со стороны Нового проезда

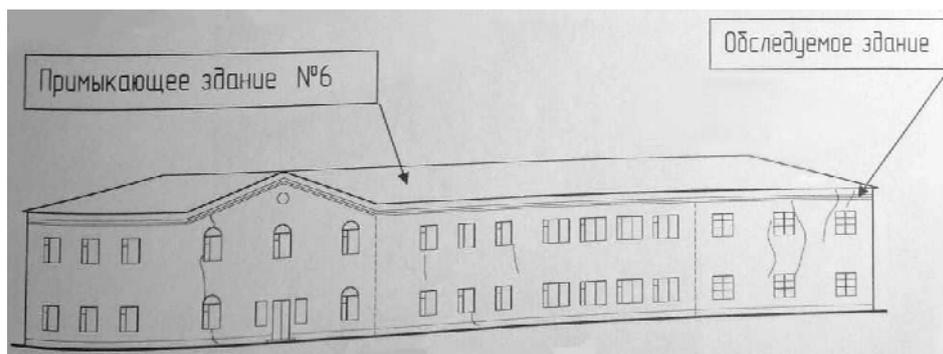


Рисунок 108 – Фасад здания со стороны ул. Зои Космодемьянской



Рисунок 109 – Фрагменты трещин на фасаде со стороны Нового проезда

Пятиэтажный жилой дом по улице Ф. Энгельса, 27

Стены сложены из керамического кирпича. Фундаменты ленточные сборные железобетонные. Расположен на второй надпойменной террасе. Основанием фундаментов являются делювиальные лессовидные суглинки.

В наружных стенах имеются многочисленные трещины (рисунок 111). Подвал периодически затапливается. Во дворе скапливается вода. Частично разрушена кровля.

Большое количество зданий Тамбова, которые эксплуатируются на просадочных грунтах, имеют значительно меньшую защиту от неравномерных деформаций, чем рекомендуется действующими нормативными документами.

В первую очередь необходимо устранять источник замачивания, а затем уже усилить стены и закрепить основание.

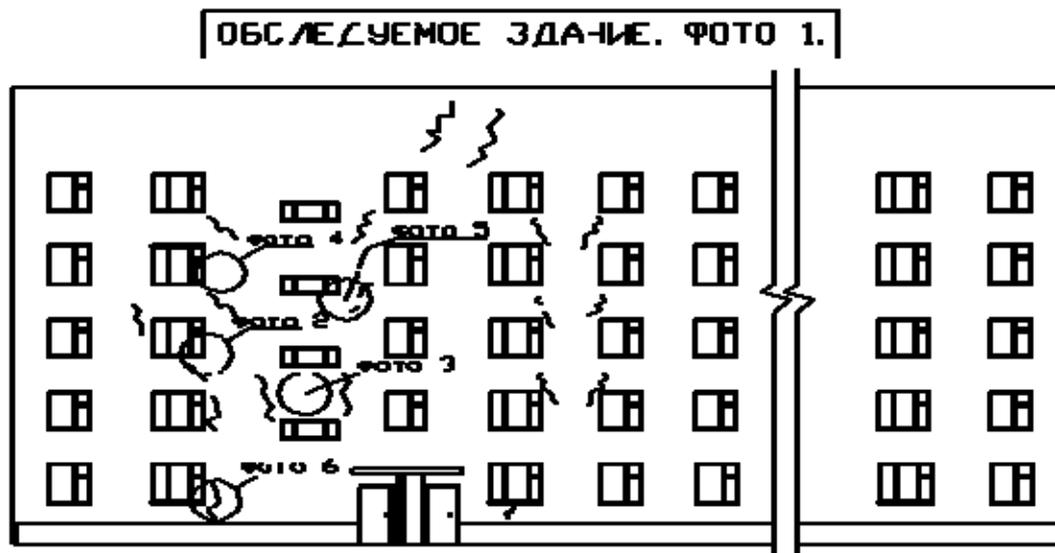


Рисунок 110 – Изображение трещин на восточном фасаде здания



Рисунок 111 – Восточный фасад здания

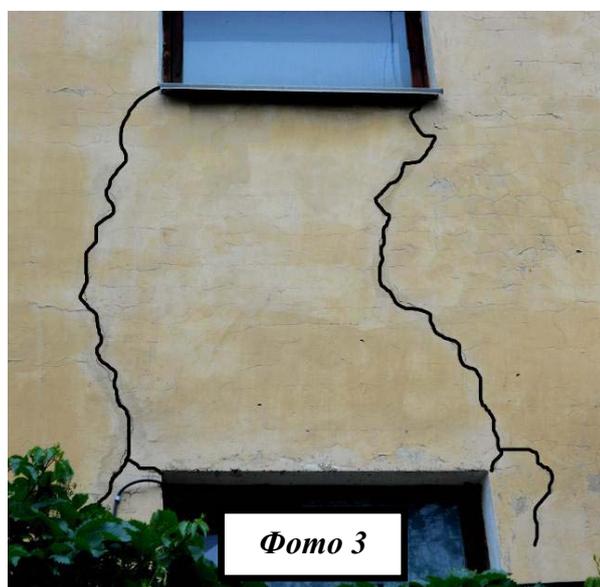
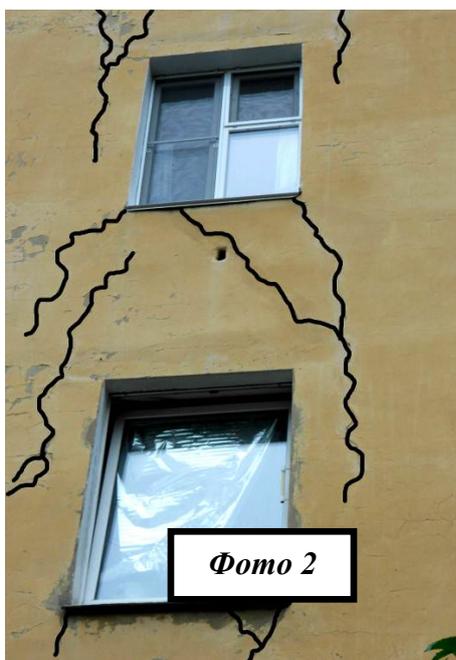


Рисунок 112 – Дефекты и повреждения на восточном фасаде

Четырехэтажный жилой дом по улице 8 марта, 28

Стены сложены из керамического кирпича. Фундаменты ленточные сборные железобетонные.

В наружных стенах обнаружены многочисленные трещины шириной раскрытия до 7 мм, вызванные просадкой грунтов. Кирпичная кладка местами разрушена на глубину до 200 мм с выпадением кирпичей. Наиболее повреждена кладка под карнизными плитами и в местах установки водосточных труб.

Причинами значительных повреждений явилось невыполнение своевременных ремонтно-восстановительных работ кровли, стен, карнизных плит, отмосток, цоколя, водосточных труб, коммуникаций.

По опросу жильцов кровля не ремонтировалась длительное время. Более трех лет происходило заливание квартир верхних этажей талыми водами

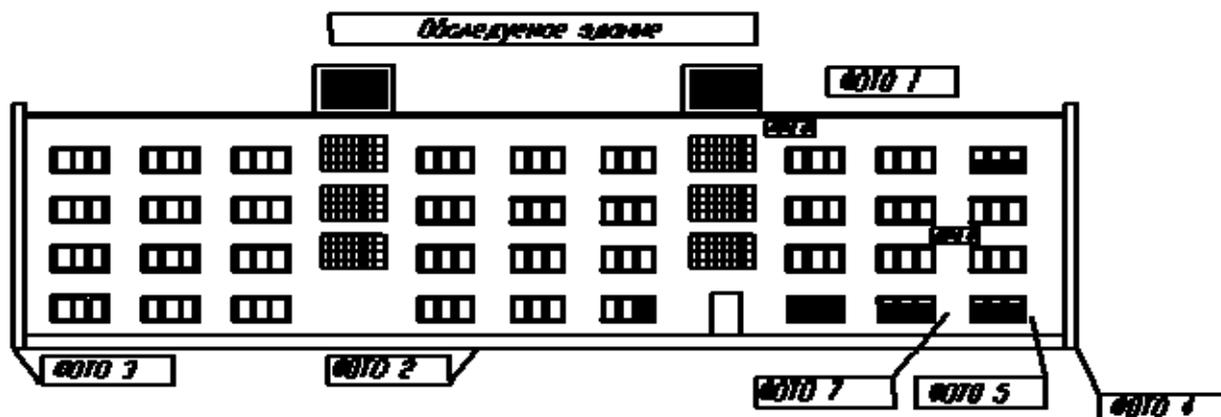


Рисунок 113 – Западный фасад здания



Рисунок 114 – Дефекты и повреждения на западном фасаде здания



Рисунок 114 (продолжение)

Четырехэтажный дом по улице Советская, 194Л

Наиболее разрушена кирпичная кладка стены в районе водосточной трубы. Наружные слои кладки разрушены на глубину до 200 мм.

Причиной разрушения кладки явилась неудовлетворительная эксплуатация здания.

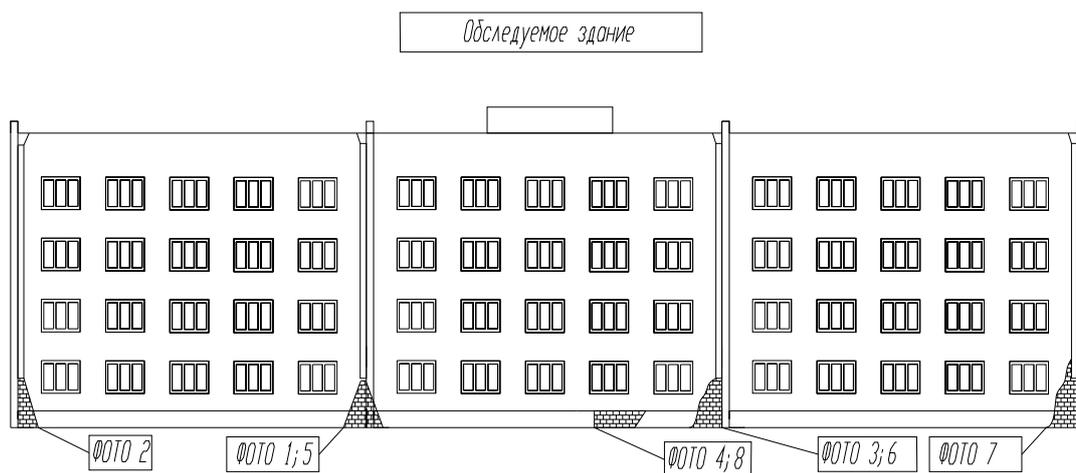


Рисунок 115 – Восточный фасад здания

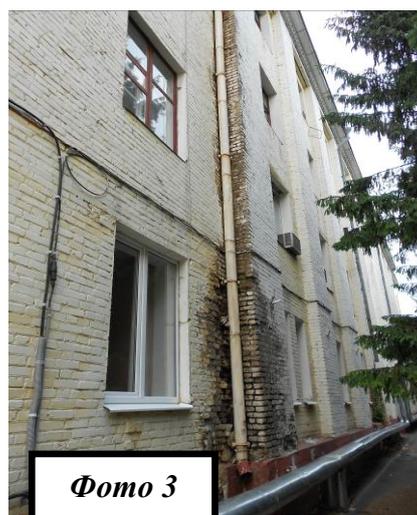


Рисунок 116 – Разрушение кирпичной кладки в районе водосточной трубы

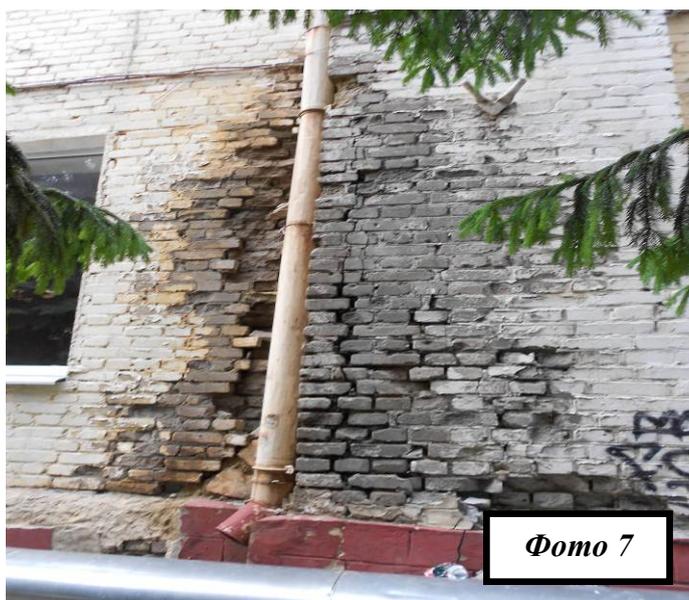


Рисунок 116 (продолжение)



Рисунок 116 (продолжение)

Пятиэтажное жилое здание по ул. Гоголя, 14

Стены кирпичные, фундаменты ленточные сборные. Как и в предыдущих примерах, трещины в стенах появились вследствие неравномерных просадок грунтов, а разрушение наружных слоев кладки произошло из-за систематического замачивания стен. Также имеются разрушения отмостки.

Горизонтальность фундаментных блоков нарушена. Эти дефекты получены в результате нарушения сопряжения отмостки с цоколем здания.

Для защиты фундаментов от дождевых и паводковых вод по периметру дома устраивают отмостку. При хорошем качестве она не только служит надежной защитой от проникания поверхностных вод к основанию фундаментов, но является декоративным элементом внешнего благоустройства.



Рисунок 117 – Дефекты и повреждения на западном фасаде здания

Двухэтажное жилое здание по ул. Пушкарская, 37

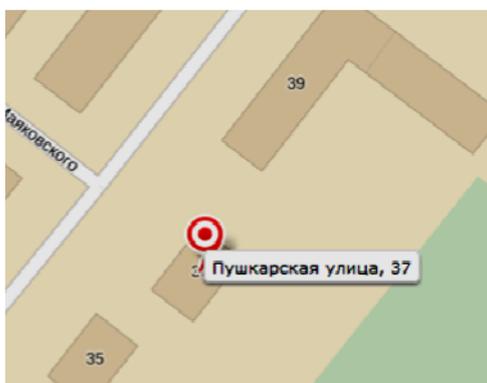


Рисунок 118 – Схема расположения обследуемого объекта

Здание построено в 1961 году. Стены из силикатного кирпича, фундамент ленточный бутовый. Обнаружено многочисленное количество трещин на стенах здания.

Обследуемое здание по карте микрорайонирования территории г. Тамбова по геоморфологическим элементам, просадочным свойствам, изменчивости модуля деформации

относится к подрайону 1-го порядка III-B₁ - третья надпойменная терраса, к типу участка III-A₂-2 – насыпные грунты [52].

Основным фактором, вызывающим разрушение здания, является верховодка. Переувлажнение грунтов оснований происходит вследствие неудовлетворительного состояния вертикальной планировки, благоустройства и ливневой канализации, протечек талых и атмосферных вод при нарушении сплошности асфальтового покрытия улиц и внутриквартальных пространств. В результате этого развиваются неравномерные осадки оснований.

На момент последнего обследования здания был произведен ремонт фасадов здания, отмостки, были затерты трещины. Также произведено усиление здания напрягаемым поясом по металлическим накладкам.

