

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

В. В. ЛЕДЕНЁВ, В. И. СКРЫЛЁВ

АВАРИИ, РАЗРУШЕНИЯ И ПОВРЕЖДЕНИЯ

ПРИЧИНЫ, ПОСЛЕДСТВИЯ И ПРЕДУПРЕЖДЕНИЯ

*Рекомендовано Научно-техническим советом университета
в качестве монографии для инженерно-технических работников в
области строительства и эксплуатации, аспирантов, магистрантов
и студентов строительного профиля*



Тамбов
◆Издательство ФГБОУ ВО «ТГТУ»◆
2017

УДК 69.059.2
ББК Н71-082.03
ЛЗ9

Рецензенты:

Доктор технических наук, профессор,
заведующий кафедрой «Металлические конструкции»
ФГБОУ ВО «ЛГТУ»
В. В. Зверев

Доктор технических наук,
заведующий кафедрой «Архитектура и строительство зданий»
ФГБОУ ВО «ТГТУ»
А. И. Антонов

Леденёв, В. В.

ЛЗ9 Аварии, разрушения и повреждения. Причины, последствия и предупреждения : монография / В. В. Леденёв, В. И. Скрылёв. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВО «ТГТУ», 2017. – 440 с. – 500 экз.
ISBN 978-5-8265-1798-7.

Приведены отдельные положения из механики разрушения. Рассмотрены многочисленные примеры аварий, разрушений и повреждений, в том числе из практики одного из соавторов. Проанализированы их причины и последствия. Даны рекомендации по предупреждению аварий и аварийных ситуаций для зданий и сооружений разных конструктивных схем и инженерно-геологических условий, по обеспечению требуемой надежности и долговечности. Рассмотрены ошибки, допускаемые на стадиях изысканий, проектирования, строительства и эксплуатации. Изложены вопросы мониторинга и научного сопровождения.

Предназначена для инженерно-технических работников в области строительства и эксплуатации, аспирантов, магистрантов и студентов строительного профиля.

УДК 69.059.2
ББК Н71-082.03

ISBN 978-5-8265-1798-7 © Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Тамбовский государственный технический университет» (ФГБОУ ВО «ТГТУ»), 2017

ВВЕДЕНИЕ

Строительная наука и техника достигли достаточно высокого уровня. Однако допускаются грубые ошибки при изысканиях, проектировании, изготовлении конструкций, возведении и эксплуатации зданий и сооружений. Одни из них вызывают неудобства при эксплуатации, другие приводят к снижению долговечности, а третьи – к аварии. Важнейшей государственной задачей является обеспечение расчетной долговечности конструкций, зданий и сооружений. В течение всего срока службы они должны обладать достаточной надежностью.

Надежность в технике определяется как свойство объекта сохранять во времени в установленных пределах значения всех параметров, характеризующих способность выполнять требуемые функции в заданных режимах и условиях применения, технического обслуживания, ремонта, хранения и транспортирования. Применительно для строительных конструкций понятие надежности может трактоваться как способность конструкции работать в течение определенного времени без выхода из строя (отказа).

Основным показателем надежности является вероятность безотказной работы, т.е. вероятность недопущения предельного состояния. Характеристики материалов, применяемых для изготовления конструкций, имеют определенный разброс. Воздействия на конструкции, отклонения от требований норм при строительномонтажных работах являются случайными процессами, развивающимися во времени. Выход из строя конструкции может произойти в какой-то случайный момент времени. Уровень надежности устанавливается на этапе проектирования.

В практике строительства нередки случаи появления недопустимых деформаций и трещин в конструкциях, расстройств стыковых сопряжений, разрушения отдельных конструкций, частей и целых зданий и сооружений. Систематизация и анализ материалов по авариям и аварийным ситуациям, дефектам и повреждениям помогают, с одной стороны, предотвратить их, а с другой – глубже понять механизм взаимодействия конструкций с окружающей средой, характер совместной работы элементов зданий и сооружений, внести коррективы в нормативные документы.

На примерах показано, что причиной преждевременных разрушений являются отступления от требований СНиП, низкое качество работ, некомпетентность, бесхозяйственность, несвоевременное выполнение ремонтов, неисправность водопропускных и вентиляционных систем, грубые просчеты. Так, 7 декабря 1988 года в г. Спитаке (Армения) произошло землетрясение интенсивностью 9 баллов. Погибло более 25 тыс. человек, примерно столько же ранено, осталось без крова более 200 тыс. человек. Город находился в сейсмически активной зоне. По проектам должны быть повышенные требования к прочности и жесткости. На практике это не выполнялось, и при сейсмических толчках дома рассыпались на мелкие куски. Таким образом, безответственность обернулась страшной трагедией.

В настоящее время наблюдаются: интенсификация технологических процессов (повышение температуры, давления, концентрации); увеличение единичных мощностей; переход от закрытых помещений к открытым этажеркам; применение конструкций, обладающих меньшей коррозионной устойчивостью (тонкостенные конструкции, предварительно-напряженный железобетон).

В отдельных районах Тамбова и области имеется ряд неблагоприятных факторов, которые необходимо учитывать при строительстве и эксплуатации:

- неблагоприятные инженерно-геологические условия: наличие просадочных грунтов I (а иногда и II) типа по просадочности; большая пространственная неоднородность свойств грунтов; наличие засыпанных оврагов, русел пересохших рек, свалок; высокий уровень грунтовых вод;

- много предприятий химической промышленности, являющихся источниками загрязнения окружающей среды и на которых конструкции подвергаются воздействию агрессивных веществ.

Особенностью данной книги является концентрированное изложение причин разрушений различных материалов, конструкций, зданий и сооружений с включением элементов механики деформируемого тела, в том числе механики разрушения. Приведены материалы исследований авторов.

1. МЕХАНИКА РАЗРУШЕНИЯ

1.1. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Краткая теория изложена в работах [79, 119, 126, 134, 136, 211, 213].

Статические нагрузки. Если изменчивость нагрузок во времени находится вне области собственных частот колебаний конструкций, то их считают статическими. Величина, направление и точка приложения статической силы изменяются во времени незначительно. При прочностных расчетах можно пренебречь влиянием сил инерции, обусловленных такой нагрузкой. В случае если изменчивость нагрузок во времени соизмерима с собственными частотами, нагрузки относят к динамическим.

Запас устойчивости – отношение той нагрузки, при которой конструкция теряет устойчивость, к фактической или вычисленной.

Стохастические процессы, их называют также случайными функциями или процессами, представляют собой функции $x(t)$, значения которых для каждого t являются случайными числами. Если x -вектор зависит от пространственных координат, то говорят о случайных полях. Случайный процесс называют стационарным, если плотность и функция распределения не зависят от начала отсчета времени. Случайный процесс называется стационарным, если все многомерные законы распределения зависят только от взаимного расположения моментов времени t_1, t_2, \dots, t_n , но не от самих значений этих величин [5, 34, 51, 66, 118, 149, 163, 195, 213, 221].

Разрушение – развивающийся во времени процесс разделения тела на части. Это заключительная стадия работы нагруженной конструкции, характеризующаяся исчерпанием ее прочности и работоспособности вследствие необратимых изменений формы, нарушения усталости силовых элементов или механических связей между ними. В таблице 1.1 приведена классификация типа разрушений Я. Б. Фридмана.

При однократном воздействии монотонно нарастающей нагрузки возможно разрушение двух основных видов: хрупкое и пластическое. Во многих случаях разрушение может быть смешанным. Рост трещины определяется запасом упругой энергии тела, податливостью и инерционностью нагружающего устройства. Разрушение может быть частичным или полным. При частичном разрушении в теле возникают повреждения материала в виде отдельных трещин или распределенных по объему дефектов материала, приводящих к изменению его механических свойств. При полном разрушении происходит разделение тела на части.

Таблица 1.1

Признак, по которому проводится классификация	Разрушение
Характер силового воздействия:	
нагрузка в основном монотонно изменяется, периода постоянной нагрузки нет или он мал относительно периода разрушения;	Кратковременное однократное статическое
период неменяющейся нагрузки соизмерим с периодом разрушения;	Длительное однократное, статическое и замедленное
нагрузка периодически и многократно изменяется в процессе разрушения	Усталостное
Оrientировка макроскопической поверхности разрушения при разных способах нагружения (растяжение, изгиб, сжатие, кручение, вдавливание и т.п.):	
макроскопическая поверхность разрушения перпендикулярна направлению $+\sigma_{\max}$ или $+\epsilon_{\max}$ при крайне малом пластически деформированном объеме в зоне разрушения;	Отрыв
поверхность наклонена под углом примерно 45° к направлению $+\sigma_{\max}$	Срез
Локальность разрушения, оцениваемая по соотношению размеров разрушаемой зоны и структурных элементов	Субмикроскопическое третьего рода; микроскопическое второго рода; макроскопическое первого рода
Пластическая деформация, предшествующая разрушению	Хрупкое; макрорупкое, но макропластическое; пластическое
Структурное расположение поверхности разрушения	Внутрикристаллическое; межкристаллическое; смешанное
Степень развития разрушения	Начальное – поверхность трещины значительно меньше площади сечения тела; развитие, в том числе полное
Влияние внешней среды	Вызванное понижением поверхностной энергии (наличие легкоплавких покрытий); вызванное коррозией; связанное с облучением

Хрупким считают такое разрушение, которое характеризуется малой энергоемкостью и развивается автокаталитически при достижении определенного напряжения, не требуя его дальнейшего увеличения (М. Л. Бернштейн, В. А. Займовский, 1979).