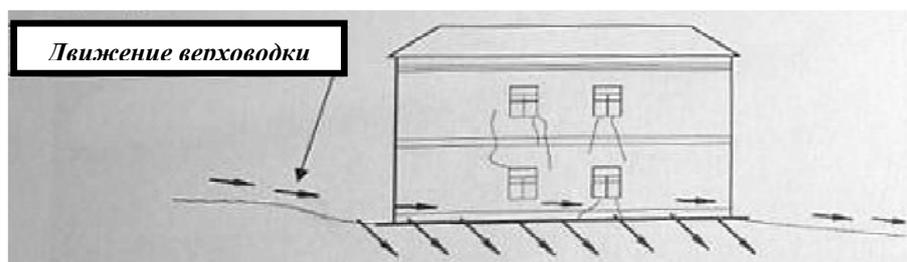


Рисунок 119 – Дворовый фасад

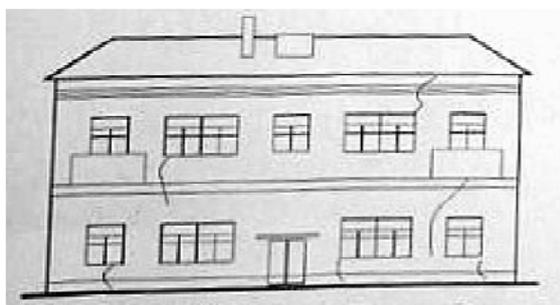


Рисунок 120 – Западный фасад



Рисунок 121 – Трещины на стенах до устройства напрягаемого пояса и ремонта фасадов

ДЮСШ №3 в г. Тамбове по адресу: ул. С.-Ценского, д. 2

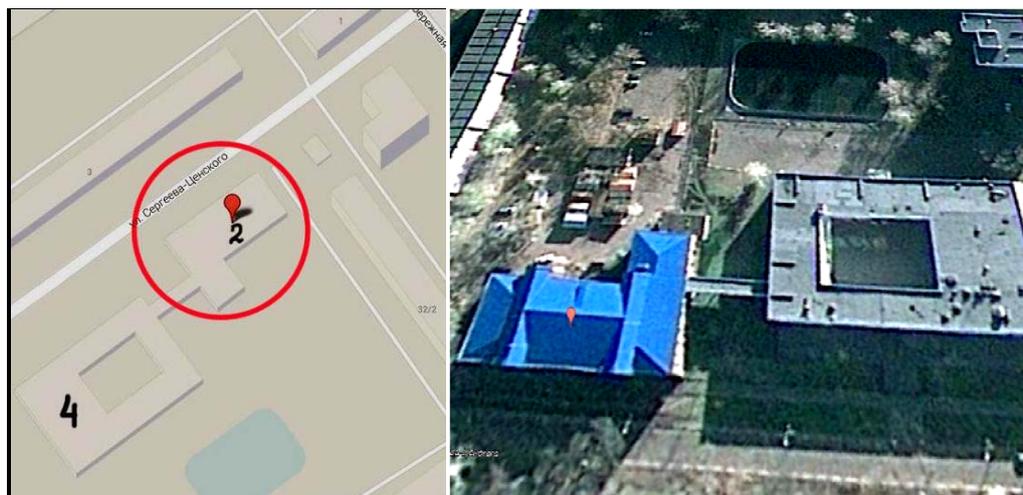


Рисунок 122 – Схема расположения обследуемого объекта



Рисунок 123 –
Северный фасад

Здание построено в 1895 г. При обследовании здания наблюдаются многочисленные трещины над оконными проемами и под ними, выветривание раствора из швов кладки, механические повреждения кирпича, выпадение отдельных кирпичей, высолы на поверхности наружных стен. Также наблюдается замачивание перекрытий, разрушение штукатурки потолков внутри здания. В некоторых помещениях опасно находиться.

Разрушение здания по причине ошибок проектирования. Первоначальной причиной появления многочисленных трещин стала просадка грунта под фундаментом, которая образовалась вследствие неправильной геологической разведки грунта в районе строительства, а точнее, ее отсутствия.

Повреждение здания из-за сложных геологических условий. Район строительства располагается в долине реки Цны, второй надпойменной террасы, где грунтами основания являются делювиальные лессовидные суглинки – ненадежные основания, т.к. в их состав входят просадочные грунты, имеющие длительную осадку вследствие малой водопроницаемости.

Обследуемое здание по карте микрорайонирования территории г. Тамбова по геоморфологическим элементам, просадочным свойствам, изменчивости модуля деформации относится к подрайону 2-го порядка III-Г₁-Б₂ [52].

Разрушение здания из-за несоблюдения правил эксплуатации здания. Наблюдаются деструктивные процессы в кирпичной кладке вследствие замачивания кладки в карнизной части наружных стен, под окнами, в зоне расположения водосточных труб. Причинами этого явились сильные повреждения кровли в зоне карниза, неисправность водосточных труб, недостаточный вынос карнизных свесов. В некоторых местах стекавшая по стенам вода размывала раствор.

На сегодняшний день кровля полностью отремонтирована, заменены поврежденные металлические листы, но водосточные трубы и водоприемные

воронки до сих пор либо отсутствуют, либо находятся в аварийном состоянии.

Также наблюдается разрушение отмостки, цоколя здания и горизонтальной гидроизоляции, что является причиной просачивания дождевых и паводковых вод к фундаменту, их проникновения в подвал, и капиллярного всасывания влаги стенами. В результате в здании появляется сырость и плесень, а зимой – холод.

Взаимное влияние рядом расположенных зданий. Наибольшее количество трещин обнаружено по осям «8» и «Е», что может быть вызвано строительством нового здания, на расстоянии примерно 20 м от обследуемого, переходной галереи на отдельно стоящих опорах и строительством гаража.

Объемно-планировочные решения. Обследуемый объект представляет собой трехэтажное здание с подвалом и чердаком, с размерами в осях 34.1×46.6 м., заблокированное с рядом стоящим зданием посредством переходной галереи. Галерея примыкает к обследуемому объекту в уровне второго этажа и располагается на отдельно стоящих опорах. Вблизи стены по оси «Е» расположено здание гаража.



Рисунок 124 – Западный фасад

Конструктивные решения:

- Фундаменты - из керамического кирпича, ленточные;
- наружные стены - из керамического кирпича, оштукатуренные с внутренней стороны;
- внутренние стены - из керамического кирпича, оштукатуренные;
- перегородки - из керамического кирпича, оштукатуренные; деревянные из ДСП, по каркасу из бруса;
- перекрытия - по деревянным балкам; своды из керамического кирпича;
- перемычки - арочные, из керамического кирпича;
- крыша - стропильная, деревянная;
- кровля - скатная, металлическая;
- окна и двери - деревянные, индивидуальные;
- лестницы - металлические, по косоурам из швеллера;
- полы - деревянные, с покрытием линолеумом, керамической плиткой; бетонные.

Результаты технического обследования здания ДЮСШ № 3, выполненного обществом с ограниченной ответственностью «Соцстрой»:

Фундамент. Фундамент обследуемого объекта выполнен из керамического кирпича. Цокольная часть здания оштукатурена и окрашена.

В ходе обследования установлено:

1) На поверхности кирпичной кладки фундаментов дефектов и повреждений, свидетельствующих о снижении их несущей способности, не обнаружено. Выбоины, сколы, вертикальные и косые трещины, места размораживания и выветривания кирпичной кладки отсутствуют. Отклонений геометрических размеров от вертикали, смещений в плане, недопустимых неравномерных осадок и просадок, кренов и деформаций не установлено. На наружной стене фундаментов просматриваются незначительные следы замачивания, вызванные отсутствием отмостки у здания. На момент обследования фундаменты находились в

удовлетворительном состоянии. Каких-либо конструктивных изменений не установлено.

Горизонтальная гидроизоляция разрушена

Внутренние и наружные стены. Стены здания выполнены из керамической кирпича, без отделки с наружной стороны, и со штукатуркой и окраской с внутренней стороны.

В ходе обследования выявлено следующее:

1) На наружных стенах фасадов здания наблюдаются разрушения кирпичной кладки в виде сквозных вертикальных трещин шириной раскрытия до 2 см. Трещины преимущественно располагаются в наиболее нагруженных местах стен: над оконными проемами и под ними. Вероятными причинами могли быть недостаточная прочность кирпича или раствора, снижение прочности кладки при неоднократном увлажнении, размораживании, эрозии и коррозии. Также возможной причиной появления V-образно раскрытых трещин в клинчатых и арочных перемычках является перегрузка вертикальной нагрузкой из-за горизонтального и вертикального перемещения опор перемычек.

2) По оси «8» имеются места разрушения кирпичной кладки стен площадью до 3 м² на глубину до 8 см, где отсутствует заполнение швов кладки раствором.

3) На фасадах здания, а также внутри здания обнаружены места неоднократного замачивания кирпичной кладки наружных и внутренних стен на высоту до 3 м от уровня планировки. Это возникло в результате отсутствия горизонтальной гидроизоляции по стенам.

4) На наружных стенах третьего этажа наблюдаются места неоднократного замачивания и размораживания кладки, места с отслоившейся штукатуркой, которая при простукивании издает глухой звук, произошедших вследствие разрушения покрытия кровли здания и недостаточного свеса кровли, а также отсутствием организованного водостока с кровли.

5) Отслоение и обрушение наружных слоев кладки, а так же местное раздробление отдельных камней в местах нависания, вызванное местным смятием кладки в местах уступов, появлением скалывающих напряжений на границе между обжатым и необжатым (нависающим) сечением кладки.

6) Наличие незначительных трещин в местах примыкания перекрытий к наружным и внутренним стенам, свидетельствующим о смещении или отклонении кирпичных стен от вертикали.

Перегородки. Перегородки из керамического кирпича толщиной 160 мм и перегородки деревянные из ДСП по каркасу из бруса 80x80мм. Перегородки находятся в удовлетворительном состоянии. Признаков гниения на деревянных конструкциях на момент обследования не обнаружено. Наблюдаются незначительные участки замачивания и искривления деревянных конструкций.

Перекрытия. Перекрытия здания выполнены деревянными по деревянным балкам с покрытием из линолеума, керамической плитки, а также сводчатыми из керамического кирпича. Низ перекрытий оштукатурен по дранке и побелен. Кирпичные своды оштукатурены и побелены.

В ходе обследования выявлено следующее:

1) В кирпичной кладке сводов обнаружены множественные волосяные трещины, свидетельствующие о перенапряжении мест их появления. Возможными причинами этого могут быть увеличение расчетной нагрузки на перекрытия, горизонтальное или вертикальное смещение или сдвиг опорных участков сводов кирпичных стен.

2) Обнаружены места неоднократного замачивания перекрытия, преимущественного располагающиеся в узлах примыкания перекрытий к стенам.

3) Наблюдаются места с разрушенной штукатуркой потолков. В этих местах на деревянных конструкциях перекрытий имеются признаки неоднократного замачивания, поражения древесины дереворазрушающими

грибами (спертый грибной запах, наличие образований на поверхности, изменение цвета древесины), гниения.

4) Прогиб деревянных балок перекрытий превышает предельно допустимый по действующим в настоящее время нормам. Возможной причиной является увеличение расчетных нагрузок на перекрытия.

В целом техническое состояние перекрытий можно оценить как удовлетворительное, за исключением отдельных участков, которые требуют ремонта или замены.

Перемычки. Перемычки выполнены арочными из керамического кирпича.

В ходе обследования выявлено следующее:

Наличие V-образно раскрытых трещин в пролете арочных перемычек с выпадением отдельных камней, отслоение нижних рядов перемычек вследствие перегрузки вертикальной нагрузкой, вызванной горизонтальным и вертикальным перемещением опор перемычек.

- Крыша и кровля

Крыша здания выполнена стропильной деревянной с покрытием из окрашенного стального листа. Стропильные ноги изготовлены из сосновых бревен сечением 200х220(h)мм, расположенные с шагом 2 м. Обрешетка изготовлена из сосновой обрезной доски, с размерами сечения 110х40(h)мм, шаг обрешетки 250 мм. Мауэрлат и коньковый прогон изготовлен из соснового бревна сечением 250х250мм. Максимальный прогиб стропильных ног превышает предельно допустимый, имеются деформации, вызванные эксплуатационными нагрузками (трещины, изломы). Обнаружены места поражения деревянных конструкций дереворазрушающими грибами (спертый грибной запах в помещении чердака, наличие образований на поверхности стропил, обрешетки, подкосов и стоек, изменение цвета древесины). Обнаружены места растрескивания и высыхания деревянных конструкций крыши. При простукивании конструкции издают глухой звук. Наблюдается коррозия металлических элементов (накладок, скоб, хомутов,

болтов, подвесок) в узлах стыка деревянных элементов. В местах опирания деревянных конструкций на кирпичные стены и столбы наблюдаются участки капиллярного увлажнения и гниения древесины. На обрешетке крыши наблюдаются места выпадения конденсата и замокания, гниения древесины и поражения дереворазрушающими грибами. Металлическое покрытие крыши имеет пробоины и места коррозии, как на поверхности металла, так и сквозной коррозии в фальцах, местах установки водосточных желобов и воронок, местах устройства слуховых окон.

В помещении чердака не обеспечивается достаточный воздухообмен, вследствие недостаточного количества слуховых окон.

В целом состояние деревянных конструкций кровли здания (обрешетки, стропил, стоек, подкосов, прогонов, мауэрлатов) неудовлетворительное или предаварийное.

Декоративные кирпичные элементы парапета крыши разрушены, имеется возможность выпадения кирпича. Состояние неудовлетворительное. Все кирпичные элементы требуют срочного ремонта или полной замены.

Свес кровли не соответствует минимально допустимому по действующим в настоящее время нормам. Водосточные трубы и водоприемные воронки либо отсутствуют, либо находятся в аварийном состоянии.

Окна и двери. Окна и двери деревянные индивидуальные, окрашенные, находятся в удовлетворительном состоянии. Признаков гниения на деревянных конструкциях на момент обследования не обнаружено.

Наблюдаются незначительные участки замачивания и искривления деревянных конструкций.

Лестницы. Лестницы выполнены по металлическим косоурам. Состояние косоуров и ступеней удовлетворительное.

Рекомендации по усилению кирпичных стен:

- установка металлических тяжей по контуру здания в местах появления вертикальных и наклонных трещин

- устройство растворных обоев в местах, где отсутствует заполнение швов кладки раствором
- перекладка участков стен, где имеется возможность выпадения кирпича
- усиление арочных перемычек металлическими обоями.

В настоящее время здание поставили на реконструкцию.

Ниже представлены выявленные дефекты и повреждения, которые изображены на планах и фасадах здания, с их выборочной фотофиксацией.

Ведомость дефектов и повреждений

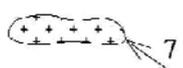
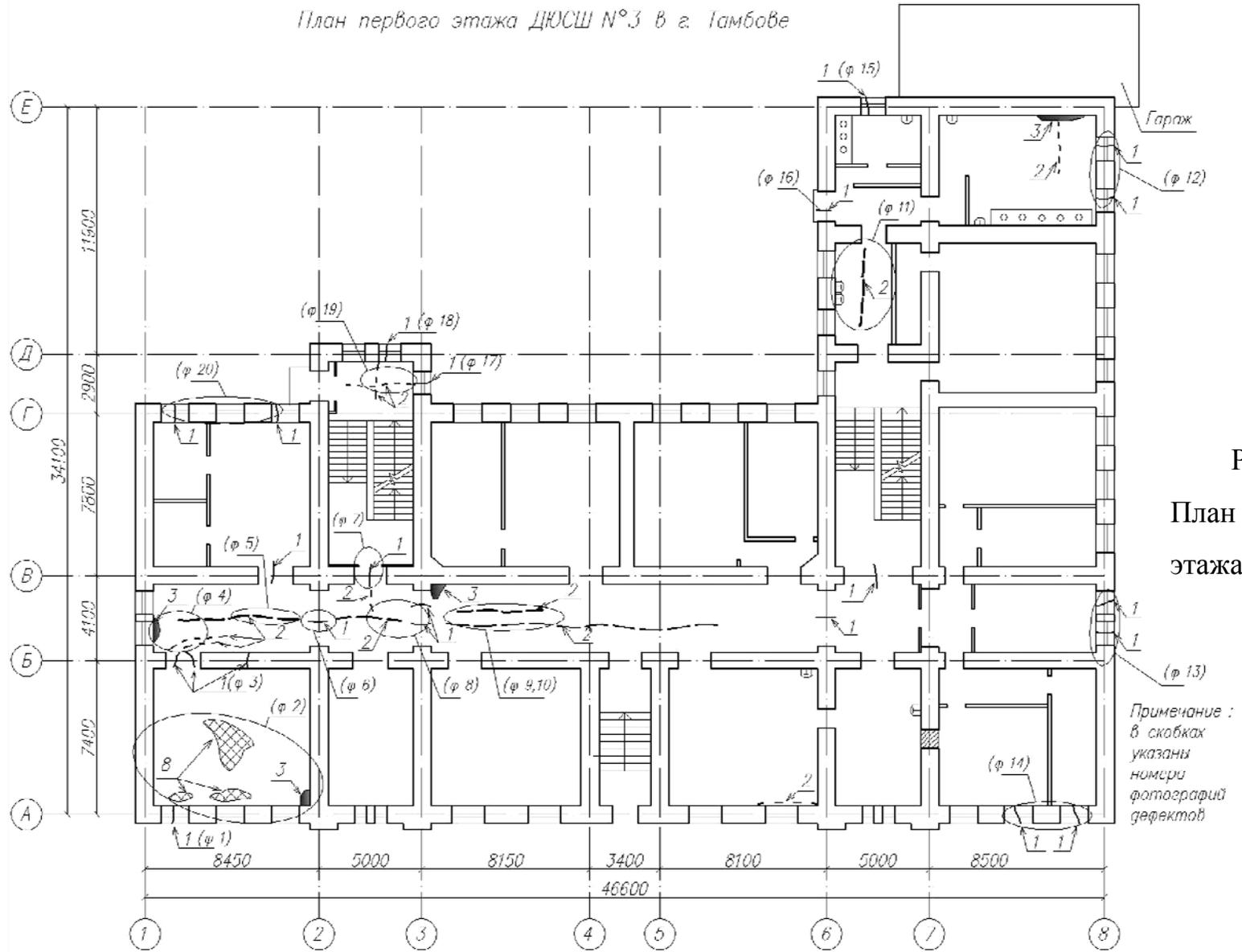
	Наименование дефекта	Условные обозначения
1	Трещина в кирпичной кладке стен, арочных перемычек, сводов	
2	Трещина в перекрытиях	
3	Замачивание перекрытий	
4	Деструктивные процессы в кирпичной кладке вследствие замачивания кладки в карнизной части, под окнами, в зоне расположения водосточных труб	
5	Выветривание раствора из швов кладки, механические повреждения кирпича	
6	Выпадение отдельных кирпичей	
7	Высолы на поверхности стен	
8	Разрушение штукатурки потолков	

Рисунок 125 – Ведомость дефектов и повреждений

План первого этажа ДЮСШ №3 в г. Тамбове



Примечание :
в скобках
указаны
номера
фотографий
дефектов

Рисунок 126 –
План первого
этажа

План второго этажа ДЮСШ №3 в г. Тамбове

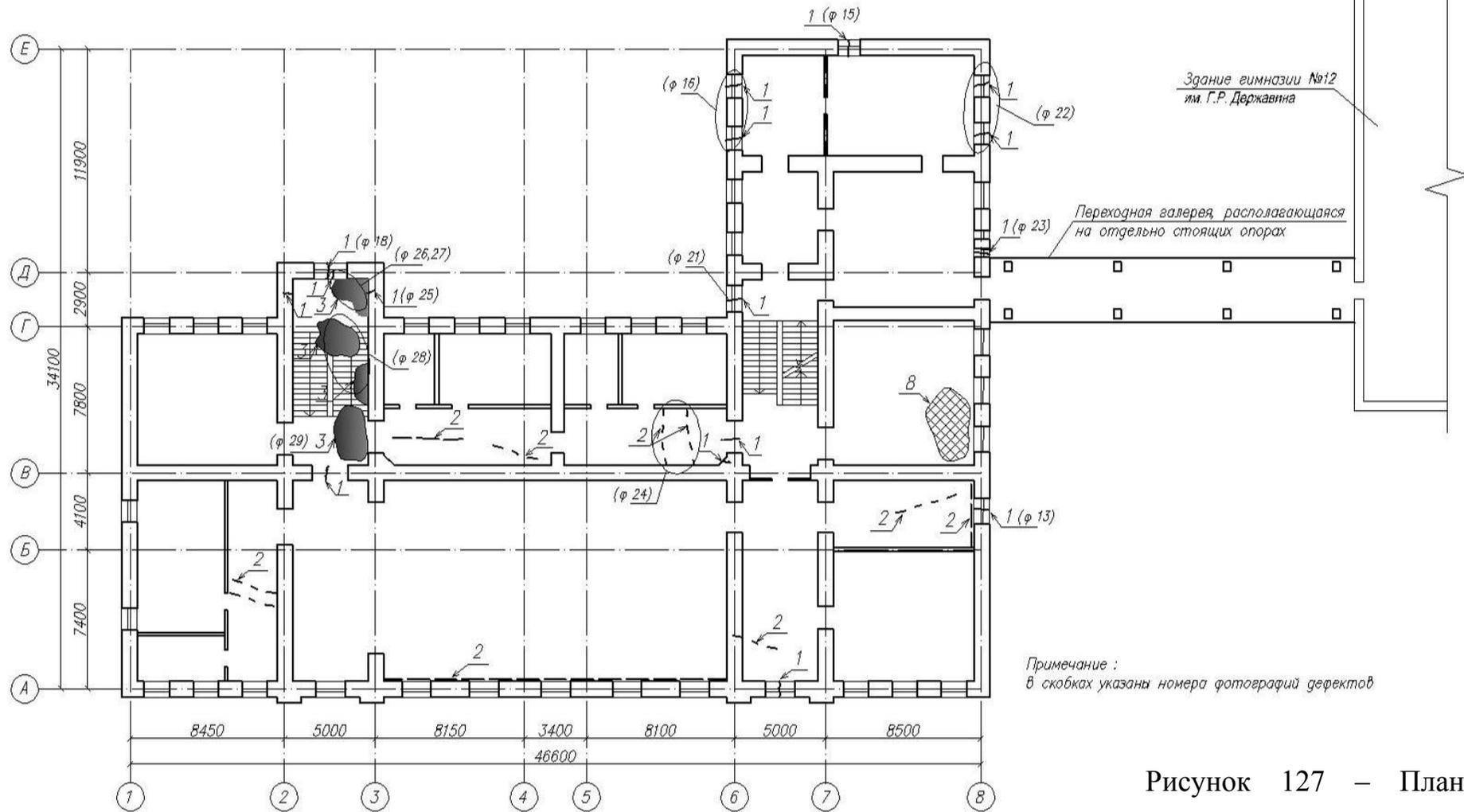


Рисунок 127 – План второго этажа

План третьего этажа ДЮСН №3 в г. Тамбово

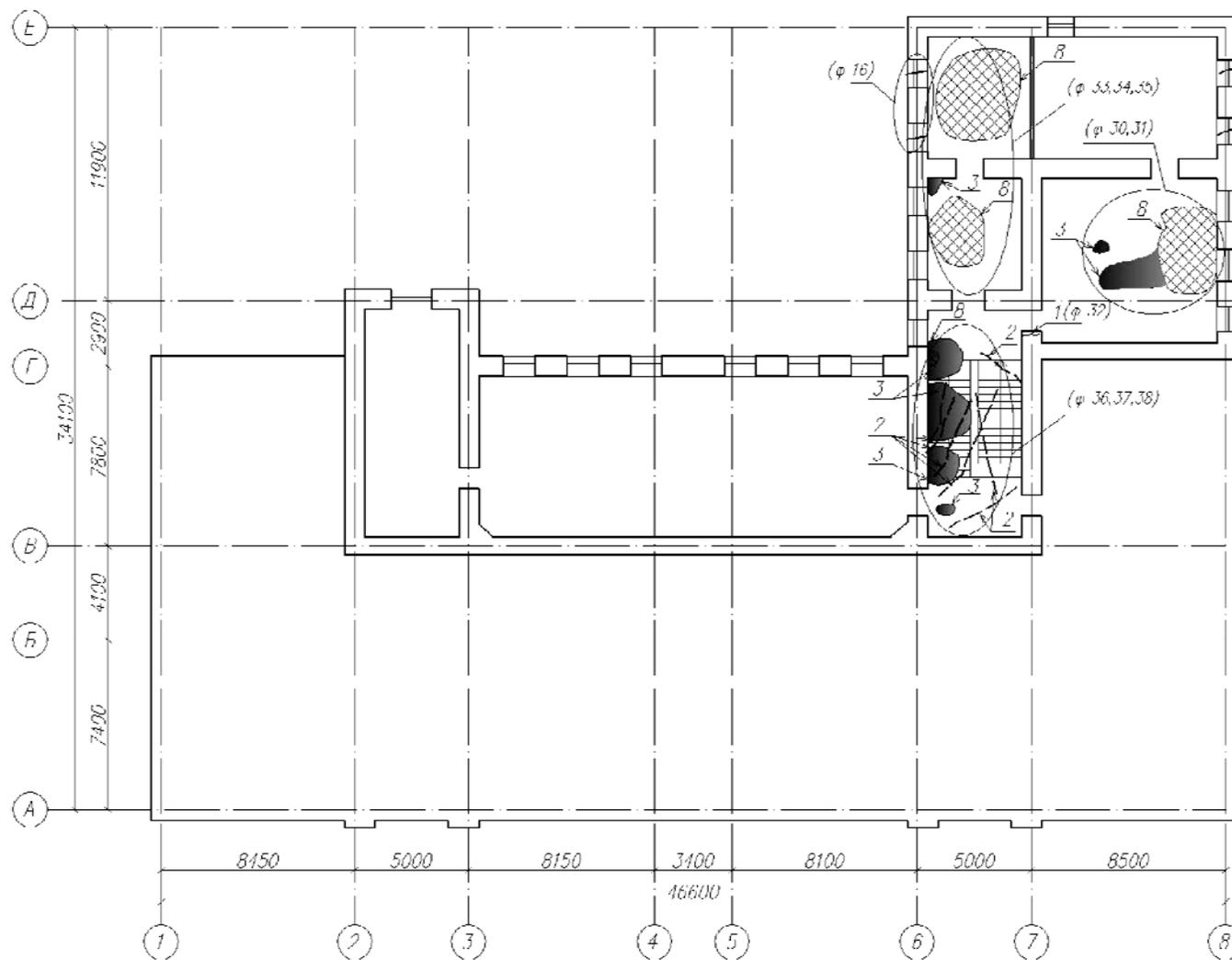
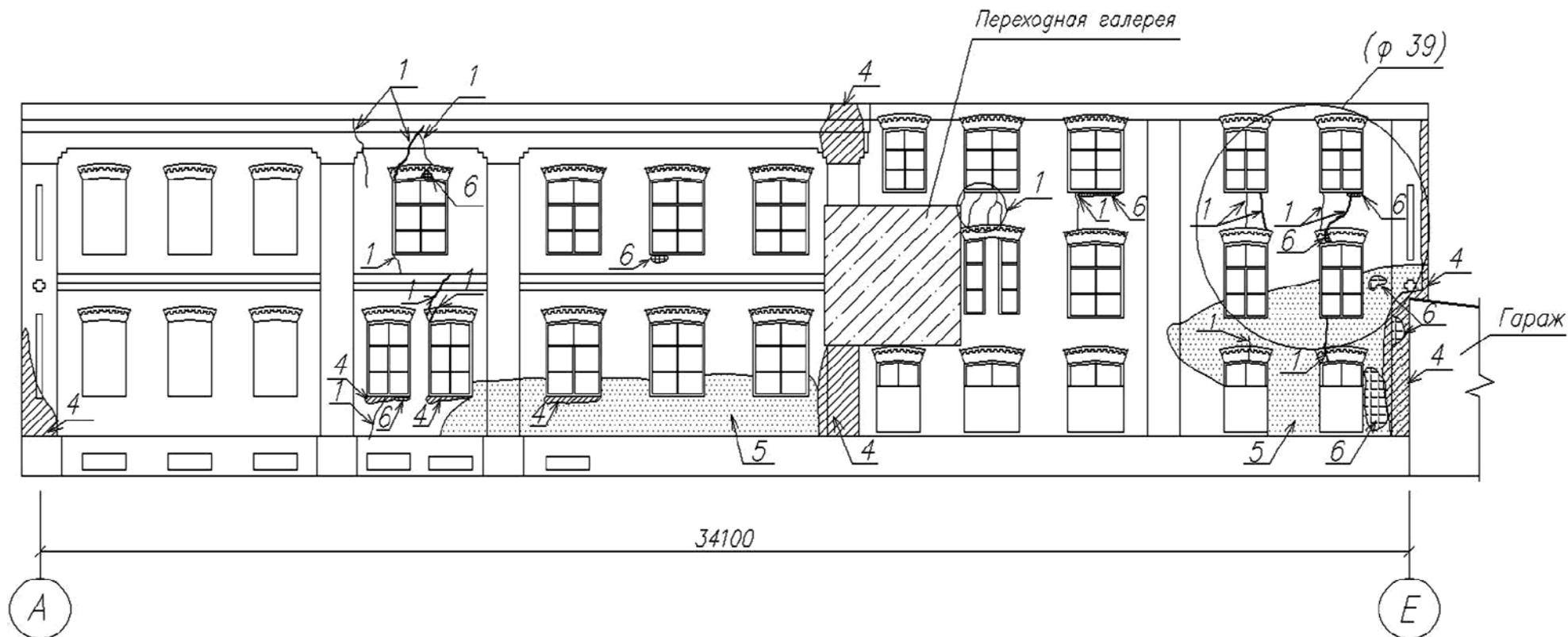


Рисунок 128 –
План третьего
этажа

Примечание :
в скобках
указаны
номера
фотографий
дефектов

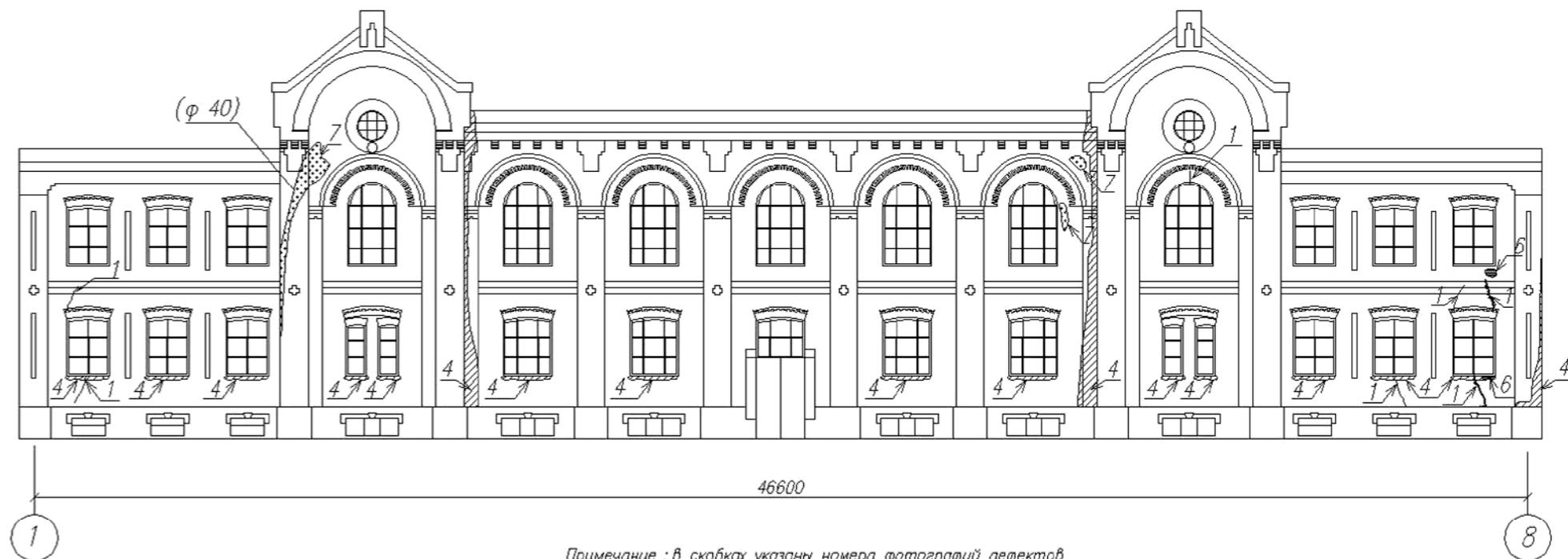
Западный фасад (по оси 8)



Примечание : в скобках указаны номера фотографий дефектов

Рисунок 129 – Западный фасад здания

Северный фасад (по оси А)



Примечание : в скобках указаны номера фотографий дефектов

Рисунок 130 – Северный фасад здания

Фотофиксация перечисленных ранее дефектов (на плане 1, 2, 3 этажей, на фасадах по осям «8» и «А»)