Вязкое разрушение отличается тем, что для роста трещин требуется непрерывное повышение действующего напряжения (но не нагрузок). Суммарная энергоемкость велика. Разрушению предшествует большая пластическая деформация, так как она развивается при напряжениях, превышающих предел текучести. Скорость роста вязкой трещины относительно мала [21].

Некоторые материалы могут разрушаться и вязко, и хрупко, в зависимости от структуры и комбинации внешних условий.

В работе [82] приведен перечень наблюдаемых видов механического разрушения:

1. Упругая деформация, вызванная действием внешних нагрузок и(или) температур. Этот вид разрушения имеет место, когда упругая (обратимая) деформация элемента, возникающая при действии эксплуатационных нагрузок и температур, становится настолько большой, что элемент утрачивает способность выполнять предназначенную ему функцию.

2. Текучесть имеет место, когда пластическая (необратимая) деформация пластичного элемента, возникающая при действии эксплуатационных нагрузок, становится настолько большой, что элемент утрачивает способность выполнять предназначенные ему функции.

3. Бринелирование, или разрушение вдавливанием, происходит, когда статические усилия в месте контакта криволинейных поверхностей приводят к появлению локальных пластических деформаций у одного или у обоих соприкасающихся элементов, в результате чего происходит необратимое изменение формы поверхности.

4. Вязкое (пластическое) разрушение наблюдается, когда пластическая деформация пластичного элемента достигает такой величины, что он разделяется на две части. Разрушение происходит в результате процесса зарождения, слияния и распространения внутренних пор, поверхность разрушения при этом гладкая и волнистая.

5. Хрупкое разрушение происходит, когда упругая деформация элемента из хрупкого материала достигает такой величины, что разрушаются первичные межатомные связи и элемент разделяется на две и более частей. Внутренние дефекты и образующиеся трещины быстро распространяются до полного разрушения; поверхность разрушения при этом неровная, зернистая.

5.1. Идеальное хрупкое разрушение происходит без пластической деформации; после разрушения можно заново составить тело прежних размеров из осколков зазоров между ними.

5.2. Квазихрупкое разрушение предполагает наличие пластической зоны перед краем трещины и наклепанного материала у поверхности трещины; остальной объем тела при этом находится в упругом состоянии.

6. Усталость – термин для обозначения разрушения в виде неожиданного внезапного разделения детали или элемента на две или более частей в результате действия в течение некоторого времени циклических нагрузок и деформаций. Разрушение происходит путем зарождения и распространения трещины, которая после достижения некоторого критического размера становится неустойчивой и быстро увеличивается, вызывая разрушение.

6.1. Многоцикловая усталость – разрушение происходит более чем через 10 000 циклов.

6.2. Малоцикловая усталость – разрушение происходит менее чем через 10 000 циклов.

6.3. Термическая усталость – циклические нагрузки и деформации возникают в результате действия циклически меняющегося температурного поля.

6.4. Поверхностная усталость происходит при наличии контактирующих вращающихся поверхностей. Проявляется разрушение в виде питтинга, растрескивания и выкрашивания контактирующих поверхностей в результате действия контактных напряжений, под влиянием которых на небольшой глубине у поверхности возникают максимальные по величине циклические касательные напряжения, которые приводят к возникновению трещин, которые выходят на поверхность, при этом некоторые частицы материала отдалаются (разновидность износа).

6.5. Ударная усталость – процесс накопления повреждений и развития трещин, вызванный повторными ударными нагрузками.

6.6. Коррозионная усталость – разрушение материала под действием циклической динамической нагрузки и коррозионных сред.

6.7. Фреттинг-усталость.

7. Коррозионная усталость – деталь или элемент утрачивают способность исполнять свою функцию из-за нежелательной порчи материала в результате химического или электрохимического взаимодействия с окружающей средой.

7.1. Химическая коррозия – наиболее общий тип коррозии вследствие непосредственного контакта поверхности детали с коррозионной

средой; происходит более или менее равномерно по всей поверхности детали.

7.2. Электрохимическая коррозия происходит, когда два разнородных металла образуют часть электрической цепи, замыкаемой раствором или пленкой электролита или коррозионной средой. Щелевая коррозия – в значительной степени локализованный быстропротекающий процесс в щелях, трещинах или стыках, т.е. в местах, где задерживаются малые количества раствора, соприкасающегося с корродирующим металлом.

7.3. Точечная (питтинговая) коррозия представляет собой локализованные воздействия, в результате которых происходит образование углублений и ямок на поверхности металла.

7.4. Межкристаллическая коррозия характеризуется локальными воздействиями на границах зерен некоторых медных, хромовых, никелевых, алюминиевых, магниевых и цинковых сплавов после неправильной термообработки или сварки. Образование локальных гальванических ячеек, в которых осаждаются продукты коррозии, приводит к существенному снижению прочности материала в результате межкристаллической коррозии.

7.5. Избирательное выщелачивание представляет собой коррозионный процесс, в результате которого из сплава удаляется какой-либо элемент.

7.6. Эрозионная коррозия – это быстропротекающий химический процесс, при котором в результате воздействия абразивных веществ или потоков вязких материалов на поверхности материала постоянно в месте контакта с коррозионной средой обнажается свежий незащищенный материал.

7.7. Кавитационная коррозия наблюдается, когда под влиянием давления пара пузырьки и каверны в жидкости лопаются у поверхности сосуда давления, в результате чего удаляются частицы материала и открывается доступ коррозионной среды к свежему, незащищенному материалу.

7.8. Водородное повреждение, хотя само и не является какой-либо разновидностью коррозии, вызывается ею. К этому виду повреждения относятся насыщение водородом, водородное охрупчивание и безуглероживание.

7.9. Биологическая коррозия представляет собой процесс коррозии вследствие активности живых организмов, а именно процессов поглощения ими пищи и выделения отходов. Отходами являются вызывающие коррозию кислоты и гидроокиси.

7.10. Коррозия под напряжением – особый вид разрушения металлов и сплавов, происходящий при совместном действии на металл растягивающих напряжений (внешних и внутренних) и специфических агрессивных сред.

8. Износ является нежелательным процессом постепенного изменения размеров вследствие удаления отдельных частиц с контактирующих поверхностей при их движении, обычно скользящих, относительно друг друга. Износ является в основном результатом механического действия. Это сложный процесс, точнее даже ряд различных процессов, которые могут протекать как независимо, так и взаимосвязано. Результатом этих процессов является удаление материала с контактирующих поверхностей вследствие сложного взаимодействия локальных сдвигов, вдавливания, сваривания материала, разрывов и других механизмов.

8.1. Адгезионный износ происходит в результате действия высоких локальных давлений, сваривания между собой шероховатостей поверхностей, последующей пластической деформации, возникающей при их относительном перемещении, разрушения локальных сцеплений шероховатостей, удаления или переноса металла.

8.2. При абразивном износе частицы удаляются с поверхности в результате режущего или царапающего действия неровностей более твердой из контактирующих поверхностей или твердых частиц, задержавшихся между поверхностями.

8.3. Когда одновременно возникают условия как для адгезионного, так и для абразивного износа и коррозии, эти процессы взаимодействуют между собой и происходит коррозионный износ.

8.4. Поверхностный усталостный износ представляет собой изнашивание вращающихся или скользящих относительно друг друга криволинейных поверхностей. При этом в результате действия циклических касательных напряжений на небольшой глубине у поверхности возникают микротрещины, выходящие на поверхность, откалываются макрочастицы материала и на поверхности образуются ямки.

8.5. Деформационный износ происходит в результате повторного пластического деформирования изнашиваемых поверхностей, приводящего к образованию сетки трещин, при росте и объединении которых образуются частицы износа. Деформационный износ часто наблюдается при действии ударных нагрузок.

8.6. Ударный износ имеет место при повторном упругом деформировании в процессе действия ударных нагрузок, образовании сетки трещин, которые растут так же, как при поверхностной усталости.

8.7. Фреттинг-износ наблюдается, когда изменения размеров контактирующих деталей в результате фреттинга становятся недопустимо большими или такими, что появляются концентраторы напряжений и локальные напряжения превышают допустимый уровень.