Рисунок 131 –
Дефекты здания
ДЮСШ №3

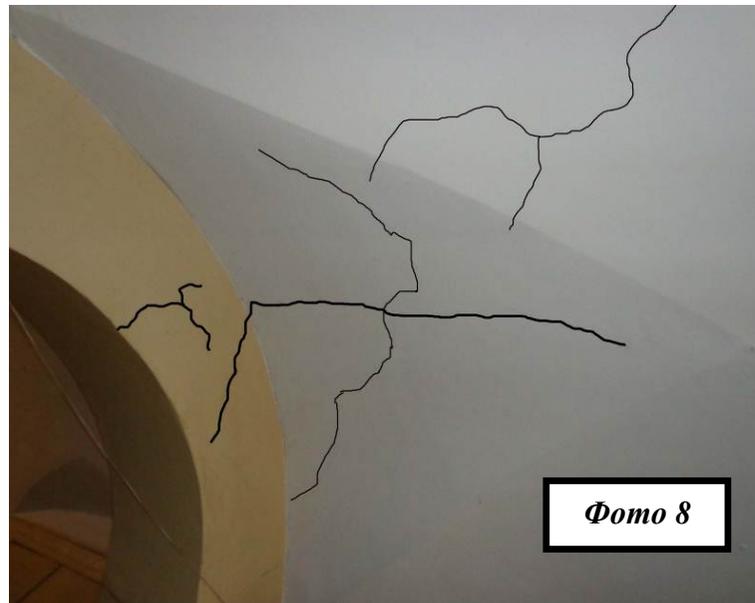
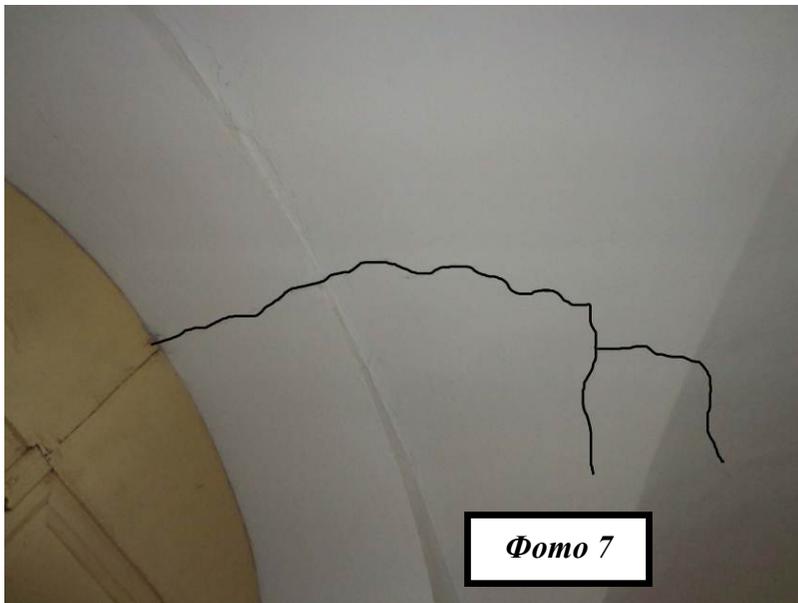
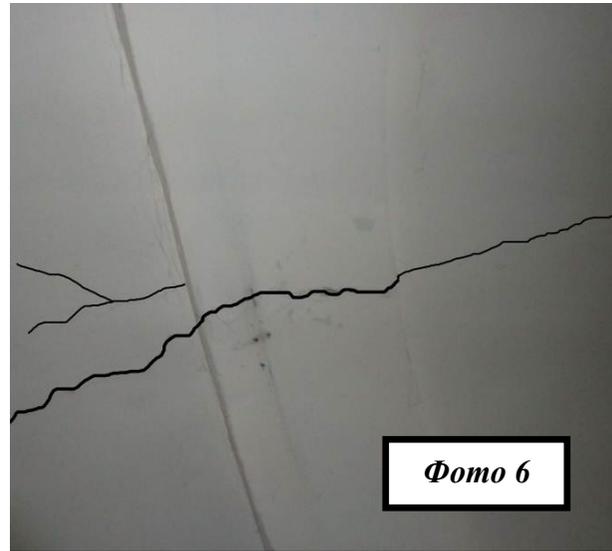
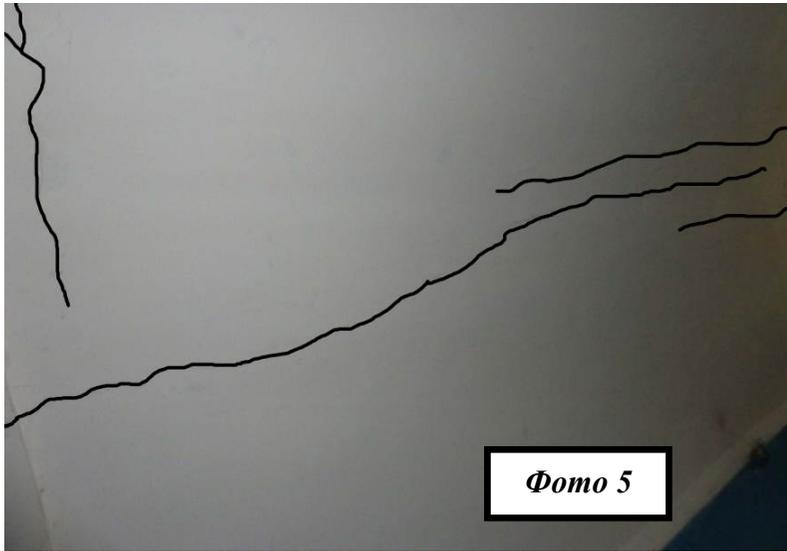


Рисунок 131
(продолжение)

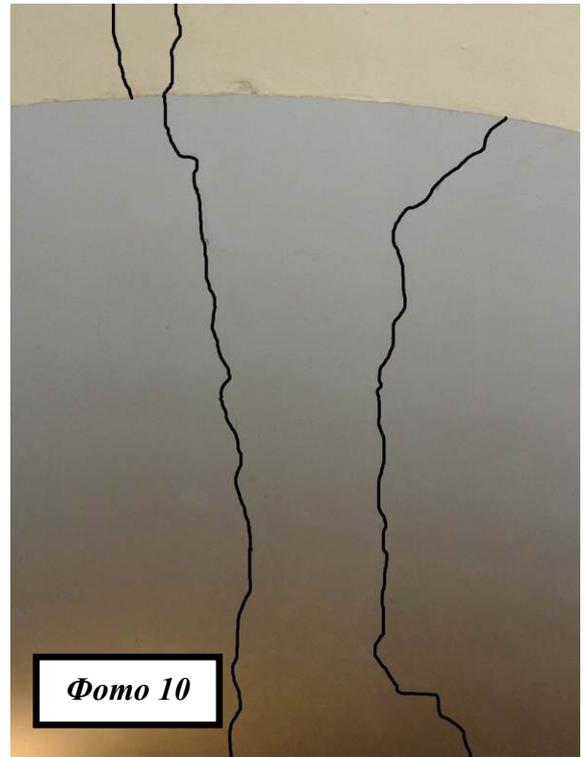


Рисунок 131 (продолжение)



Рисунок 131 (продолжение)

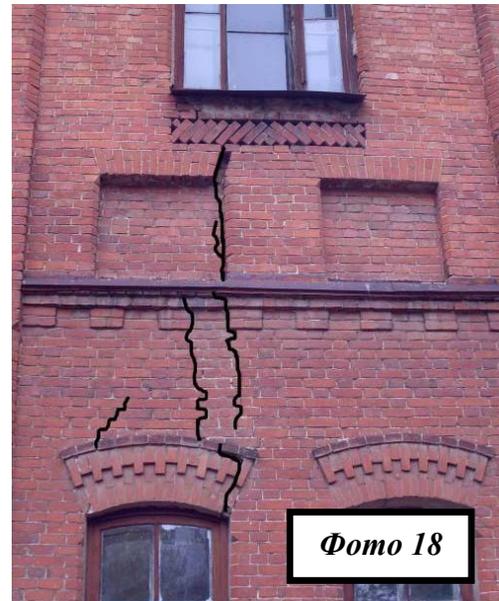
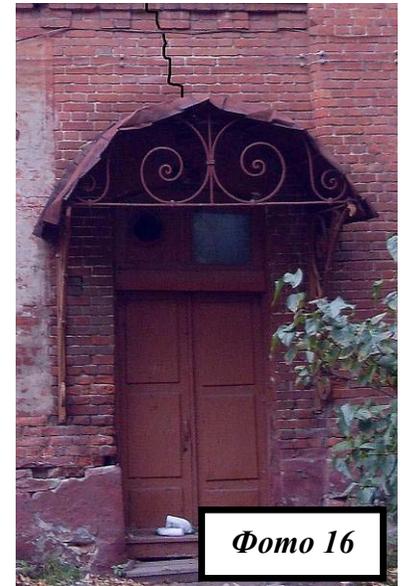
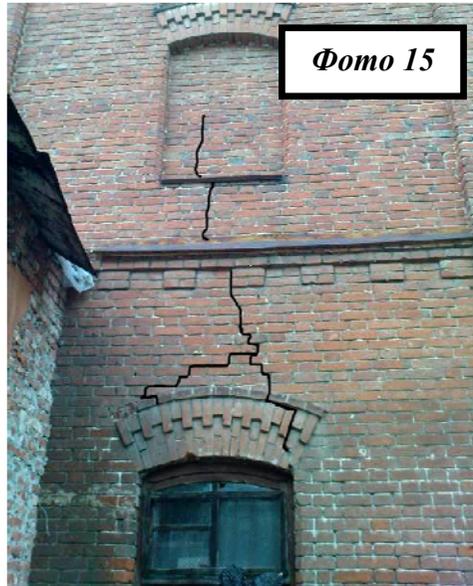
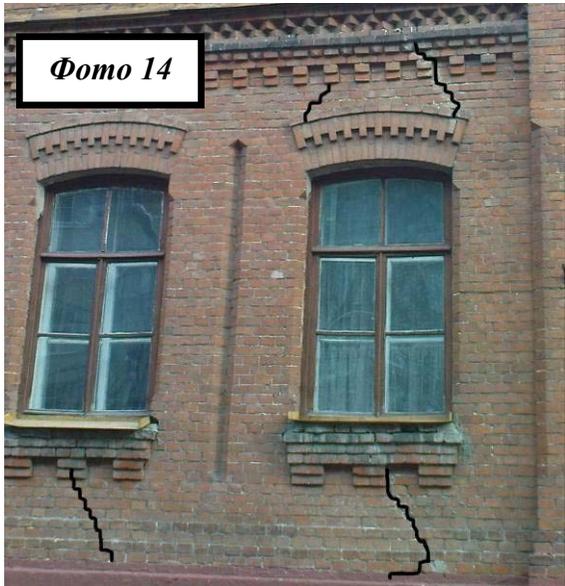


Рисунок 131
(продолжение)

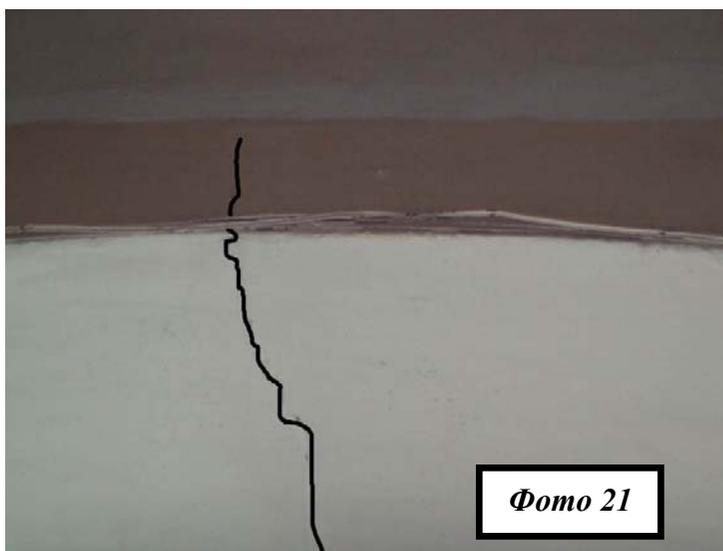
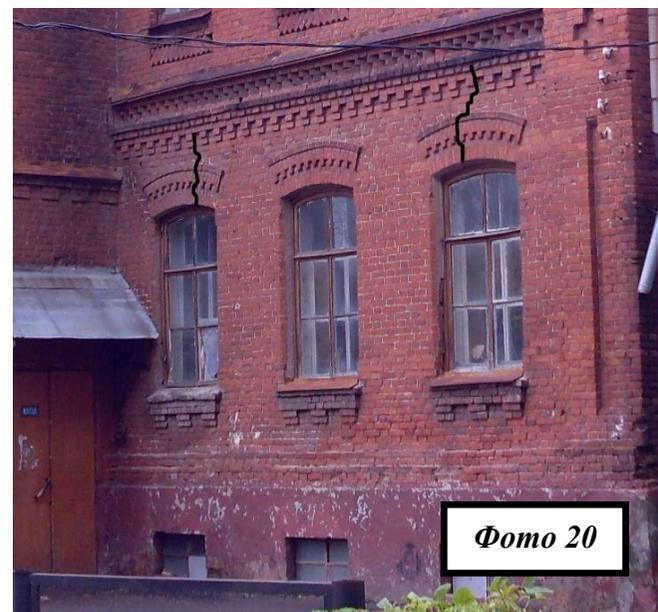
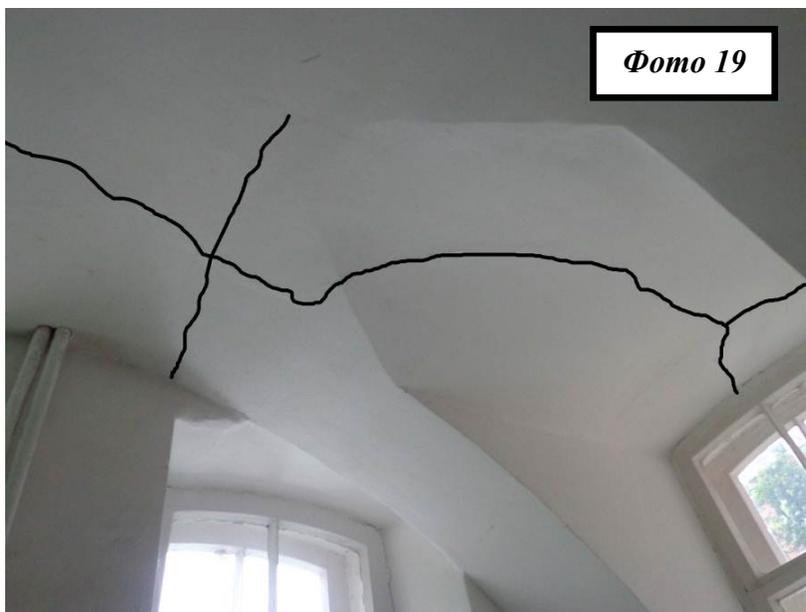


Рисунок 131
(продолжение)

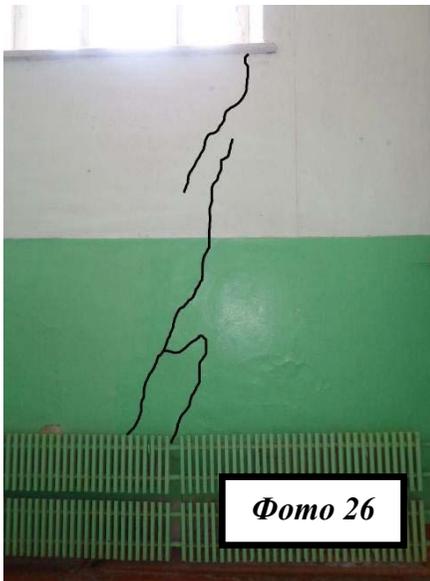
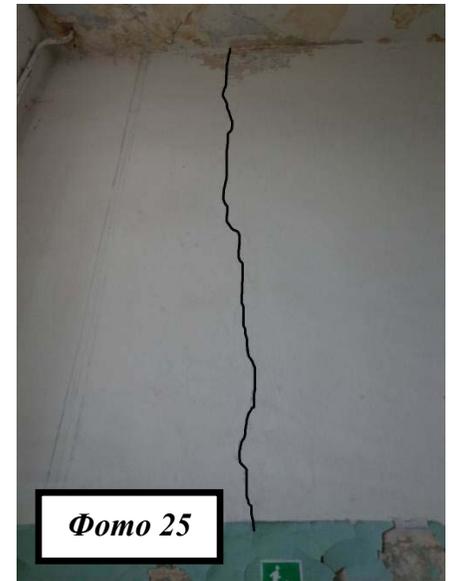
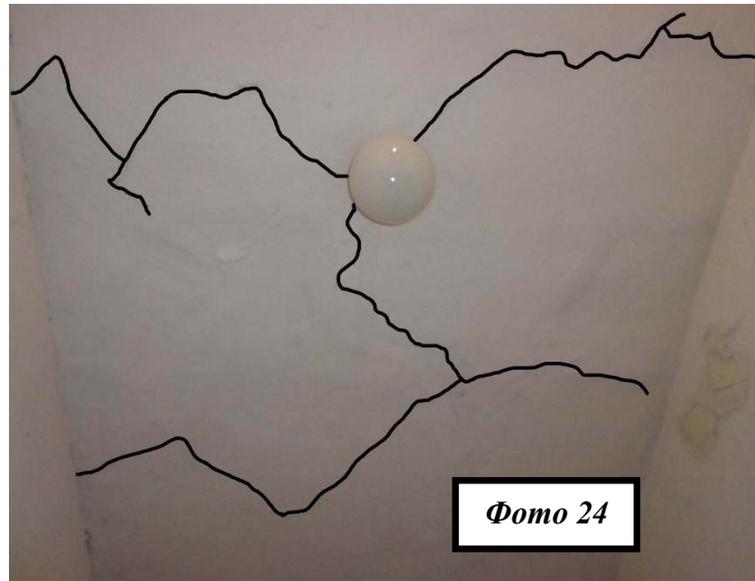
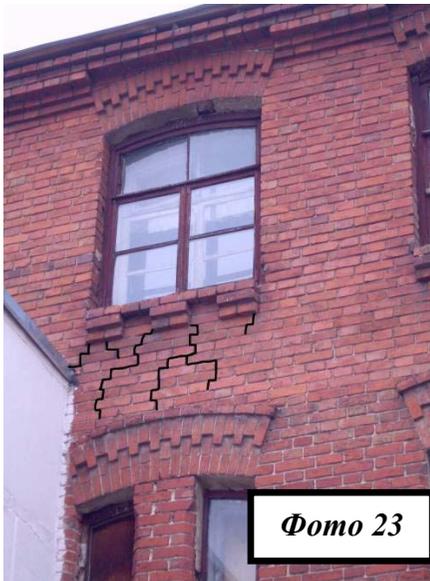


Рисунок 131 (продолжение)

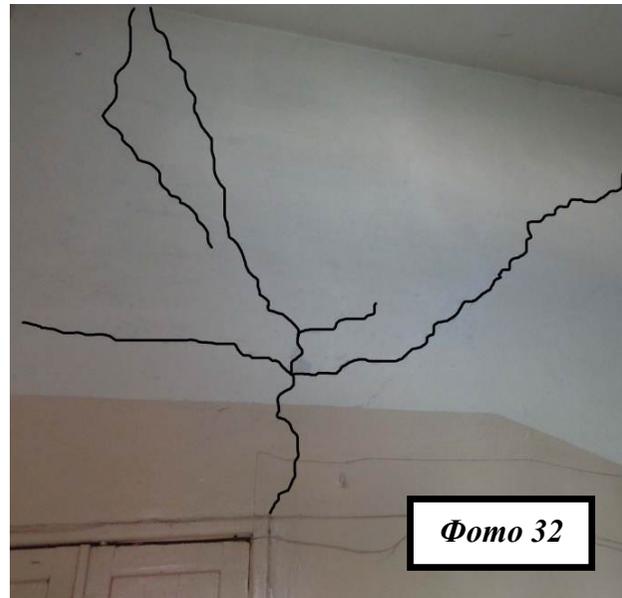


Рисунок 131
(продолжение)



Фото 33



Фото 34



Фото 35



Фото 36

Рисунок 131
(продолжение)



Фото 37



Фото 38

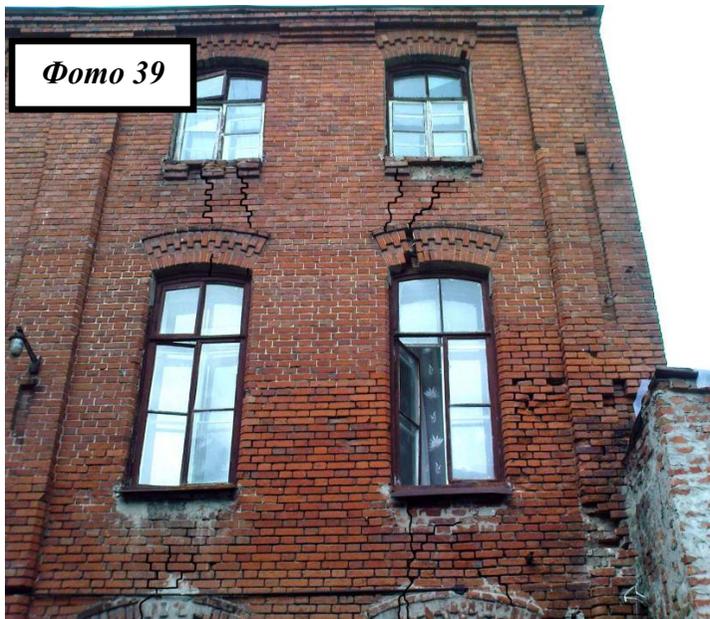


Фото 39



Фото 40

Рисунок 131
(продолжение)

Двухэтажный жилой дом в г. Тамбове по адресу: ул. Ленинградская, д.

58



Рисунок 132 – Схема
расположения
обследуемого объекта

Дом построен предположительно в
конце девятнадцатого века.

Здание признано памятником
архитектуры регионального значения
(документ о принятии на гос. охрану –
Постановление администрации № 280 от
10.08.93г.).

Стены сложены из керамического
кирпича. Фундаменты из керамического
кирпича, ленточные.

При обследовании была обнаружена вертикальная сквозная трещина, пересекающая весь восточный фасад здания, шириной раскрытия до 5 см, которая прогрессирует. Наблюдается большое количество наклонных и вертикальных трещин на восточном фасаде шириной до 1 см, разрушение кровли, цокольной части здания, водосточные трубы и водоприемные воронки либо отсутствуют, либо находятся в аварийном состоянии. Наблюдается разрушение отмостки, размораживание кирпича, высолы на поверхности стен, замачивание стен в результате протечек кровли, неисправности водосточных труб. Сильно прогнили и кривятся полы. На уличном фасаде выявлены многочисленные трещины над оконными перемычками.



Рисунок 133 –
Уличный фасад
здания

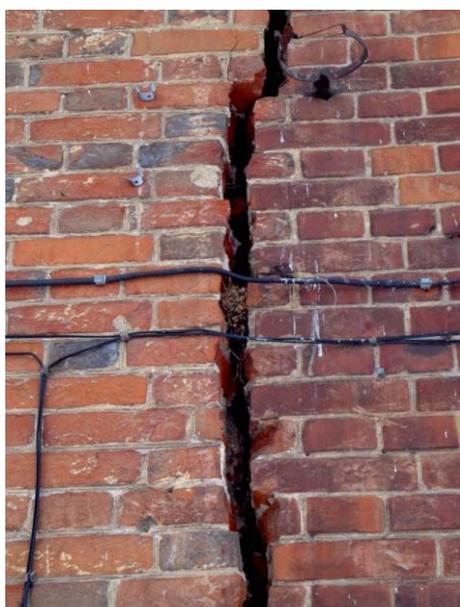
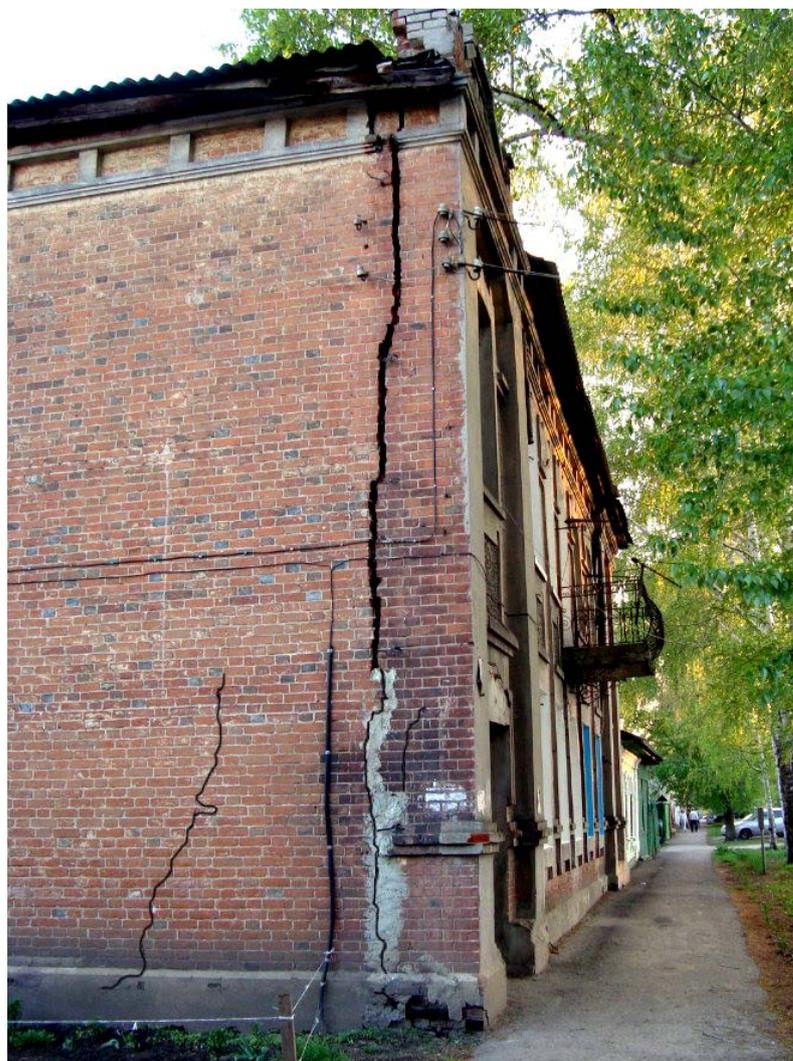


Рисунок 134 – Трещины на восточном фасаде здания



Рисунок 134 (продолжение)

Обследуемое здание по карте микрорайонирования территории г. Тамбова по геоморфологическим элементам, просадочным свойствам, изменчивости модуля деформации относится к подрайону 2-го порядка Ш-Г₁-Б₂, к типу участка Ш-А₂-2 – просадочные грунты [52].

Трудность строительства сооружений на лессовых просадочных грунтах состоит в том, что после окончания строительства, когда осадка фундаментов стабилизируется, или после ряда лет эксплуатации сооружений при обводнении грунтов в основании происходят большие и часто неравномерные деформации, называемые просадками. В отдельных случаях просадки достигают 0,5...1,0 м и более. При этом здания и сооружения испытывают чрезмерные деформации, в результате чего разрушаются конструкции и сооружения становятся непригодными для дальнейшей эксплуатации.

Известно, что до 1960 г. проектировщики не располагали данными реальных грунтовых условий строительства в черте города. Поэтому, очевидно, что противопросадочные мероприятия не были выполнены.

Просадки лессовых грунтов возникают при одновременном воздействии двух факторов: нагрузок от сооружений и собственного веса грунтовой просадочной толщи и замачивания при подъеме горизонта подземных вод или за счет внешних источников (атмосферные осадки, промышленные сбросы, утечки и т. п.).

В данном случае замачивание грунтов произошло преимущественно в левой части здания со стороны уличного фасада. Это происходило из года в год в результате разрушения отмостки, цоколя здания, отсутствия стока атмосферных осадков в замкнутом дворе, отсутствия учета направления движения верховодки при проектировании.

Все это привело к неравномерной просадке фундамента здания и появлению трещин и повреждений конструкций.



Рисунок 135 – Трещины на уличном фасаде здания

В результате обследования более 70 кирпичных зданий установлены видимые дефекты и повреждения, выявлены основные причины их возникновения на стадиях изыскания, проектирования, возведения и эксплуатации.

Таблица 2 отражает наиболее распространенные причины деформаций обследованных кирпичных зданий.

Таблица 2 – Причины, вызывающие деформации кирпичных зданий

№	Причины возникновения деформаций	Число случаев
1	2	3
1	Неучет просадочных свойств грунтов	14
2	Неучет изменчивости модуля деформации в плане	15
3	Насыпные грунты	3
4	Неучет движения верховодки	3
5	Пристройка зданий в зоне взаимного влияния без соответствующих конструктивных мероприятий	3
6	Низкое качество материалов	4
7	Низкое качество строительно-монтажных работ	5
8	Замачивание и промораживание дна котлована в осенне-зимнее время	1
9	Нарушение температурно-влажностного режима эксплуатации	2
10	Физический износ > 50%	12
11	Аварии сетей водоснабжения и канализации	7
12	Отсутствие или разрушение карнизов и водосточных труб, отсутствие или нарушение гидроизоляции стен	5

Из таблицы 2 видно, что наиболее распространенными причинами возникновения деформаций кирпичных зданий являются: недостаточный учет просадочных свойств грунтов, природная изменчивость модуля деформации, аварии сетей водоснабжения и канализации, физический износ зданий.

С точки зрения устранения дефектов и повреждений, а также их предупреждения в новом строительстве причины возникновения деформаций являются наиболее информативным признаком.

Анализ поврежденных кирпичных зданий в г. Тамбове показал, что наиболее распространенными повреждениями являются: неравномерные деформации грунтов основания, локальное снижение несущей способности

грунтов основания, многочисленные трещины, расслоение ограждающих конструкций.

Многолетняя повторяемость аварий зданий с одинаковыми причинами указывают на то, что одной из актуальных проблем является изучение участниками строительства и эксплуатационными организациями причин, приводящих к аварийному состоянию и обрушению, и проведение необходимой профилактической работы по их предотвращению.

Важно знать и уметь выявлять причины недопустимых деформаций зданий и сооружений, а также знать и применять меры по их предотвращению. Систематизация и анализ материалов по авариям, дефектам и повреждениям помогают с одной стороны предотвратить их, а с другой глубже понять характер совместной работы элементов зданий, глубже понять механизм взаимодействия конструкций с окружающей средой, внести коррективы в нормативные документы.

7.3 Примеры усиления поврежденных кирпичных зданий г. Тамбова

Повышение пространственной жесткости кирпичных зданий чаще всего производят с помощью напрягаемых поясов или стяжек по металлическим накладкам, которые воспринимают неравномерные деформации, растягивающие усилия кладки и способствуют перераспределению нагрузки на основание.

Этот способ быстрый, простой и сравнительно недорогой. Наибольший эффект усиления достигается при сочетании этого способа с другими мероприятиями, устраняющими причины возникших деформаций, и при соблюдении технологии устройства поясов. На практике напрягаемые пояса и стяжки часто устанавливают с нарушением технологии.

Двухэтажное жилое здание по адресу: г. Тамбов, ул. Пушкарская, 37

На фасадах были обнаружены многочисленные трещины. Было предложено укрепить здание с помощью напрягаемого пояса (рисунок 136).

Обследование в 2014 году показало, что усиление оказалось неэффективным, и здание продолжает деформироваться.

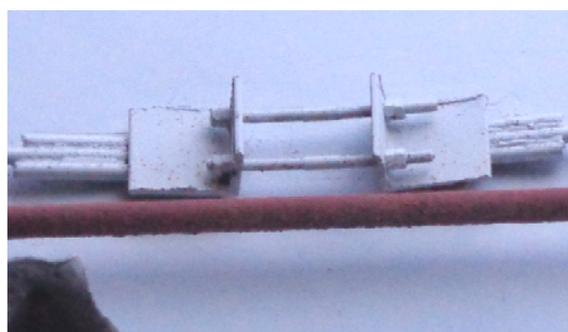


Рисунок 136 – Усиление здания по ул. Пушкарская, 37 напрягаемым поясом

Двухэтажное жилое здание по адресу: г. Тамбов, ул. Мичуринская, 7

Вначале 90-х гг. был смонтирован стальной пояс (рисунок 137). При обследовании в нем были обнаружены многочисленные нарушения

технологии: отсутствие стяжных муфт, стальные уголки прилегают к углам здания без раствора. Пояс не напряжен и поэтому не включен в работу. Стальные элементы не окрашены, корродируют. Здание продолжает деформироваться.



Рисунок 137 –
Усиление здания по
ул. Мичуринская, д. 7

Двухэтажное жилое здание по адресу: г. Тамбов, ул. Н. Вирты, 1

На фасадах здания были обнаружены многочисленные трещины и места расслоения кирпичной кладки. Был смонтирован стальной пояс (рисунок 138). При обследовании обнаружены нарушения технологии устройства пояса: арматурные стержни проходят в разных уровнях, пояс не напряжен и поэтому не включен в работу.