9. Разрушение при ударе происходит, когда в результате действия неустановившихся нагрузок в детали возникают такие напряжения или деформации, что деталь уже не в состоянии выполнить предназначенную ей функцию. Разрушение происходит в результате взаимодействия волн напряжений и деформаций, являющихся следствием динамического или внезапного приложения нагрузок. Взаимодействие волн может приводить к возникновению локальных напряжений и деформаций, во много раз превышающих возникающие при статическом приложении тех же самых нагрузок.

9.1. Если величины напряжений и деформаций таковы, что происходит разделение детали на две или более частей, то налицо разрыв при ударе.

9.2. Если удар приводит к возникновению недопустимых упругих или пластических деформаций, такое разрушение называется деформированием при ударе.

9.3. Если при повторных ударах возникают циклические упругие деформации, в результате чего появляется сетка усталостных трещин, при росте которых наблюдается описанное ранее явление поверхностной усталости, то процесс называется ударным износом.

9.4. Если в результате малых относительных поперечных смещений двух поверхностей при ударе, которые могут вызываться поперечными деформациями или действием случайных малых боковых составляющих скоростей, происходит фреттинг, то разрушение называется ударным фреттингом.

9.5. Усталость при ударе наблюдается, когда разрушение происходит при повторном действии ударных нагрузок вследствие образования и распространения усталостных трещин.

10. Фреттинг может происходить на поверхности контакта двух твердых тел, прижатых друг к другу нормальной силой и совершающих относительно друг друга циклические движения малой амплитуды. Фреттинг обычно имеет место в местах соединений, там, где движения не должно быть, но в результате действия вибрационных нагрузок или деформаций незначительные циклические смещения все-таки есть. Обычно отколовшиеся при фреттинге частицы материала задерживаются между контактирующими поверхностями, поскольку относительные смещения их малы.

10.1. Фреттинг-усталость – преждевременное усталостное разрушение детали, на которую действуют циклические нагрузки и деформации в условиях, способствующих фреттингу. Поверхностные повреждения и микротрещины, появляющиеся в результате фреттинга, играют роль зародышей усталостных трещин, в результате роста которых усталостное разрушение происходит при таких нагрузках, которые в других условиях не вызывали бы разрушения.

10.2. Фреттинг-износ наблюдается, когда изменения размеров контактирующих деталей в результате фреттинга становятся недопустимо большими или такими, что появляются концентраторы напряжений и локальные напряжения превышают допустимый уровень.

10.3. Фреттинг-коррозия происходит, когда в результате фреттинга свойства материала детали ухудшаются настолько, что она не может выполнять своих функций.

11. Разрушение в результате ползучести происходит тогда, когда пластическая деформация элемента машины или конструкции, накопленная в течение некоторого времени действия напряжений и температуры, приводит к изменениям размеров, вследствие которых элемент не может удовлетворительно выполнять предназначенную ему функцию. При достаточно высоких температурах в поликристаллическом металле границы зерен становятся более слабыми, чем сами зерна, и значительная часть деформации ползучести происходит за счет скольжения зерен относительно друг друга. Это скольжение носит характер вязкого течения, оно затруднено кинематически, так как зерна имеют неправильную форму, и каждое зерно встречает сопротивление со стороны соседних. Скольжение становится возможным за счет пластической деформации зерен и сопровождается появлением межзеренных трещин, приводящих к разрушению.

Процесс ползучести, как правило, можно разделить на три стадии:

11.1. Неустановившуюся, или первичную, ползучесть, во время которой скорость деформации уменьшается;

11.2. Установившуюся, или вторичную, ползучесть, во время которой скорость деформации практически постоянна;

11.3. И третичную ползучесть, при которой скорость деформации ползучести увеличивается (часто довольно быстро) вплоть до разрушения.

Такой вид разрушения часто называется разрывом при ползучести. Произойдет или нет такое разрушение – зависит от характера изменения во времени напряжений и температуры.

Термическая релаксация наблюдается, когда в процессе ползучести, приводящей к релаксации предварительно напряженной или

деформированной детали, ее размеры изменяются так, что деталь уже не может выполнять предназначенную ей функцию.

12. Разрыв при кратковременной ползучести тесно связан с процессом ползучести, однако при этом зависимость напряжений и температуры от времени такова, что элемент разделяется на две части. При этом напряжения и температура, как правило, таковы, что период установившейся ползучести очень непродолжителен или совсем отсутствует.

13. Тепловой удар происходит, когда градиенты возникающего в детали температурного поля настолько велики, что вследствие перепадов температурных деформаций начинается текучесть или разрушение.

14. Заедание наблюдается в случае, когда на две скользящие друг по другу поверхности действуют такие нагрузки и температуры, а скорость скольжения, смазка и условия окружающей среды таковы, что в результате значительной пластической деформации шероховатостей поверхностей, их сваривания, отламывания и царапающего действия происходит существенная деструкция поверхности и перенос металла с одной поверхности на другую. Заедание можно считать очень интенсивным процессом адгезионного износа. Когда указанные процессы приводят к значительному ослаблению соединения или, наоборот, к схватыванию, говорят, что соединение разрушается в результате заедания.

15. Схватывание является, по существу, интенсивным процессом заедания, при котором контактирующие детали практически свариваются и их относительное перемещение становится невозможным.

16. Разрушение отколом происходит, когда от поверхности детали самопроизвольно отделяется часть материала, в результате чего нормальная работоспособность элемента машины утрачивается.

17. Разрушение вследствие радиационного повреждения означает, что при радиационном облучении произошли такие изменения свойств материала, что деталь уже не может выполнить своих функций. Обычно эти изменения связаны с потерей пластичности в результате облучения и служат причиной начала процесса разрушения того или иного вида.

18. Разрушение выпучиванием наблюдается, когда при некоторой критической комбинации величины и(или) места приложения нагрузки, а также формы и размеров детали ее перемещения или прогибы внезапно резко увеличиваются при малом изменении нагрузки. Такое нелинейное поведение приводит к разрушению выпучиванием, если потерявшая устойчивость деталь уже не может выполнять своих функций.

19. Разрушение вследствие выпучивания при ползучести происходит, когда по истечении некоторого времени в результате процесса ползучести возникает неустойчивое состояние, т.е. нагрузки и геометрические параметры детали становятся такими, что теряется устойчивость и происходит разрушение.

20. Разрушение в результате коррозии под напряжением наблюдается, когда действующие напряжения приводят к возникновению локальных поверхностных трещин, располагающихся обычно вдоль границ зерен, в детали, находящейся в коррозионной среде. Часто образование трещин инициирует начало процессов разрушения других видов. Разрушение в результате коррозии под напряжением представляет собой очень опасный вид коррозионного разрушения, поскольку ему подвержены многие металлы.

21. Разрушение вследствие коррозионного износа является сложным видом разрушения, при котором неблагоприятные последствия коррозии и износа приводят совместно к потере работоспособности детали. В процессе коррозии часто образуются твердые абразивные частицы, которые ускоряют изнашивание, а в процессе изнашивания в свою очередь с поверхности постоянно удаляются защитные слои и обнажается свежий металл, что ускоряет коррозию. Взаимное влияние этих процессов друг на друга существенно повышает опасность разрушения.

22. Коррозионная усталость представляет собой сложный вид разрушения, при котором совместно сказываются неблагоприятные эффекты коррозии и усталости, приводящие к разрушению. В процессе коррозии на поверхности металла часто образуются ямки, служащие концентраторами напряжений. В результате концентрации напряжений процесс усталостного разрушения ускоряется. Кроме того, трещины в хрупком слое продуктов коррозии служат зародышами усталостных трещин, распространяющихся в основной металл. С другой стороны, в результате действия циклических напряжений или деформаций происходит растрескивание и отслаивание продуктов коррозии, т.е. открывается доступ коррозионной среды к свежему металлу. Таким образом, оба процесса ускоряют друг друга, и опасность разрушения может быть очень большой.

23. Разрушение вследствие ползучести с усталостью является видом разрушения, происходящего в условиях, вызывающих одновременно и усталость, и ползучесть.

Нотт Дж. [136] отмечает, что конструкции выходят из строя вследствие: нестабильности (продольный изгиб), избыточной упругой деформации (заклинивание), общей пластической деформации (течение),

нестабильности во время растяжения (образование шейки), быстрого макроразрушения (распространение трещины), коррозии.

Разрушению предшествует период накопления рассеянных микродефектов (инкубационный период). По Л. М. Качанову [81] большая часть жизни образца представляет собой стабильную стадию, а последняя характеризуется нестабильной стадией разрушения.

Новожилов В. В. показал, что всякая пластическая деформация сопровождается остаточным монотонным увеличением объема, т.е. пластическим разрыхлением.

Качанов Л. М. ввел [81] параметр степени поврежденности ψ , равный нулю при разрушении и единице при полном отсутствии дефектов. Величину ψ можно рассматривать как относительную площадь сохранившейся части поперечного сечения. Канаун С. К. и Чудновский А. И. приняли схему поврежденных поликристаллического тела в виде изотропного массива со сферическими анизотропными включениями, имеющими различную ориентацию осей анизотропности. В качестве меры поврежденности принимается функция, представляющая объемную концентрацию включений различной ориентации.