Рисунок 138 – Усиление здания по ул. Н. Вирты, 1 стальным поясом



Рисунок 138 (продолжение)

Также для повышения устойчивости отдельной стены здания по ул. Н. Вирты, 1 использовали контрфорсы (рисунок 139).

Контрфорс - вертикальная опора, расположенная с наружной стороны стены и воспринимающая боковой распор. Сечение контрфорса увеличивается по мере приближения к основанию по треугольнику или ступенчато.

Контрфорсы устраивают на часть высоты стены или на всю ее высоту. Под них устраивают отдельные фундаменты, проверяемые расчетом на прочность, скольжение и опрокидывание (рисунок 140).

Преимущества этого метода: простота конструкции, высокая эффективность при соблюдении технологии возведения контрфорсов. К недостаткам относится нарушение внешнего облика здания.

Осадка контрфорсов должна быть незначительной, иначе они выключаются из работы, что было отмечено в обследуемом здании.

Обследование показало, что усиление рассматриваемого здания оказалось неэффективным, и оно продолжает деформироваться.



Рисунок 139 – Усиление стены здания по ул. Н. Вирты, 1 контрфорсами

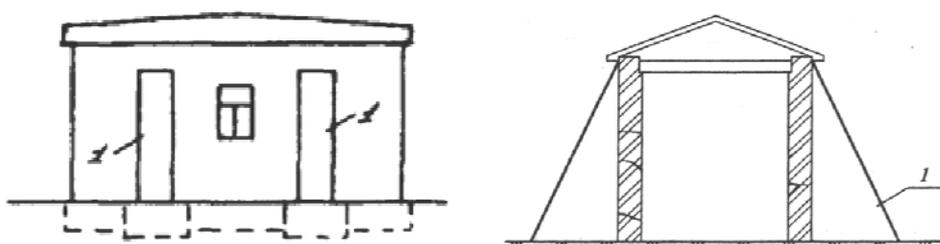


Рисунок 140 – Укрепление стен контрфорсами: 1 – контрфорсы

Четырехэтажное жилое здание по адресу: г. Тамбов, ул. Советская, д. 116А

Здание постройки 1940 года. Несколько лет назад произошло обрушение балконов в результате потери несущей способности кирпичных колонн, после чего было произведено их усиление стальными обоймами (рисунок 141).

Эффект усиления был достигнут, однако обоймы не окрашены, сильно корродируют и портят внешний вид здания.

Жилое здание по адресу: г. Тамбов, ул. Ф. Энгельса, 4

При соблюдении технологии монтажа обоев этот метод очень эффективен, однако обследования показали, что технология монтажа часто нарушается.



Рисунок 141 – Усиление колонн стальными обоями

При усилении кладки выступов стен (пилястр) стальными обоями здания по ул. Ф. Энгельса, 4 между уголками обоймы и кирпичной кладкой имеются зазоры, из-за чего отсутствует контакт обоймы с кирпичной кладкой, и совместная работа не достигается. В некоторых обоях имеются криволинейные участки и эффект от обоев незначительный. Обои не окрашены, сильно корродируют и портят внешний вид здания (рисунок 142). При монтаже обоев не использовались обжимные трубки для создания предварительного напряжения в пластинах обоймы. В [42, 55, 56] в вышеуказанных целях необходимо приварить к уголкам предварительно нагретые пластины 2 (рисунок 143). Уголки 4 обоев не прилегают к кладке 3 через раствор 1, как это прописывается в [42, 55, 56].

Эффект усиления в данном случае не был достигнут.



Рисунок 142 – Усиление кладки стальными обоймами в здании по ул. Ф. Энгельса, 4

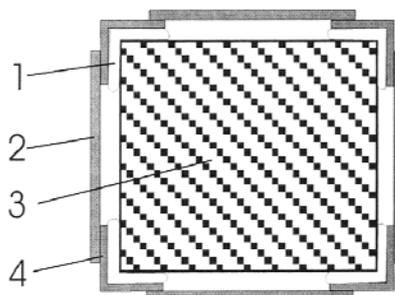


Рисунок 143 – Схема устройства стальной обоймы: 1 – раствор; 2 – пластина; 3 – усиливаемая кладка; 4 – уголок

Исследование методов усиления кирпичных зданий, применяемых на территории г. Тамбова, показало, что в большинстве случаев эффект усиления не был достигнут. При обследовании выявлены многочисленные отклонения от методик усиления. Отсутствует обслуживание средств укрепления (подтяжка поясов, окраска обоям и т.д.).

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

1. В целях выяснения общей картины деформирования кирпичных зданий г. Тамбова было произведено обследование более 70 зданий в период с 2011 по 2014 гг. Выполненные исследования позволяют выработать приоритетные направления в решении проблемы деформации кирпичных зданий.

2. Результаты технического обследования кирпичных зданий показывают, что в большинстве случаев деформации не стабилизировались, а продолжают развиваться. Повреждения несущих конструкций были вызваны их недостаточной жесткостью.

3. Рассмотрены наиболее распространенные виды дефектов и повреждений кирпичных зданий, а также причины их возникновения на стадиях проектирования, возведения и эксплуатации (таблица 2). Приведены примеры. Произведен анализ причин возникновения деформаций кирпичных зданий, из которого видно, что наиболее распространенными причинами являются: недостаточный учет просадочных свойств грунтов, природная изменчивость модуля деформации (в результате возникают неравномерные деформации грунтов основания), аварии сетей водоснабжения и канализации, старение несущих конструкций.

4. Изложены наиболее распространенные методы усиления поврежденных кирпичных зданий г. Тамбова. Дана оценка качества исполнения, состояния и эффективности. Осмотрено более 15 кирпичных зданий, усиленных предварительно напряженными тяжами, стальными обоями, контрфорсами. Исследование методов повышения жесткости зданий, которые применяются на территории города, показало: при обследовании выявлены многочисленные отклонения от рекомендаций, эффект усиления в большинстве случаев не достигается, многие способы укрепления выполнены частично и поэтому неэффективны.

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Онищик Л. И. Прочность и устойчивость каменных конструкций: учеб. / Л.И. Онищик. - Л.: Главредстройлит, 1937. – 292 с.
2. Беленцов Ю.А. Причины разрушения кирпичной кладки / Ю.А. Беленцов, В.М. Комов // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. - 2006. - №1 . - С. 32-33.
3. Бедов А.И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций: учеб. / А.И. Бедов, А.И. Габитов. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2008. – 568 с.
4. Онищик, Л.И. Каменные конструкции: учеб. / Л.И. Онищик. — М.: Стройиздат, 1939. —208 с.
5. Гнедина Л.Ю. Экспериментальное определение прочностных характеристик различных видов кирпича и кирпичной кладки при центральном сжатии / Л.Ю. Гнедина // Строительные материалы. - 2007. - №12. - С. 18-19.
6. Житушкин В.Г. Определение прочности кладки из кирпича в натуральных условиях / В.Г. Житушкин, В.Н. Кучеров // Жилищное строительство. - 2001. - №9. - С. 11-12.
7. Brozovsky J. Non-destructive Testing of Solid Brick Compression Strength in Structures / J. Brozovsky, J. Zach // IV Conferencia Panamericana de END Buenos Aires.-2007. [Электронный ресурс]. Режим доступа: <http://www.ndt.net/article/panndt2007/papersZ1.pdf>
8. 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.
9. 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.

10. Белов В.В. Экспертиза и технология усиления каменных конструкций / В.В. Белов, В.Н. Деркач // Инженерно-строительный журнал. - 2010. - № 7(17). - С. 14-20.

11. ГОСТ 8462-85. Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе. – Введ. 1985-07-01. – М.: Издательство стандартов, 1987. – 7 с.

12. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 152 с.

13. СНиП II-22-81*. Каменные и армокаменные конструкции / Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.

14. Соколов Б.С. Исследования сжатых элементов каменных и армокаменных конструкций: научное издание / Б.С. Соколов, А.Б. Антаков. - М.: Издательство АСВ, 2010. - 104 с.

15. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2003.

16. Леденев В.И. Физико-технические основы эксплуатации кирпичных стен: учеб. пособие / В.И. Леденев, И.В. Матвеева, П.В. Монастырев. - М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2008. - 160 с.

17. Леденев. В.И. Физико-технические основы эксплуатации наружных кирпичных стен гражданских зданий: учеб. пособие / В.И. Леденев, И.В. Матвеева.- Тамбов : Изд-во Тамб. гос. тех. ун-та, 2005. - 160 с.

18. Программный комплекс проектирования железобетонных конструкций многоэтажных каркасных зданий «Мономах». Раздел 8 Кирпич. Программа проектирования кирпичных стен зданий. Руководство пользователя.- Киев: НИИАСС, 2003.

19. Программа «Камин». Версия 1.3.0.115.- Киев: SCAD Soft, 2003.

20. Программа для конструктивных расчетов и проверок элементов каменных и армокаменных конструкций.- Уфа: Башкиргражданпроект, 2003.

21. Пакет прикладных программ NormCAD. Версия 3.2. СНиП II-22- 81. Каменные и армокаменные конструкции. ООО «Центр развития систем автоматизированного проектирования «Сапротон», 2003.

22. Семенов А.А. Проектно-вычислительный комплекс SCAD в учебном процессе: учебное пособие / А.А. Семенов, А.И. Габитов. - М.: Издательство АСВ, 2005. - 152с.

23. 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.

24. Криксунов Э.З., Микитаренко М.А., Перельмутер М.А., Скорук Л.Н. «КАМИН». Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций по СНиП II-22-81. Руководство пользователя. Версия 2.5. SCAD Soft, 2004.

25. Серов А. Мониторинг трещин в каменных зданиях: современные методы / А. Серов, Р. Орлович, И. Морозов // Архитектура, дизайн и строительство, Санкт-Петербург. – 2009. – №1[41]. – С. 62-63.

26. Добромыслов, А. Н. Диагностика повреждений зданий и инженерных сооружений: справ. пособие / А. Н. Добромыслов. - М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2006. - 256 с.

27. Гроздов В.Т. К вопросу образования трещин от сезонного перепада температуры в наружных кирпичных стенах / В.Т. Гроздов // Известия вузов: Строительство. – 1994. - №9-10. - С. 104-105.

28. Гроздов В.Т. О некоторых ошибках проектирования железобетонных и каменных конструкций и технического обследования зданий и сооружений/ В.Т. Гроздов. – СПб., 2006. – 48 с.

29. Гроздов В. Т. Дефекты строительных конструкций и их последствия/ В.Т. Гроздов.– СПб., 2005. – 136 с.

30. Мальганов А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий: атлас схем и чертежей/

А.И. Мальганов, В.С. Плевков, А.И. Полищук. – Томск: Томский межотраслевой ЦНТИ, 1990. – 316 с.

31. Шишкин, А. А. Анализ причин аварий и повреждений строительных конструкций. Вып. 2. / А. А. Шишкин. - М.: Стройиздат, 1964. – 293 с.

32. Рекомендации по обследованию и оценке технического состояния крупнопанельных и каменных зданий / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. – М., 1988. – 57с.

33. Лазовский Д.Н. Проектирование реконструкции зданий и сооружений: учеб.-метод. комплекс: в 3 ч. Ч. 2.: Оценка состояния и усиление строительных конструкций / Д. Н. Лазовский. – Новополюк: ПГУ, 2010. – 340 с.

34. Леденев, В.В. Предупреждение аварий: учеб. пособие / В.В. Леденев, В. И. Скрылев. - Тамбов: Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2000. – 278 с.

35. Сендеров, Б.В. Аварии жилых зданий / Б.В. Сендеров. - М.: Стройиздат, 1991. - 216 с., ил.

36. Ройтман, А.Г. Предупреждение аварий жилых зданий / А.Г. Ройтман. - М.: Стройиздат, 1990. – 240 с.

37. Физдель И.А. Дефекты и методы их устранения в конструкциях и сооружениях / И.А. Физдель. - М.: Стройиздат, 1970. - 175 с.

38. ГОСТ 530-95. Кирпич и камни керамические. Технические условия.– Введ. 1996-07-01. – М.: Издательство стандартов, 1996. – 19 с.

39. ГОСТ 379-95. Кирпич и камни силикатные. Технические условия.– Введ. 1996-07-01. – М.: Издательство стандартов, 1996. – 12 с.

40. ГОСТ 24332-88. Кирпич и камни силикатные. Ультразвуковой метод определения прочности при сжатии. – Введ. 1989 -07-01. – М.: Издательство стандартов, 1989. – 21 с.

41. Гроздов В. Т. Признаки аварийного состояния несущих конструкций зданий и сооружений / В.Т. Гроздов. — СПб, 2000. — 48 с.

42. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений / ЦНИИСК им. Кучеренко. - М.: Стройиздат, 1984. — 36 с.

43. Рекомендации по восстановлению и усилению зданий массовой застройки / ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко. - М., 1990.- 193 с.

44. Леденев В.И. Усиление конструкций при реконструкции: учеб. пособие / В.И. Леденев, В.В. Леденев. – Тамбов: Тамб. ин-т хим. машиностр., 1991. – 104 с.

45. Леденев В. И. Реконструкция и техническая эксплуатация зданий и сооружений: учеб. пособие / В.И. Леденев, В.В. Леденев. – М: МИХМ, 1987.– 86 с.

46. Леденев В.И. Расчет усиления конструкций при реконструкции зданий: учеб. пособие / В.И. Леденев, А.И. Антонов. – Тамбов: Тамб. гос. техн. ун-т, 1994. – 116 с.

47. Леденев В.И. Проектирование стальных напряжённых поясов усиление стен кирпичных зданий / Леденев В.И., Антонов А.И. – Тамбов: Тамб. гос. техн. ун-т, 1997. - 26 с.

48. Орлович Р. Современные способы ремонта и усиление каменных конструкций / Р. Орлович, Д. Мантегацца, А. Найчук, В. Деркач // Архитектура, дизайн и строительство. - Санкт-Петербург. – 2010. – №1[44]. – С. 86-87.

49. Инженерная геология СССР: в 8-ми томах. Т. 1: Русская платформа. – М: Изд-во Моск. ун-та, 1978. – 528 с.

50. Гидрогеология СССР. Том IV. Воронежская область, Курская область, Белгородская область, Брянская область, Орловская область, Липецкая область, Тамбовская область. – М.: Недра, 1971. – 499 с.

51. Мильков Ф.Н. Поценье: монография / Ф.Н. Мильков. – Воронеж: Изд-во ВГУ, 1981. – 172 с.

52. Савинов Я.В. Основные причины повреждения несущих стеновых конструкций и рекомендации по их предупреждению на примере г. Тамбова: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Савинов Ярослав Вячеславович, Тамбов. – 2003. – 235 с.

53. Гарагаш Б.А. Аварии и повреждения системы «здание-основание» и регулирование надежности ее элементов / Б.А. Гарагаш. - Волгоград: Изд-во Вол-ГУ, 2000. -378 с.

54. 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 / Гарагаш Борис Ашотович. - Волгоград, 2001. — 519 с.

55. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. - М.: Стройиздат, 1987. — 160 с.

56. Гроздов В.Т. Усиление строительных конструкций / В.Т. Гроздов.- СПб., 1997. – 264 с.

57. Кузнецов, В.С. Железобетонные монолитные перекрытия и каменные конструкции многоэтажных зданий: курсовое и дипломное проектирование. / В.С. Кузнецов, А.Н. Малахова, Е.А. Прокуронова. - М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2011. - 216 с.

58. Симагин, В.Г. Проектирование и устройство фундаментов вблизи существующих сооружений в условиях плотной застройки. Обследование, инженерные изыскания, проектирование, устройство, мониторинг. / В.Г. Симагин. - М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2010. - 125с.

59. Соколов, Б.С. Исследования сжатых элементов каменных и армокаменных конструкций. / Б.С. Соколов, А.Б. Антаков. - М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2010. - 104с.

60. Соколов, Б.С. Каменные и армокаменные конструкции. / Б.С. Соколов, А.Б. Антаков. - М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2010. - 104с.

61. Добромислов, А.Н. Ошибки проектирования строительных конструкций: науч. издание. / А.Н. Добромислов. - М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. - 184 с.

62. Абрашитов, В.С. Техническая эксплуатация и обследование строительных конструкций: учеб. пособие./ В.С. Абрашитов. - М.: Изд-во АСВ, 2006. - 118 с.