Во многих теориях условием локального разрушения является достижение параметром степени поврежденности предельного значения, определяемого в макроопыте.

Теоретические модели хрупкого разрушения. Выделяют четыре основные концепции: дислокационную теорию прочности, классическую теорию хрупкого разрушения, энергетическую и статистическую теории.

В первой рассматриваются силовые и энергетические условия пластической деформации и разрушения на атомном уровне в связи с несовершенством структуры кристаллической решетки. Во второй анализируются условия перехода от вязких разрушений к хрупким в связи с наличием двух видов сопротивления стали – сдвига при вязком разрушении и отрыва при хрупком. Третья теория основана на анализе энергетических условий развития трещин. Эта теория лежит в основе механики разрушения тел с трещинами. Четвертая теория базируется на вероятностных законах изменения прочности в зависимости от стохастически распределенных в материале дефектов любого происхождения.

В расчетах часто исходят из предположения, что прочность должна быть обеспечена во всех точках тела. Если в какой-либо точке тела появится очаг разрушения, то все тело считается разрушившимся. В практике встречается множество примеров использования конструкций с существенными повреждениями. Однако отсутствуют общепринятые критерии оценки степени разрушенности.

Предвестниками разрушения материалов и конструкций являются:

- быстрый или прогрессирующий рост перемещений и их скоростей;
- достижение нагрузкой критического уровня;
- резкое увеличение размеров и плотности трещин, появление магистральной трещины;
- неустойчивый характер роста перемещений и трещин;
- падение нагрузки в гидросистеме после достижения пикового значения;
- разрыхление материала;
- достижение коэффициентами интенсивности напряжений критических величин;
- резкое увеличение коэффициента бокового давления;
- достижение повреждениями критических величин;
- достижение критических величин перемещений и их скоростей, размеров трещин, длин линий скольжения, объема зон пластических деформаций и др.

Возможно сочетание нескольких признаков. Начало разрушения определяется визуально, инструментально, теоретически, методами математического моделирования.

Во многих случаях разрушение может происходить по разным критериям. Так, разрушение армированного грунта наблюдается в форме [105, 107]:

- сдвига грунта перед арматурой;
- сдвига грунта за арматурой;
- сдвига грунта перед и за арматурой;
- уплотнения грунта без образования поверхностей скольжения;
- разрыва арматуры;
- непрерывного течения грунта и перемещения фундамента;
- скольжения грунта по арматуре;
- вырывания арматуры;
- потери устойчивости элементов пространственных конструкций арматуры (например, сотообразных элементов);
- потери устойчивости основания слабого подстилающего слоя;
- разрушения при эксплуатации вследствие существенного снижения прочности грунта или силы трения между грунтом и арматурой, например при насыщении грунта водой, маслами, технологическими растворами и т.п.

Дефекты – несовершенства, отклонения от стандарта. Они могут ухудшать условия эксплуатации, снижать несущую способность,

сокращать долговечность, привести к аварии или аварийной ситуации. Все реальные материалы имеют дефекты в виде макро- и микротрещин, неоднородностей, дислокации и т.п. В районе дефекта возникает концентрация напряжений.

Для оценки технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений повреждения и дефекты классифицируются по следующим признакам [22, 61, 79, 106, 138, 152, 170, 172, 193, 206]:

1. Виды проявления последствий повреждений и дефектов:

- повреждения и дефекты несущих строительных конструкций, ведущие к потере их прочности и устойчивости;
- повреждения ограждающих строительных конструкций, ослабляющие конструкции и снижающие эксплуатационные характеристики зданий и сооружений;
- повреждения второстепенных элементов строительных конструкций, снижающие эксплуатационные характеристики зданий и сооружений.

2. Причины их происхождения и характера распространения (общие, местные, точечные и т.д.):

- от воздействия внешних факторов природного или техногенного характера;
- от воздействия внутренних факторов, обусловленных технологическими процессами;
- вследствие возникновения дефектов, вызванных ошибками при инженерно-геологических изысканиях, проектировании и строительстве зданий и сооружений;
- недостатки и нарушения правил эксплуатации зданий и сооружений.

3. Время проявления:

- установлены в процессе строительства, эксплуатации;
- установлены после воздействия внешних факторов природного или техногенного характера.

4. По характеру процессов разрушения (образования повреждений и дефектов) делятся на:

- дефекты механического происхождения (перегрузки, деформации грунтового основания, сейсмические и взрывные воздействия, механические удары);
- физико-химического происхождения (окисление и коррозия от агрессивных жидких и газообразных сред, повышенная влажность, температурные воздействия, биологические процессы).

5. Способ обнаружения:

- явные, устанавливаемые визуальным способом;
- скрытые, для установления которых необходим инструментальный метод обследования.

Дефектами строения металлов являются: точечные (дислоцированный атом, вакансии, дефект Френкеля), линейные (краевая дислокация, винтовая дислокация), двумерные (мозаичная структура кристаллов, границы между зернами, дефект взаимного расположения соседних слоев) и трехмерные (дырка).

Трещины могут быть волосяными (до 0,1 мм), мелкими (0,3 мм), разбитыми (0,3...0,5 мм), аварийными, глубинными, поверхностными, наклонными, одиночными, раскрывающимися в каком-либо направлении, пересекающимися в виде сетки, стабилизировавшимися или нестабилизировавшимися.

По причинам образования трещины подразделяют на: силовые, усадочные, температурные, осадочные, коррозионные. Они появляются при изготовлении конструкций, транспортировке, хранении, монтаже, эксплуатации, консервации.

Трещины имеют направление, перпендикулярное главным растягивающим напряжениям. От действия изгибающих моментов трещины имеют вертикальное направление поперечных сил – наклонное.

На рисунке 1.1 показаны схемы распространения трещин.

По степени опасности трещины подразделяют на три группы:

- 1) неопасные, ухудшающие внешний вид;
- 2) опасные, ослабляющие сечение;
- 3) промежуточной группы, которые ухудшают эксплуатационные свойства и снижают долговечность конструкции.

К опасным относятся нестабилизировавшиеся трещины, развитие которых продолжается с неослабевающей интенсивностью.

Причиной появления трещин может быть перенасыщение железобетонных конструкций арматурой, препятствующей свободной деформации бетона при усадке. В отдельных случаях почти весь запас прочности расходуется на сопротивление усадочным деформациям. Недостаточное армирование также приводит к трещинообразованию.

В металлических конструкциях появление трещин в большинстве случаев определяется явлениями усталостного характера, что часто наблюдается в подкрановых балках и других конструкциях, подверженных переменным динамическим нагрузкам.

Возникновение трещин в железобетонных или каменных конструкциях определяется локальными перенапряжениями, увлажнением бетона и расклинивающим действием льда в порах материала, коррозией арматуры и действием многих трудно прогнозируемых факторов.

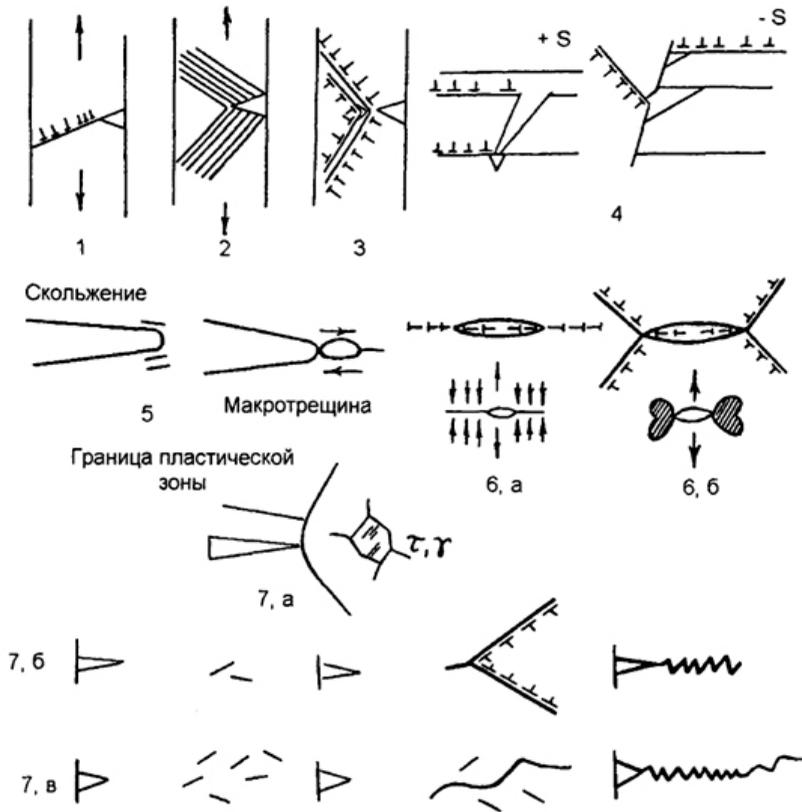


Рис. 1.1. Механизмы распространения трещин по:

- 1 – Оровану; 2 – Паркеру; 3 – Коттрелл–Оровану; 4 – А. Н. Орлову;
 5 – Тетельману; 6 – Екобори (6.а – при плосконапряженном состоянии;
 6.б – при плоской деформации); 7 – схема Леденева–Скрылева
 (7.а – зарождение трещины и выход из кристаллографической плоскости;
 7.б – рост трещины при низких напряжениях; 7.в – при высоких напряжениях)

При изготовлении железобетонных фундаментов трещины иногда возникают от расслаивания уплотненной бетонной смеси, когда вибрируют соседние участки, от зависания бетонной смеси между арматурой и опалубкой.