63. Шапиро, Г.И. Рекомендации по защите жилых зданий с несущими кирпичными стенами при чрезвычайных ситуациях. / Г.И. Шапиро, В.С. Коровкин, Ю.А. Эйсман, Ю.М. Стругацкий. - М., 2002. – 24 с.

64. Добромислов, А.Н. Оценка надежности зданий и сооружений по внешним признакам: справ. пособие. / А.Н. Добромислов. - М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2004. - 66 с., ил.

65. Ройтман, А.Г. Надежность конструкций эксплуатируемых зданий / А.Г. Ройтман. - М.: Стройиздат, 1985. – 175 с.

66. Kolesnikova A.V. The causes of deformation of brick walls in Sports School № 3 in Tambov / A.V Kolesnikova // Мир науки без границ: материалы 1-ой Международной научно-практической конференции для студентов и аспирантов, молодых ученых 17 мая 2013 г. - Тамбов, 2013. - С. 135-137.

67. Леденев В.В. Причины повреждений и разрушений кирпичных зданий / В.В. Леденев, В.Г. Однолько, А.В. Колесникова // Вестник ТГТУ, четырёхязычный научно-теоретический и прикладной журнал широкого профиля, том 20, выпуск №1, 2014. – С. 141-152.

УДК 69.07

**ПРИЧИНЫ ПОВРЕЖДЕНИЙ И РАЗРУШЕНИЙ
КИРПИЧНЫХ ЗДАНИЙ****В. В. Леденёв, В. Г. Однолько, А. В. Колесникова***Кафедра «Конструкции зданий и сооружений»,
ФГБОУ ВПО «ТГТУ»; kzis@nnn.tstu.ru*

Ключевые слова и фразы: деформации; здания; кирпичная кладка; осадки; разрушения; трещины.

Аннотация: В эксплуатируемых кирпичных зданиях часто имеются дефекты и повреждения, снижающие долговечность и эксплуатационные качества. Причиной этого является влияние многочисленных неблагоприятных факторов и ошибок, допущенных на всех этапах строительного процесса и эксплуатации. В большинстве случаев повреждения и аварии происходят вследствие неполного учета инженерно- и гидрогеологических условий строительной площадки. В последние годы издан ряд фундаментальных работ по теории сооружений, направленный на повышение качества и надежности строительства. Большое внимание придается анализу причин повреждений и разрушений в целях накопления опыта безопасного строительства.

Проведено техническое и инструментальное обследование ряда кирпичных зданий, построенных в г. Тамбове, имеющих значительные повреждения. Выявлены причины повреждений и разрушений. Даны рекомендации по повышению качества строительства. Основными причинами разрушений являются: несоблюдение действующих норм и правил; ошибки при изысканиях и устройстве фундаментов; неучет особых свойств грунтовых оснований.

В последнее время появился ряд основополагающих работ по расчету строительных конструкций с дефектами, например мостов или сложных систем (В. И. Колчунов и Н. В. Ключева, 2010; В. И. Шейнин, 2007 и др.). Дефекты вызывают снижение механических свойств материалов, геометрических характеристик сечений, эксплуатационной долговечности, увеличение воздействий (коррозионных, силовых при росте эксцентриситетов и др.), расстройство стыковых соединений, нарушение сплошности материалов, повреждение структуры, а иногда разрушение при достижении критических концентраций.

Повреждения (например, коррозионные) носят скрытый характер, а вызывающие их процессы развиваются стохастически во времени и пространстве, имеют разную природу и скорости изменения. Учесть все эти факторы чрезвычайно сложно, поэтому требуется глубокий анализ и обобщения [1, 2].

В конструкциях из кирпича также возникают различные дефекты. Оценка несущей способности, устойчивости, долговечности проводится весьма и весьма приближенно, к примеру, с учетом только размеров трещин [3].

Ниже анализируются материалы ранее проведенных профессором ТГТУ В. В. Леденёвым, технических обследований в областях Центрально-Черноземного региона, а также новые данные, раскрывается сложность проблемы и делаются попытки уточнения существующих методов расчета.

Влияние технологий строительно-монтажных работ. В последнее время этот вопрос часто обсуждается специалистами. Высокие требования к величинам осадок соседних фундаментов не выполняются из-за недостаточно точной планировки дна траншей и котлованов и повреждения контактного слоя. Расчетные и фактические нагрузки на фундаменты в ряде случаев значительно отличаются. Это увеличивает неравномерность осадок и их относительных разностей. Надо иметь в виду условность расчетных моделей оснований и зданий [4 – 6].

В процессе строительства, а затем и эксплуатации, жесткости оснований, конструкций, их сопряжений, зданий и сооружений изменяются. Регулирование жесткости во время возведения может привести к уменьшению неравномерности осадок и снижению вероятности трещинообразования.

Развитие реологических процессов. В практике проявляется ползучесть, релаксация и длительная прочность материалов и грунтовых оснований (Л. Шукле, 1976; С. С. Вялов, 1970). Исследовано развитие деформаций ползучести основания из воздушно-сухого послойно уплотненного мелкозернистого песка. Рассмотрено влияние уровня нагрузки, схемы ее приложения, конструкции моделей. Эксперименты продолжались от нескольких месяцев до года и более. В течение всего периода наблюдений происходили деформации ползучести вследствие перегруппировки частиц, их доуплотнения и размельчения.

На практике скорости перемещений на разных участках основания и здания значительно отличаются, несмотря на влияние жесткости коробки. Это увеличивает относительные неравномерные деформации и может привести к трещинообразованию.

Учет совместной работы здания и грунтового основания. Необходимость расчета зданий во взаимодействии с основаниями отмечается в многочисленных работах [4, 5]. Расчет перемещений фундаментов как шарнирно нагружаемых конструкций без учета жесткости надфундаментных строений приводит к их завышению [7].

В течение всего периода эксплуатации неравномерно по площади зданий меняются влажность, температура грунтов и конструкций, нагрузки. Происходит перераспределение усилий и напряжений. Здание приспосабливается к меняющимся условиям. Осуществить прогноз этих изменений практически невозможно из-за влияния большого числа случайных параметров.

Влияние грунтовых условий на несущую способность зданий и характер повреждений. Особые требования к проектированию, строительству и эксплуатации возникают при возведении зданий и сооружений на просадочных, набухающих, насыпных грунтах, на основаниях с крутопадающими слоями, при высоком уровне грунтовых вод, подтоплении территории, агрессивности грунтов и грунтовых вод, строительстве вблизи откосов или склонов, на оползневых территориях, засыпанных оврагах, ручьях и болотах при неоднородных основаниях.

Было просмотрено большое число отчетов об инженерно-геологических изложениях, проведенных в Курской, Воронежской и Тамбовской областях. Часто отмечался большой разброс в величинах определяемых параметров в пределах одного геологического элемента. Плотность часто находилась в пределах 1,6 ... 1,95 г/см³. Прочность грунтов при этом должна изменяться в несколько раз (Ю. Н. Мурзенко, В. В. Леденёв), что нереально, то есть допускаются большие погрешности измерений. Для Тамбова и городов области отмечены большие пло-

щади техногенных отложений. При наложении карт разных периодов времени выявлены засыпанные овраги, свалки, ручьи, реки и болота.

Неучитываемые неблагоприятные воздействия включают транспортные, температурные, динамические (например, забивка свай) нагрузки, сезонное изменение влажности, локальное аварийное замачивание, необоснованная перепланировка или надстройка существующих зданий, коррозия материалов, перегрузка конструкций, воздействие рядом или вблизи построенных зданий [1, 8, 9] и др. Оценить их влияние на прочность, жесткость и трещиностойкость конструкций практически невозможно.

Большую опасность представляют утечки из коммуникаций. Объемы поступившей в основание воды и размеры областей водонасыщения изменяются в широких пределах. Механические характеристики грунтов значительно снижаются неравномерно по объему. Вследствие этого происходит перераспределение усилий и напряжений в элементах зданий, возникновение и развитие трещин. Особенно опасно замачивание оснований из структурно-неустойчивых грунтов и в первую очередь просадочных.

До 1980-х годов не учитывали неизбежность утечек воды в зданиях с водонесущими коммуникациями и резкое снижение при этом прочностных и деформационных характеристик грунтов. Известные технологические и конструктивные мероприятия по предотвращению недопустимых неравномерных осадок фундаментов либо не предусматривают в проектах, либо выполняют некачественно.

Причинами значительных неравномерных деформаций зданий часто является низкое качество ряда трудно контролируемых и мало оплачиваемых работ: обратная засыпка пазух, подсыпки под полы, вертикальная планировка территорий, уплотнение просадочных грунтов тяжелыми трамбовками, гидроизоляция и др.

Влияние конструктивных решений. Использование напряженных армированных, железобетонных поясов по всем несущим стенам, армированных швов повышает жесткость зданий, уменьшает трещинообразование [1, 2, 5, 8]. В случаях, когда кирпичными являются наружные стены, а перекрытия и лестницы деревянные происходило образование вертикальных трещин по торцевым стенам, то есть здание раскалывалось с наклоном в сторону дороги. Влияние вибрации от транспорта на наклон зданий к дороге отмечено в Германии и других странах. Вибрации вызывали снижение прочности грунтов и рост перемещений фундаментов.

Снижение прочности кладки во времени. Причинами снижения прочности кладки являлось: плохое качество работ, низкое качество материалов, преждевременное замерзание раствора, пробивка борозд и отверстий, вымывание растворных швов, разрушение кладки вследствие периодического замерзания и оттаивания увлажненных участков, разрушение кладки технологическими растворами, повреждения стен от насыпи сыпучего материала, развитие во времени неравномерных осадок основания, отсутствие анкеровки плит перекрытий, температурное выпучивание стен, отсутствие или неправильная конструкция деформационных и осадочных швов, сопряжение кладок с разными деформационными свойствами, локальная перегрузка, недопустимые относительные осадки и сдвиги фундаментов в направлении наклонных слоев [2, 4, 8].

Появление и раскрытие швов в стенах приводит к нарушению целостности конструкции и появлению разделенных трещинами пластин, по контакту которых возникают силы трения и зацепления, а прочность и устойчивость резко снижается. Восстановить первоначальное состояние конструкции часто не удается. Температурные деформации приводят к раскрытию заделанных трещин.



Рис. 1. Трещина на западном фасаде

чинами разрушающих нагрузок и параметрами дефектов, исследование характера деформирования и разрушения. Некоторые результаты исследований приведены в работе [10]. Крупные экспериментальные исследования проведены Н. Н. Ласьковым [6].

Примеры повреждения кирпичных зданий. Результаты ранее выполненных обследований технического состояния кирпичных зданий рассмотрены в [1, 2, 8]. Ниже приведены дополнительные данные.

Пятиэтажный жилой дом по ул. Пионерской, 18. Проектной документации нет. Стены сложены из керамического кирпича. Фундаменты – ленточные сборные железобетонные. Здание состоит из трех блоков разной очереди строительства. Обнаружена вертикальная сквозная трещина по всей высоте западного фасада здания (рис. 1, 2). Она появилась почти сразу после ввода дома в эксплуатацию. Очевидно, что в этом месте необходимо устройство деформационного шва.

Десятиэтажное жилое здание по ул. Студенческой Набережной, 25. Стены сложены из силикатного кирпича, фундаменты под одной частью здания свайные, под другой плитные. В месте примыкания второй очереди был неправильно запроектирован температурно-деформационный шов (ТДШ) (рис. 3, 4). Применение фундаментов разной конструкции влечет за собой увеличение относительной разности осадок. Известно, что осадки плитных фундаментов значительно больше, чем свайных.

Четырехэтажный жилой дом по ул. Маяковского, 2. Стены сложены из керамического кирпича. Фундаменты ленточные сборные железобетонные. В наружных стенах и у концов перемычек имеются многочисленные трещины



Рис. 2. Западный фасад здания

Экспериментальные исследования.

В течение 14 лет на кафедре «Конструкции зданий и сооружений» ТГТУ ставились многочисленные опыты с моделями стен, изготовленными в виде бетонных и железобетонных пластин. Оценивались влияния различных дефектов: отклонение от проектного положения; частичное симметричное и несимметричное опирание; наличие трещин с различными параметрами (относительная длина, ширина раскрытия, направление, расположение и частота); наличие проемов разных относительных размеров и др. Изучалось влияние схем нагружения (одноосное, двухосное), граничных условий (свободное опирание, защемление с двух и четырех сторон). Целью экспериментов являлось: определение функциональных зависимостей между вели-



Рис. 3. Дворовый фасад



Рис. 4. Раскрывшийся ТДШ



а)



б)

Рис. 5. Трещины в наружных стенах и у концов перемычек: а – дворовый фасад; б – уличный фасад

(рис. 5). Отмечены места разрушения кладки с выпадением кирпичей и выветриванием раствора. Здание находится в аварийном состоянии.

Причинами повреждений и разрушений явились недопустимые неравномерные осадки оснований фундаментов из-за систематических замачиваний, невыполнение своевременных ремонтно-восстановительных работ.

Двухэтажное жилое здание по ул. Мичуринская, 7. По карте микрорайонирования здание расположено на второй надпойменной террасе. Отмечается высокая изменчивость модуля деформации просадочных грунтов основания. Стены сложены из силикатного кирпича, фундаменты бутовые ленточные.

Выявлены многочисленные дефекты: трещины на фасадах здания, в том числе, и на торцевых (рис. 6), локальные разрушения стен, перегородок, цоколя, отмостки и кровли. Никаких противопросадочных мероприятий не было выполнено. Происходило систематическое замачивание основания. Здание находится в аварийном состоянии.

Двухэтажный жилой дом по ул. Зои Космодемьянской, 8. Стены сложены из керамического кирпича, фундаменты бутовые ленточные. Здание расположено на третьей надпойменной террасе. Основанием фундаментов являются лессовидные просадочные суглинки.

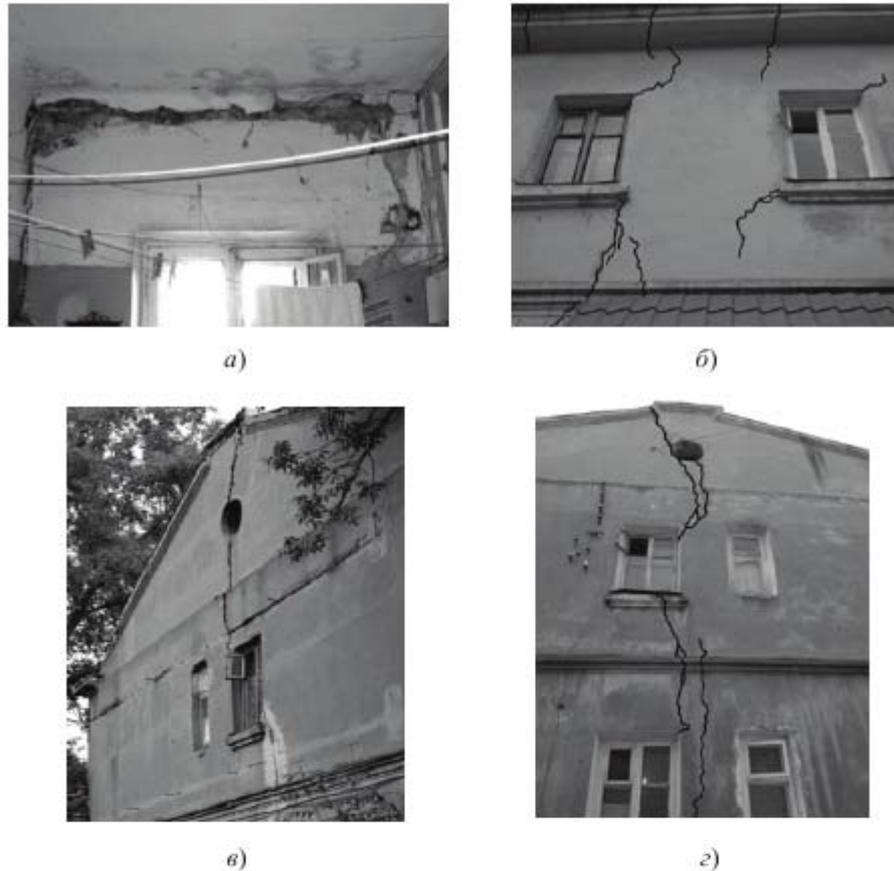


Рис. 6. Трещины в стенах:
a – внутри квартир (кухня); *б* – уличный фасад;
в, г – северный и южный торцевые фасады

Многочисленные трещины возникли вследствие просадок грунтов, вызванных частыми и длительными утечками воды из коммуникаций. Противопроточные мероприятия не выполнялись. Трещины в наружных стенах имеются и в соседних зданиях (ул. Зои Космодемьянской, 2, 4, 6). Причины те же.