В работе [108] перечислены размеры трещиноподобных разрывов и полостей:

- микротрещины в стекле ($10^{-7} \dots 10^{-3}$ см);
- трещины сдвига-дислокации в металлах ($10^{-8} \dots 10$ см);

- технологические трещины (сварочные; возникающие при термообработке, запрессовке, ковке; зоны окисления металла и пр.) в металлах и полимерах ($10^{-3} \dots 10$ см);
- эксплуатационные трещины (усталостные, коррозионные, диффузионно-водородные) в металлах и полимерах ($10^{-3} \dots 10$ см);
- трещины в металлах, возникающие в металлургическом процессе (раковины и пустоты, возникающие при остывании металла в слитках; зоны окисленного металла; зоны охрупченного металла; инородные включения) ($10^{-5} \dots 1$ см);
- трещины сдвига в земной коре, возникающие при землетрясениях ($10^5 \dots 10^7$ см);
- тектонические трещины в земной коре ($10^3 \dots 10^6$ см);
- рыхлые прослойки в горной породе ($1 \dots 10^4$ см);
- структурные трещины в полимерах и горных породах ($10^{-7} \dots 1$ см);
- выработки в горной породе.

Для обнаружения трещин [26, 46, 106, 117, 138, 152, 170, 208] используют оптическую микроскопию, рентгеноскопию, фотоупругие методы, метод ртутной порометрии, термодфектоскопию, акустические методы и др. Различают трещины, появление которых вызвано напряжениями, проявившимися в железобетонных конструкциях в процессе изготовления, транспортировки и монтажа, и трещины, обусловленные эксплуатационными нагрузками и воздействием окружающей среды.

В железобетонных конструкциях к трещинам, появившимся в доэксплуатационный период, относятся: усадочные трещины, вызванные быстрым высыханием поверхностного слоя бетона и сокращением объема, а также трещины от набухания бетона; трещины, вызванные неравномерным охлаждением бетона; трещины, вызванные большим гидратационным нагревом при твердении бетона в массивных конструкциях; трещины технологического происхождения, возникшие в сборных железобетонных элементах в процессе изготовления, транспортировки и монтажа.

Трещины, появившиеся в эксплуатационный период, разделяются на следующие виды: трещины, возникшие в результате температурных деформаций из-за нарушений требований устройства температурных швов или неправильности расчета статически неопределимой системы на температурные воздействия; трещины, вызванные неравномерностью осадок грунтов основания; трещины, обусловленные силовыми воздействиями, превышающими способность железобетонных элементов воспринимать растягивающие напряжения.

При наличии трещин на несущих конструкциях зданий и сооружений необходимо организовать систематическое наблюдение за их

состоянием и возможным развитием с тем, чтобы выяснить характер деформаций конструкций и степень их опасности для дальнейшей эксплуатации.

Наблюдение за развитием трещин проводится по графику, который в каждом отдельном случае составляется в зависимости от конкретных условий.

Трещины выявляются путем осмотра поверхностей конструкций, а также выборочного снятия с конструкций защитных или отделочных покрытий.

Следует определить положение, форму, направление, распространение по длине, ширину раскрытия, глубину, а также установить, продолжается или прекратилось их развитие.

На каждой трещине устанавливают маяк, который при развитии трещины разрывается. Маяк устанавливают в месте наибольшего развития трещины.

При наблюдениях за развитием трещин по длине концы трещин во время каждого осмотра фиксируются поперечными штрихами, нанесенными краской или острым инструментом на поверхности конструкции. Рядом с каждым штрихом проставляют дату осмотра.

Расположение трещин схематично наносят на чертежи общего вида развертки стен здания, отмечая номера и дату установки маяков. На каждую трещину составляют график ее развития и раскрытия.

Трещины и маяки в соответствии с графиком наблюдения периодически осматриваются, и по результатам осмотра составляется акт, в котором указываются: дата осмотра, чертеж с расположением трещин и маяков, сведения о состоянии трещин и маяков, сведения об отсутствии или появлении новых трещин и установка на них маяков.

Ширину раскрытия трещин обычно определяют с помощью микроскопа МПБ-2 с ценой деления 0,02 мм, пределом измерения 6,5 мм и микроскопа МИР-2 с пределами измерений от 0,015 до 0,6 мм, а также лупы с масштабным делением (лупы Бринелля) или других приборов и инструментов, обеспечивающих точность измерений не ниже 0,1 мм. Глубину трещин устанавливают, применяя иглы и проволочные щупы, а также с помощью ультразвуковых приборов типа УКБ-1М, бетон-3М, УК-10П и др.

При применении ультразвукового метода глубина трещины устанавливается по изменению времени прохождения импульсов, как при сквозном прозвучивании, так и методом продольного профилирования, при условии, что плоскость трещинообразования перпендикулярна линии прозвучивания. Глубина трещины определяется из соотношений:

$$h = \frac{V}{2} \sqrt{t_e - t_a}; V = \frac{a}{t_a}, \quad (1.1)$$

где h – глубина трещины; V – скорость распространения ультразвука на участке без трещин, мк/с; t_a , t_e – время прохождения ультразвука на участке без трещины и с трещиной, с; a – база измерения для обоих участков, см.

Важным средством в оценке деформации и развития трещин являются маяки: они позволяют установить качественную картину деформации и их величину.

Маяк представляет собой пластинку длиной 200...250 мм, шириной 40...50 мм, высотой 6...10 мм, из гипса или цементно-песчаного раствора, наложенную поперек трещины, или две стеклянные или металлические пластинки с закрепленным одним концом каждая по разные стороны трещины или рычажную систему. Разрыв маяка или смещение пластинок по отношению друг к другу свидетельствуют о развитии деформаций.

При микроскопии образец нагружают до определенного уровня с тем, чтобы в нем образовывались внутренние трещины. Затем алмазной дисковой пилой образец разрезают на пластинки толщиной до 75 мм. Технология подготовки образцов описана в работе [73]. Во время хранения образцов сохраняют влагу для предотвращения появления дополнительных трещин усадочного происхождения.

Рентгенографические методы позволяют фиксировать трещины внутри образца, между матрицей и заполнителем. Образцы изготавливают толщиной 4...5 мм. Алмазная пила обеспечивает точность пропила $\pm 0,005$ мм. Перспективным является метод стереорентгенографии для объемного изображения.

Метод ртутной порометрии дает интегральную информацию о развитии трещин в образце. Этим методом фиксируют наличие трещин с шириной раскрытия от 1,3 нм до 150 мкм.

Основной задачей механики разрушения является изучение поведения конструкционных материалов с трещиной (или системой трещин) при различных условиях нагружения. Исследование закономерностей страгивания и развития трещин составляет предмет механики разрушения [18, 81, 109, 116, 118, 126, 134, 136, 147, 212].

1.2. УЧЕНЫЕ А. ГРИФФИТСА

Теоретическая прочность материала составляет 10...20% от модуля упругости материала. Это до 100 раз больше реальной (технической) прочности стекла. Сложившееся противоречие пытался объяс-

нить А. Гриффитс. В 1920 году он опубликовал работу, послужившую началом новой науки – механики разрушения. Процесс разрушения материала сопровождается развитием трещин.

Теория Гриффитса основана на законе сохранения и превращения энергии. Потенциальная энергия, накопленная телом в процессе упругого деформирования, при разрушении полностью превращается в энергию образующихся новых поверхностей.

Гриффитс экспериментально установил, что прочность стеклянных волокон зависит от диаметра: чем тоньше нить, тем больше напряжения при разрыве. Экстраполируя кривую зависимости прочности от диаметра в область крайне малых диаметров, он получил прочность тончайших нитей, равную 11 000 МПа, что близко к теоретической – 14 000 МПа.

Для объяснения этого явления было привлечено понятие концентрации напряжений. Рассмотрим это понятие. Пусть в растянутой пластине имеется отверстие, уменьшающее сечение на 10%. Напряжения на контуре отверстия увеличатся не на 10%, а примерно в 3 раза. В случае эллиптического отверстия коэффициент концентрации напряжений, равный отношению напряжений около концентратора к номинальному, определяется по формуле

$$K = 1 + 2a/b, \quad (1.2)$$

где a , b – длина и ширина полуосей эллипса.

Высвобождаемая энергия деформации

$$U = \pi\sigma^2 l^2 / (2E). \quad (1.3)$$

где σ – напряжение; l – длина трещины.

Энергия, расходуемая на образование двух новых поверхностей тела у трещины,

$$G = 2l\gamma, \quad (1.4)$$

где γ – удельная плотность поверхностной энергии; E , G – модули упругости и сдвига.

Начиная с некоторой критической длины, трещина высвобождает больше энергии, чем потребляет. При этом трещина развивается стремительно и безостановочно. Критическая длина $2l$ соответствует максимуму общей энергии:

$$W = 2l\gamma - \pi\sigma^2 l^2 / (2E) \rightarrow \max. \quad (1.5)$$

Из условия $dW/(dl) = 0$ находили

$$2\gamma - \sigma^2 l / E = 0; \quad (1.6)$$

$$l_c = 2E\gamma/(\pi\sigma^2); \quad (1.7)$$

$$\sigma_c = \sqrt{2E\gamma/(\pi l)}. \quad (1.8)$$

где l_c , σ_c – критические величины длины трещины и напряжения.

При $\sigma < \sigma_c$ трещина не распространяется, при $\sigma > \sigma_c$ трещина развивается безостановочно, так как для увеличения ее длины требуется меньшая нагрузка, а действующая нагрузка остается неизменной. Такое развитие трещин называют неустойчивым.

Если вместо растяжения пластины равномерной нагрузкой в центре трещины к ее берегам приложить две сосредоточенные растягивающие силы, то

$$P_c = \sqrt{2\pi E\gamma l}; \quad (1.9)$$

$$l_c = P_c^2 / (2\pi E\gamma). \quad (1.10)$$

где P_c – критическая нагрузка.

В этом случае имеет место устойчивый рост трещин. После превышения нагрузкой критического уровня трещина развивается постепенно, и длина ее будет возрастать пропорционально квадрату величины нагрузки.

Метод податливости. Им удобно пользоваться при экспериментальном определении интенсивности освобождения энергии. Пусть в упругом теле распространяется трещина, характеризуемая интенсивностью освобождения энергии G , т.е. энергии, необходимой для образования единицы площади новой поверхности трещин:

$$G = P \frac{d\Delta}{dA} - \frac{dU}{dA} = \frac{p^2 \partial \lambda}{2 \partial A}, \quad (1.11)$$

где dA – приращение площади трещины; $\Delta = \lambda P$ – перемещение упругого тела; λ – податливость – величина, обратная жесткости; U – энергия упругой деформации.

Три основных типа трещин. Силовой подход к анализу трещин. Общий случай полей деформации и напряжений у вершины можно получить путем комбинации трех основных типов деформации (рис. 1.2).

Коэффициенты интенсивности напряжений. Механика разрушения призвана дать методику лабораторных испытаний и использование их при проектировании [73, 134, 146, 147, 176].

Такой подход был заложен Ирвином. Он преобразовал концепцию энергетического баланса Гриффитса в силовую концепцию, основанную на анализе поля напряжений у вершины трещины. Ирвин ввел понятие силы, вызывающей увеличение трещины на единицу длины.

Эта сила эквивалентна интенсивности потери энергии полем напряжений у вершины трещины. Переход к интенсивному разрушению наступает в тот момент, когда у вершины трещины достигается критическая интенсивность напряжений, вычисляемая по формулам линейной теории упругости (уравнениям Вестергаарда).

Важнейшим параметром уравнений является коэффициент интенсивности напряжений K , являющийся функцией приложенного напряжения и геометрии трещины. Коэффициент K полностью определяет поле напряжений у вершины трещины.

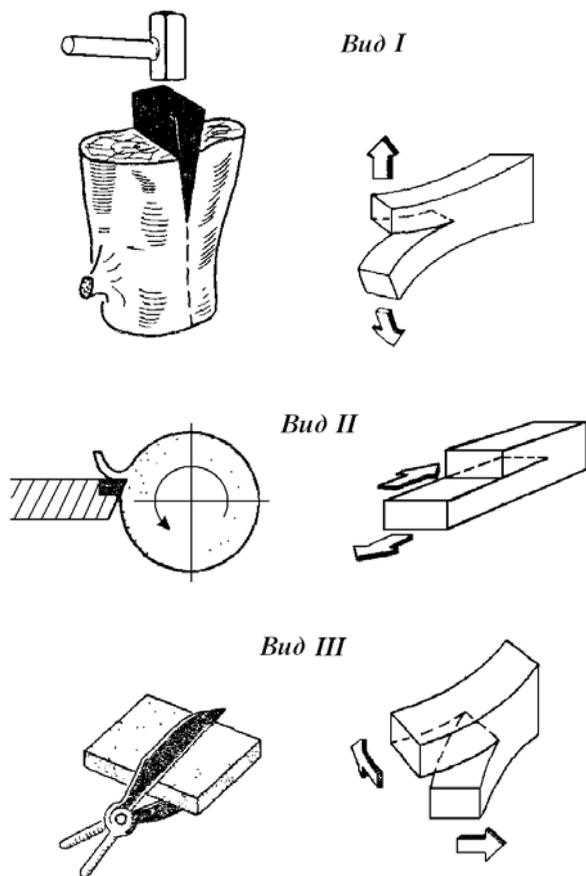


Рис. 1.2. Типы трещин в твердом теле:

I – нормальный отрыв; *II* – поперечный сдвиг; *III* – продольный сдвиг

Для трех видов смещения трещины (рис. 1.2): отрыв, сдвиг в направлении продвижения трещины и сдвиг в поперечном направлении определяют соответствующие коэффициенты интенсивности напряжений K_I , K_{II} и K_{III} . Когда известен коэффициент интенсивности напряжений, поле напряжений на вершине трещины можно определить по формулам [134]:

– **нормальный отрыв:**

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right); \\ \sigma_y &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right); \\ \tau_{xy} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2}; \\ \sigma_z &= \nu(\sigma_x + \sigma_y);\end{aligned}\tag{1.12}$$

– **поперечный сдвиг:**

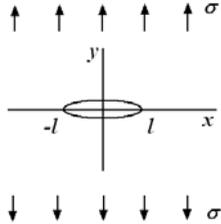
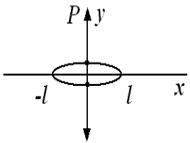
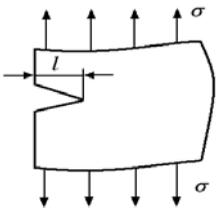
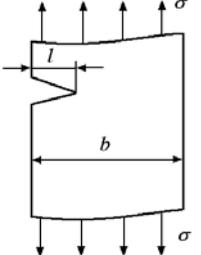
$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(2 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right); \\ \sigma_y &= \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2}; \\ \tau_{xy} &= \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right); \\ \sigma_z &= \nu(\sigma_x + \sigma_y);\end{aligned}\tag{1.13}$$

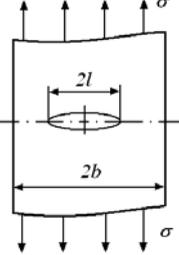
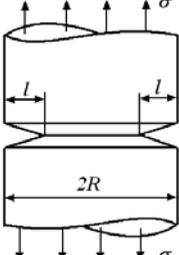
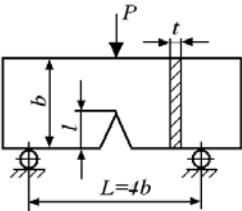
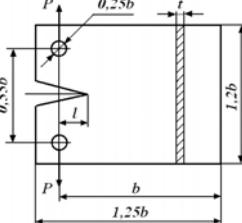
– **продольный сдвиг:**

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \sigma_y = \sigma_z = \tau_{xy} = 0; \\ \tau_{xy} &= -\frac{K_{III}}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2}; \\ \tau_{yz} &= -\frac{K_{III}}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2}.\end{aligned}\tag{1.14}$$

Таким образом, поле напряжений определяется коэффициентом интенсивности напряжений (табл. 1.2). Этим коэффициентом определяется также то, что происходит внутри зоны пластичности. Коэффициент K_I есть мера всех напряжений и деформаций. Когда напряжения и деформации при вершине трещины достигают критических значений, происходит расширение трещины.