Пятиэтажный жилой дом по ул. Ф. Энгельса, 27. Стены сложены из керамического кирпича, фундаменты ленточные сборные железобетонные. Расположен на второй надпойменной террасе. Основанием фундаментов являются делювиальные лессовидные суглинки. В наружных стенах имеются многочисленные трещины (рис. 7). Подвал периодически затапливается. Во дворе скапливается вода. Частично разрушена кровля.

Четырехэтажный жилой дом по ул. 8 Марта, 28. Стены сложены из керамического кирпича, фундаменты ленточные сборные железобетонные. В наружных стенах имеются многочисленные трещины шириной раскрытия до 7 мм, вызванные просадкой грунтов. Кирпичная кладка местами разрушена на глубину до 200 мм с выпадением кирпичей. Наиболее повреждена кладка над разрушенными кирпичными плитами и в местах установки водосточных труб (рис. 8).

Причинами значительных повреждений явилось невыполнение ремонтно-восстановительных работ кровли, стен, карнизных плит, отмосток, цоколя, водосточных труб, коммуникаций.



Рис. 7. Восточный фасад здания



Рис. 8. Разрушение кирпичной кладки под карнизными плитами

Четырехэтажное здание по ул. Советской, 194 Л. Наиболее разрушена кирпичная кладка стены в районе водосточной трубы. Наружные слои кладки разрушены на глубину до 200 мм (рис. 9). Причиной разрушения кладки явилась неудовлетворительная эксплуатация здания.

Пятиэтажный жилой дом по ул. Гоголя, 14. Стены кирпичные, фундаменты ленточные сборные. Как и в предыдущих примерах, трещины в стенах появились вследствие неравномерных просадок грунтов, а разрушение наружных слоев кладки произошло из-за систематического замачивания стен (рис. 10, а).

Девятиэтажный жилой дом по ул. Рылеева, 70. Здание построено в 70-х годах прошлого века. Стены сложены из силикатного кирпича, фундаменты ленточные сборные железобетонные. Трещины в стенах появились в период забивки свай под новый дом, расположенный в 100 м от обследуемого (рис. 10, б). Отмечались длительные утечки воды из коммуникаций.

Жилой дом по ул. 1-ая Полковая, 36. Здание построено в 1970 г. Стены сложены из керамического кирпича, фундаменты ленточные сборные железобетонные. После пристройки нового здания на фасаде существующего появились трещины. Выполнен ремонт фасада. Однако через некоторое время трещины появились на штукатурке. Произошло раскрытие деформационного шва (рис. 11). На дворовых фасадах также имелись трещины у пристроенного здания.

Пятиэтажный жилой дом по ул. Рылеева, 62, корпус 1. Ситуация аналогична ситуации по адресу ул. Рылеева, 70. Трещины образовались на фасаде здания во время забивки свай под новый дом, расположенный на расстоянии 80 м. В течение нескольких лет подвал здания был затоплен сточными водами на высоту более 2-х м (рис. 12, а, б).

Кирпичное здание ДЮСШ № 3 по ул. С. Ценского, 2. Фундаменты – кирпичные ленточные. Здание трехэтажное с подвалом и чердаком размерами в осях 34,1×46,6 м, блокированное с рядом стоящим посредством переходной галереи. Галерея примыкает к обследуемому объекту в уровне второго этажа и располагается на отдельно стоящих опорах.



Рис. 9. Разрушение кирпичной кладки в районе водосточной трубы



a)



б)

Рис. 10. Трещины в стенах:
a – ул. Гоголя, 14; *б* – ул. Рылеева, 70



a)



б)

Рис. 11. Дефекты и повреждения дворового фасада дома:
a – трещины в стенах; *б* – раскрытие деформационного шва



a)



б)

Рис. 12. Трещины на уличном фасаде здания:
a – на уровне второго этажа; *б* – на уровне первого этажа

Выявлены многочисленные трещины над оконными проемами и под ними. На отдельных участках разрушены наружные слои кладки. Видны следы систематического замачивания перекрытий (рис. 13). Здание построено на второй надпойменной террасе. Основанием фундаментов являются делювиальные лессовидные суглинки.

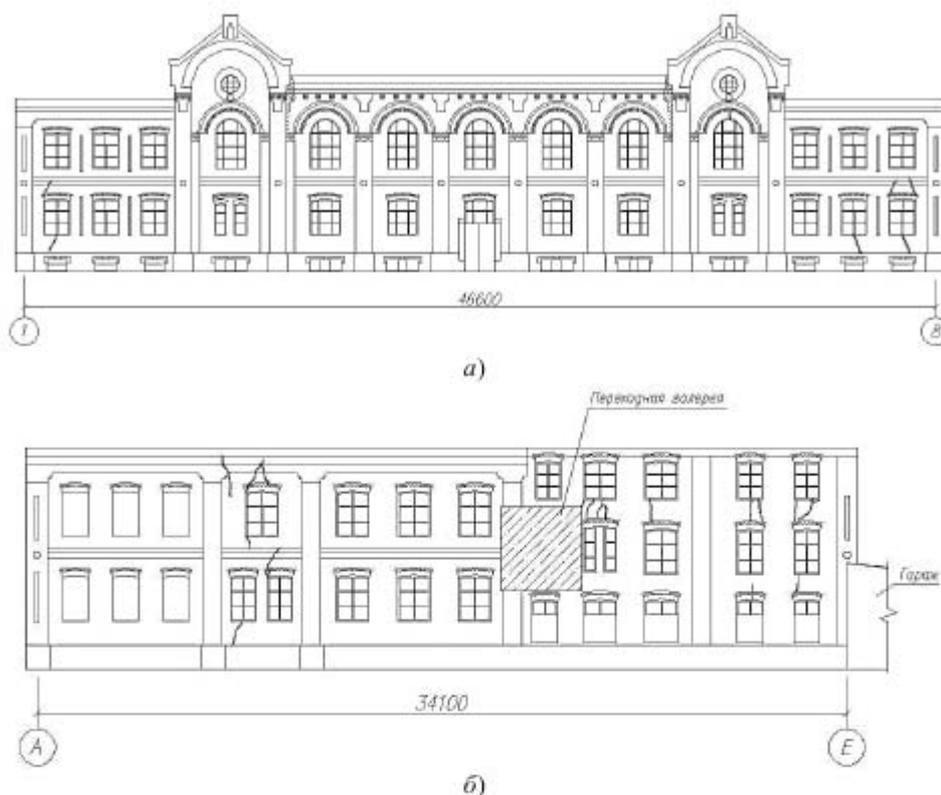


Рис. 13. Схемы трещин:
a – на северном фасаде; *б* – на западном фасаде

Причинами появления трещин являются локальные замачивания просадочных грунтов и разрушения кладки – ее выветривание при неисправной кровле, недостаточном свесе карнизов, неисправности водосточных труб и воронок. Отмечено разрушение отмостки, горизонтальной гидроизоляции, цоколя. Не исключено влияние переходной галереи и нового здания на расстоянии 20 м.

Рекомендации по повышению надежности и долговечности кирпичных зданий [2, 4, 5, 8, 9]. Здание моделировали балочной конструкцией с приведенными жесткостными характеристиками EI и GF и коэффициентом жесткости основания, постоянным или переменным по длине балки (Д. Н. Соболев, 1963; Б. А. Косицын, 1963; Б. А. Гарагаш, 2007; В. И. Шейнин, 2007 и др.). Уточнение расчетных моделей, с учетом дефектов, является одним из путей повышения надежности системы «кирпичное здание – основание».

Выводы. Несущая способность кирпичных зданий и отдельных конструкций с дефектами может быть определена по аналогии с предложениями японских специалистов по расчету железобетонных конструкций

$$F_{cr} = F \prod_1^n \gamma_i,$$

где F_{cr} , F – несущая способность конструкций, зданий или сооружений с дефектами и без дефектов по действующим нормам соответственно; γ_i – коэффициенты снижения несущей способности вследствие влияния n неблагоприятных факторов, например, трещин, частичных разрушений кладки, характеристик конструктивных решений, наличия просадочных грунтов и т. д.

Список литературы

1. Коновалов, П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий : монография / П. А. Коновалов, В. П. Коновалов. – М. : АСВ, 2011. – 384 с.
2. Леденёв, В. В. Анализ причин аварий зданий и пути повышения надежности / В. В. Леденёв, В. Г. Однолько // Вестн. Тамб. гос. техн. ун-та. – 2012. – Т. 18, № 2. – С. 449 – 457.
3. Еременок, П. Л. Каменные и армокаменные конструкции : учебник / П. Л. Еременок, И. П. Еременок. – Киев : Вища школа, Головное изд-во, 1981. – 224 с.
4. Лушников, В. В. Оценка характеристик деформируемости элювиальных грунтов по результатам измерений деформаций зданий / В. В. Лушников // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. – № 3. – С. 16 – 22.
5. Гарагаш, Б. А. Аварии и повреждения системы «здание – основание» и регулирование надежности элементов : монография / Б. А. Гарагаш. – Волгоград : Изд-во ВолГУ, 2000. – 384 с.
6. Ласьков, Н. Н. Прочность и деформативность стен монолитных, крупнопанельных и каменных зданий : Экспериментально-теоретические исследования, методы расчета, конструирования : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01 / Ласьков Николай Николаевич. – Пенза, 2002. – 401 с.
7. Muhs, H. Ergebnisse von Probebelastungen auf grossen Lastflächen, zur Ermittlung der Bruchlast im Sand. Degebo, H. 14, 1961 / H. Muhs, H. Kahl // Die zulässige Belastung von Sand auf Grund mehrere Versuche und Erkenntnisse. – Degebo, H. 10, 1963.
8. Леденёв, В. В. Предупреждение аварий : учеб. пособие / В. В. Леденёв, В. И. Скрылев. – Тамбов : Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2000. – 278 с.
9. Алгоритм расчета реконструируемых плитно-балочных конструкций, усиленных накладной плитой / В.С. Сафронов [и др.] // Изв. высш. учеб. заведений. Стр-во. – 1998. – № 11–12. – С. 117 – 121.
10. Леденёв, В. В. Несущая способность моделей стен из фибробетона в условиях двухосного сжатия / В. В. Леденёв, Х. З. Чьюнг, Л. В. Чан // Строит. механика и конструкции. – 2012. – № 1. – С. 108 – 114.

The Causes of Damages and Destructions of Brick Buildings

V. V. Ledenev, V. G. Odnolko, A. V. Kolesnikova

*Department "Construction of Buildings and Structures", TSTU;
kzis@nnn.tstu.ru*

Key words and phrases: brickwork; buildings; cracks; deformations; destructions; settlements.

Abstract: The operated brick buildings often have damages or defects that reduce durability and performance. The reason for this is the effect of numerous adverse factors and mistakes in all stages of construction and operation. In most cases, damage and accidents occur due to incomplete analysis of engineering and hydrogeological conditions of the construction site. In recent years, a number fundamental works on the theory of facilities aimed at improving the quality and reliability of construction have been published. Much attention is given to the analysis of the causes of damage and destruction in order to accumulate the experience of safe construction.

We conducted technical and instrumental examination of a number of brick buildings with significant damage in the city of Tambov. The causes of damage and destruction were identified. Recommendations for improving the quality of construction were given. The main causes of damage are noncompliance with the existing rules and regulations, errors in the studies and installation of foundations, poor understanding of specific properties of soil foundations.

References

1. Konovalov P.A., Konovalov V.P. *Osnovaniya i fundamenti rekonstruiruemyykh zdaniy* (Foundations reconstructed buildings), Moscow: ASV, 2011, 384 p.
2. Ledenev V.V., Odnol'ko V.G. *Transactions of the Tambov State Technical University*, 2012, vol. 18, no. 2, pp. 449-457.
3. Eremenok P.L., Eremenok I.P. *Kamennye i armokamennye konstruksii* (Stone and reinforced masonry structures), Kiev: Vishcha shkola, Golovnoe izdatel'stvo, 1981, 224 p.
4. Lushnikov V.V. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2011, no. 3, pp. 16-22.
5. Garagash B.A. *Avarii i povrezhdeniya sistemy "zdanie – osnovanie" i regulirovanie nadezhnosti elementov* (Accidents and damage to the system "base-building" and regulation elements reliability), Volgograd: Izdatel'stvo VolGU, 2000, 384 p.
6. Las'kov N.N. *PhD dissertation (Eng.)*, Penza, 2002, 401 p.
7. Muhs H., Kahl H., in The allowable load of sand due to several Yersuche and insights, Degebo. H. 10, 1963 [Die zulassige Belastung von Sand auf Grund mehrere Yersuche und Erkenntnisse, Degebo. H. 10, 1963].
8. Ledenev V.V., Skrylev V.I. *Preduprezhdenie avarii* (Damage control), Tambov: Izdatel'stvo Tambovskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta, 2000, 278 p.
9. Safronov V.S., Petrenya E.N., Petranin A.A., Stepanov S.D. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenii. Stroitel'stvo*, 1998, no. 11-12, pp. 117-121.
10. Ledenev V.V., Chyong Kh.Z., Chan L.V. *Stroitel'naya mekhanika i konstruksii*, 2012, no. 1, pp. 108-114.

Gründe der Beschädigungen und der Zerstörungen der Ziegelgebäude

Zusammenfassung: In den bewirtschafteten Ziegelgebäuden gibt es die Defekte und die Beschädigungen, die die Haltbarkeit und die Betriebsqualitäten verringern oft. Ein Grund es ist der Einfluss der zahlreichen ungünstigen Faktoren und der Fehler, die in allen Etappen des Bauprozesses und dem Betrieben zugelassen sind. Meistens geschehen die Beschädigungen und die Pannen infolge der unvollständigen Berücksichtigung und der Hydrogeologiebedingungen des Bauplatzes. Es ist die Reihe der grundlegenden Arbeiten nach der Theorie der Bauten, gerichtet auf die Erhöhung der Qualität und der Zuverlässigkeit des Baues In den letzten Jahren herausgegeben. Die große Aufmerksamkeit wird der Analyse der Gründe der Beschädigungen und der Zerstörungen zwecks der Erweiterung des Erfahrungsschatzes des sicheren Baues gegeben.

Es ist die technische und Instrumentalüberprüfung der Reihe der Ziegelgebäude, die in Tambov aufgebaut sind, habend die bedeutenden Beschädigungen durchgeführt. Es sind die Gründe der Beschädigungen und der Zerstörungen enthüllt. Es sind die Empfehlungen nach der Erhöhung der Qualität des Baues gegeben. Die Hauptgründe

der Zerstörungen sind die Nichtbefolgung der geltenden Normen und der Regeln, die Fehler bei den Forschungen und der Einrichtung der Fundamente, der besonderen Eigenschaften der Bodenründungen.

Causes dommages et détériorations des bâtiments en briques

Résumé: Dans les bâtiments en briques il y a souvent les défauts et les détériorations qui diminuent la longévité et les qualités d'exploitation. La cause de ce phénomène est l'influence des facteurs désavantageux et des erreurs commises aux différentes étapes de la construction et de l'exploitation. Les avaries sont souvent dues à la négligence des conditions hydrogéologiques et celles d'ingénieur. Ces derniers temps sont publiés les ouvrages fondamentaux sur la théorie des constructions orientés vers l'augmentation de la qualité et de la sécurité du bâtiment.

Est effectué l'examen technique et instrumental des bâtiments en briques à Tambov. Sont déduites les causes des dommages et détériorations. Sont données des recommandations sur l'augmentation de la qualité de la construction. Les essentielles causes des détériorations sont liées à la négligence des règles et des normes, les erreurs de la construction des fondements, la négligence des propriétés des sols.

Авторы: *Леденёв Виктор Васильевич* – доктор технических наук, профессор кафедры «Конструкции зданий и сооружений»; *Одиолько Валерий Григорьевич* – кандидат технических наук, профессор, директор Института заочного обучения; *Колесникова Анастасия Викторовна* – магистрант кафедры «Конструкции зданий и сооружений», ФГБОУ ВПО «ТГТУ».

Рецензент: *Снятков Николай Михайлович* – кандидат технических наук, доцент кафедры «Городское строительство и автомобильные дороги», ФГБОУ ВПО «ТГТУ».