1.2. Коэффициенты интенсивности напряжений

Номер схемы	Форма образца и схема нагружения	Условие нагружения	Формула для коэффициента интенсивности напряжений
1		Неограниченная плоскость с трещиной, растяжение перпендикулярно трещине	$K = \sigma\sqrt{\pi l}$
2		Неограниченная плоскость с трещиной, растяжение сосредоточенными силами	$K = P/\sqrt{\pi l}$
3		Полуплоскость с краевой поперечной трещиной, растяжение перпендикулярно трещине	$K = 1,12\sigma\sqrt{\pi l} = 1,99\sqrt{l}$
4		Полоса с краевой поперечной трещиной, осевое растяжение	$K = \sigma\sqrt{l}Y(\lambda),$ $\lambda = l/b (\lambda < 0,7),$ $Y(\lambda) = 1,99 - 0,41\lambda + 18,70\lambda^2 - 38,40\lambda^3 + 53,85\lambda^4$

Номер схемы	Форма образца и схема нагрузки	Условие нагрузки	Формула для коэф- фициента интензив- ности напряжений
5		<p>Полоса с центральной поперечной трещиной, осевое растяжение</p>	$K = \sigma\sqrt{\pi l}Y(\lambda),$ $\lambda = l/b(\lambda < 0,7),$ $Y(\lambda) = 1 + 0,128\lambda - 0,288\lambda^2 + 1,525\lambda^3$
6		<p>Цилиндр с внешней кольцевой трещиной, осевое растяжение</p>	$K = \sigma\sqrt{l}Y(\lambda),$ $\lambda = l/R,$ $\lambda = 0,03 Y(\lambda) = 1,88$ $\lambda = 0,05 Y(\lambda) = 1,82$ $\lambda = 0,1 Y(\lambda) = 1,66$ $\lambda = 0,2 Y(\lambda) = 1,41$ $\lambda = 0,4 Y(\lambda) = 1,01$
7		<p>Балка с краевой поперечной трещиной, изгиб сосредото- ченной силой</p>	$K = \frac{6P\sqrt{l}}{tb} Y(\lambda),$ $\lambda = l/b (\lambda < 0,6),$ $Y(\lambda) = 1,93 - 3,07\lambda + 14,53\lambda^2 - 25,1\lambda^3 + 25,8\lambda^4$
8		<p>«Компактный» образец, растяже- ние сосредото- ченными силами</p>	$K = \frac{6P\sqrt{l}}{tb} Y(\lambda),$ $\lambda = l/b,$ $Y(\lambda) = 29,6 - 185\lambda + 655\lambda^2 - 1017\lambda^3 + 639\lambda^4$

Силовой критерий Дж. Р. Ирвина начала роста трещины имеет вид

$$K = K_c. \quad (1.15)$$

Это означает, что при достижении K_I критического значения K_{Ic} произойдет разрушение. Можно предполагать, что K_{Ic} есть константа материала, критическое значение коэффициента интенсивности напряжений в момент разрушения

$$K_{Ic} = \sigma_c \sqrt{\pi a}. \quad (1.16)$$

Это выражение для коэффициента интенсивности напряжений справедливо лишь для бесконечной пластины. Для пластины конечных размеров эта формула принимает вид

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi l} f(l/W), \quad (1.17)$$

где W – ширина пластины. Для определения K_{Ic} необходимо знать функцию $f(l/W)$. Безусловно, $f(l/W)$ для малых значений l/W стремится к единице.

Истинное значение K_{Ic} можно получить опытным путем только в том случае, если перемещения точек пластины перпендикулярно ее плоскости достаточно малы, т.е. когда пластина имеет достаточную толщину. Коэффициенты интенсивности напряжений обычно представляются в виде

$$K = \sigma \sqrt{\pi l Y} \quad \text{или} \quad K = \sigma \sqrt{l Y}. \quad (1.18)$$

Безразмерные множители Y носят в механике разрушения название Y -тарировки. Они зависят от отношений длины трещины l к размерам тела, например к толщине сечения b , т.е. от числа $\lambda = l/b$. Эта зависимость обычно представляется таблицей или приближенной формулой, часто многочленом

$$Y(\lambda) = c_0 + c_1 \lambda + c_2 \lambda^2 + c_3 \lambda^3 + \dots \quad (1.19)$$

Если инженер обнаружит в справочнике подходящую Y -тарировку, то задача расчета конструкции на разрушение для него чрезвычайно упростится, ведь ему уже не нужно решать сложнейшую математическую задачу. Коэффициент K_{Ic} есть мера трещиностойкости материала. Поэтому K_{Ic} называют вязкостью разрушения при ПДС. Для материалов с малой вязкостью разрушения допускаются только

маленькие трещины. Очевидно, материал с наибольшей вязкостью разрушения имеет наибольшую остаточную прочность.

Концентрация напряжений зависит от реального радиуса кривизны трещины и ее вершин, который точно определить невозможно.

Решено сравнивать не сами напряжения, а величину

$$\lim_{s \rightarrow 0} (\sigma_y \sqrt{s}), \quad (1.20)$$

где s – малое расстояние по линии трещины от ее вершины до некоторой точки, где действует напряжение σ_y .

Этот предел получил название коэффициента интенсивности напряжений. Размерность его $[FL^{-3/2}]$. Для растянутой равномерно распределенной нагрузкой пластины с трещиной

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi l}. \quad (1.21)$$

В момент локального разрушения коэффициенты K_I , K_{II} и K_{III} считаются равными критическим величинам. При плоском напряженном состоянии

$$K_{Ic} = \sqrt{2E\gamma}. \quad (1.22)$$

При плоской деформации

$$K_{Ic} = \sqrt{2E\gamma} / \sqrt{(1-\nu^2)}. \quad (1.23)$$

Величина K_I рассматривается как некоторая постоянная материала. Из условий $K_I = K_{Ic}$ имеем:

$$\sqrt{2E\gamma} = \sigma_c \sqrt{\pi l}; \quad (1.24)$$

$$\sqrt{2E\gamma} = P_c \sqrt{\pi l}, \quad (1.25)$$

откуда

$$\sigma_c = \sqrt{2E\gamma / (\pi l)}, \quad (1.26)$$

$$P_c = \sqrt{2\pi E\gamma l}. \quad (1.27)$$

1.3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ СПОСОБЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ ИНТЕНСИВНОСТИ НАПРЯЖЕНИЙ

В линейной механике разрушения (ЛМР) полагают, что материал везде, кроме малой области вблизи кончика трещины, является линейно-упругим, однородным изотропным.

Силловые (K_{Ic} и K_c), энергетические (G_{Ic} и G_c) и деформационные (δ_c) критерии (ЛМР) определяют в опытах на образцах с искусственно созданной трещиной.

Надрез устраивают путем укладки пленки на место будущего надреза или пропила в затвердевшем бетоне. Балочные образцы испытывают по 3-точечной или 4-точечной схемам. Нагрузка постепенно увеличивается. При критическом ее значении из надреза разовьется трещина.

Тогда

$$K_{Ic} = \sigma_{nc} \sqrt{\pi l} Y(\lambda), \quad (1.28)$$

где σ_{nc} – номинальное напряжение в ослабленном сечении у кончика трещины при критической нагрузке; l – длина надреза; h – высота образца; $\lambda = l/h$; $Y(\lambda)$ – полином, учитывающий конечность размеров образца

$$\sigma_{nc} = \sigma M_c / b(h-l)^2, \quad (1.29)$$

где M_c – критический изгибающий момент; b – ширина образца (рис. 1.3).

В образцах типа «двойная консоль» имеются два наружных паза, расположенных вдоль призмы. Нагрузка прикладывается на одном из концов призмы в виде двух противоположно направленных сосредоточенных сил. При испытании по схеме «двойное кручение» образец нагружается четырьмя силами $F/2$, вызывающими два крутящих момента $FW_{tw}/2$.

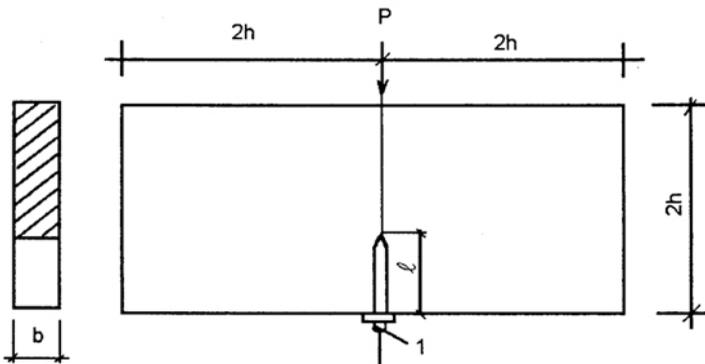


Рис. 1.3. Определение K_{Ic} на балочках с надрезом, схема 3-точечного изгиба:

l – датчик ширины раскрытия трещины

Критическая скорость высвобождения энергии G_{Ic} определяется косвенным путем. Для линейно-упругого материала при плоском напряженном состоянии

$$G_{Ic} = K_{Ic}^2 \sqrt{(1-\nu^2)} / E. \quad (1.30)$$

При плоской деформации

$$G_{Ic} = K_{Ic}^2 / E. \quad (1.31)$$

Существуют и экспериментальные методы определения G_{Ic} . В одном из них определяют прогибы балочки Δf от нагрузки P , вычисляют dC/dl для серии изгибаемых образцов-близнецов, отличающихся длиной начальной трещины l :

$$G_{Ic} = \frac{F_c^2}{2b^2} \frac{dC}{dl}, \quad (1.32)$$

где F_c – критическая нагрузка на образец; b – ширина; dC/dl – значение производной «податливости» по длине трещины.

1.4. НЕЛИНЕЙНАЯ МЕХАНИКА РАЗРУШЕНИЯ

Разработано несколько моделей нелинейной механики разрушения (НЛМР). Все они учитывают псевдопластические деформации бетона вблизи устья развивающейся трещины (рис. 1.4).

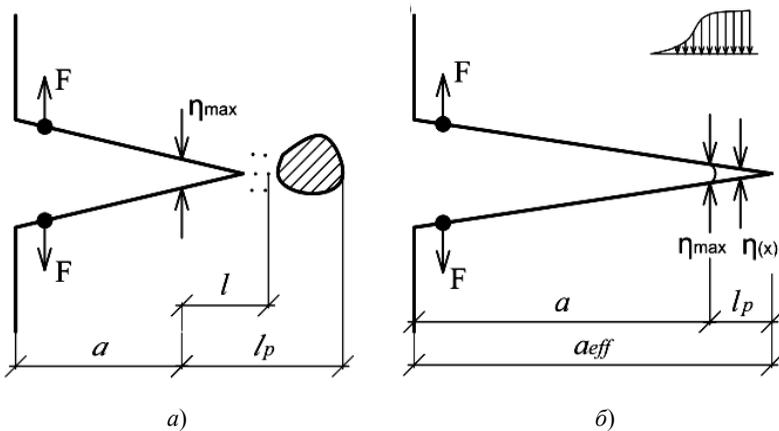


Рис. 1.4. Реальная трещина (а) и идеальная модель трещины (б) с зоной предразрушения

На участке Q (рис. 1.4, *a*) берега трещины не контактируют между собой, на участке l_p между берегами трещины действуют силы ослабленных межчастичных связей. Трещина начнет развиваться, если раскрытие ее на границе между зонами a и l_p достигает некоторого критического значения η_{\max} .

Интеграл Рауса – характеризует суммарную плотность энергии деформации вдоль замкнутого контура, окружающего кончик трещины. Для линейно-упругих материалов в стадии локального разрушения значение J -интеграла (J_{Ic}) эквивалентно энергии, необходимой для увеличения поверхности трещины на некоторую малую величину, равную критической скорости высвобождения упругой энергии деформирования, т.е. $J_{Ic} = G_{Ic}$.

Величину J_{Ic} -интеграла определяют по изменению потенциальной энергии dU при продвижении кончика трещины на величину dl (рис. 1.5)

$$J_{Ic} = -\frac{1}{b} \frac{dU}{dl}, \quad (1.33)$$

где b – ширина образца.

Более точный метод экспериментального определения J_{Ic} состоит в измерении площади кривых нагрузка–перемещение по линии разгрузки для серии идентичных образцов с различной глубиной надреза.

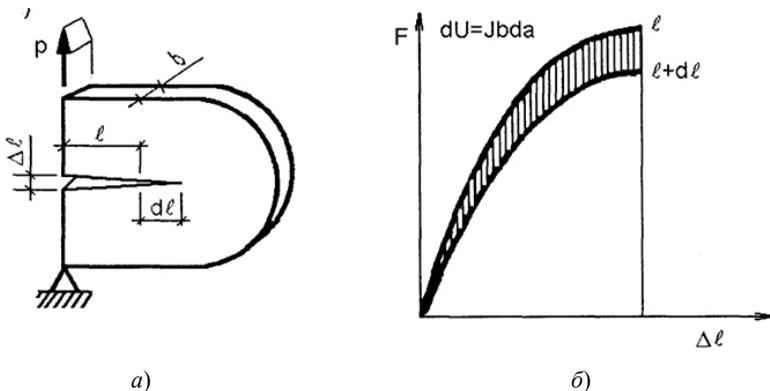


Рис. 1.5. Экспериментальное определение J -интеграла:

a – контур, по которому производится интегрирование; b – диаграмма нагрузка–перемещение по линии нагрузки; заштрихованная площадь отвечает изменению энергии при продвижении кончика трещины на величину dl

Удельная плотность поверхностной энергии γ . Определяется теми же методами, что и K_{Ic} . В опытах на изгибаемых образцах с надрезом при условии достаточно медленного нагружения и при достаточной жесткости испытательной машины γ получают из площади полной диаграммы нагрузка–деформация. Полагая, что вся приложенная энергия переходит в поверхностную, имеем

$$\gamma = U/(2A), \quad (1.34)$$

где $2A$ – площадь двух образовавшихся поверхностей разрушения.

Величина плотности фактической (эффективной) поверхностной энергии будет больше истинной поверхностной энергии материала:

$$\gamma_{eff} = \frac{d}{d(2A)} u_{eff}. \quad (1.35)$$

Объясняется это образованием у устья трещины микропластических деформаций, действием сил сцепления между берегами трещины, превращением некоторой части энергии движущейся трещины в тепловую.

Для плоской деформации имеют место следующие соотношения

$$(1 - \nu^2)K_{Ic}/E = G_{Ic} = J_{Ic} = 2\gamma. \quad (1.36)$$

1.5. ПРИНЦИП БЕЙЛИ – ПРИНЦИП ЛИНЕЙНОГО СУММИРОВАНИЯ ПОВРЕЖДЕННОСТЕЙ

Пусть известны диаграммы длительной прочности. При заданных значениях σ_i и T_i разрушение произойдет по прошествии времени $t_*^{(i)}$.

Если время действия напряжения $\Delta t_i < t_*^{(i)}$, разрушения не произойдет, но будет исчерпана часть несущей способности образца, равная $\Delta t_i / t_*^{(i)}$.

Это отношение называют повреждаемостью на i -й ступени. Разрушение наступает, когда сумма повреждаемости становится равной единице:

$$\sum_{i=1}^n \Delta t_i / [t_*^{(i)}(\sigma_i, T_i)] = 1. \quad (1.37)$$

При непрерывном изменении напряжения и температуры принцип Бейли имеет вид

$$\int \frac{dt}{\bar{t}_*[\sigma(t), T(t)]} = 1, \quad (1.38)$$

где \bar{t}_* – время до разрушения при постоянных напряжении и температуре, равных мгновенным значениям $\sigma(t)$ и $T(t)$.

Обозначим через A геометрическую площадь поперечного сечения образца; ω – степень поврежденности (степень уменьшения эффективности площади поперечного сечения); $A(1 - \omega)$ – эффективная площадь поперечного сечения.

Скорость роста дефектов по В. В. Москвитину [127] зависит от имеющихся к данному моменту повреждений и истории нагружения

$$d\omega/dt = f(\omega) \int_0^1 \varphi(t - \xi) \psi[\sigma(\xi)] d\xi, \quad (1.39)$$

где $\varphi(t - \xi)$ – функция, учитывающая влияние на скорость образования в момент времени t напряжений, действовавших в предшествующие моменты времени $\xi \leq t$.

Прочность реальных материалов определяется не только физико-химической природой, но и степенью дефектности структуры. К числу дефектов относятся трещины, пустоты, несплошности контактов на границах зерен и блоков структуры, скопления дислокации, вакансий в кристаллической решетке, слабые включения и другие дефекты.

1.6. ТЕОРИЯ А. В. ЗАБЕГАЕВА

Бетон рассматривается как иерархическая система, на мезоуровне – двухфазный материал, в котором зерна заполнителя включены в цементную матрицу. Вязущим элементом этой системы являются микротрещины в интерфейсе между заполнителем и матрицей, представляющей собой трехфазовую среду.

Предложена [72] упруго-вязко-хрупкая модель бетона (рис. 1.6). Две пружины вверху моделируют твердую матрицу без трещин, а вязкий элемент – жидкогазовую среду. Параметр E_{si} характеризует сопротивление бетона, обусловленное скольжением краев трещин в интерфейсе; E_{mc} – характеризует жесткость матрицы с трещинами; E_M – аналогичный параметр для матрицы без трещин; $\bar{E}_M = E_M - E_c$; b – коэффициент вязкости.

При $\bar{\sigma} = \sigma/\sigma_u \approx 0,4 \dots 0,6$ левая пружина выходит из строя, что соответствует началу распространения трещин, и происходит выдавливание воды из пор в трещины (разрушение клапана вязкого эле-

мента). При $\bar{\sigma} \approx 0,75...0,85$ вторая пружина верхнего элемента также выходит из строя и это соответствует образованию сети микротрещин в матрице, т.е. началу разрушения образца. Этот уровень рассматривается как предел прочности (рис. 1.6).

При $\bar{\sigma} \geq 0,75...0,85$ сопротивление рассматривается как временное, обусловленное главным образом деформациями вязкого элемента. В случае быстрых нагружений жидкая фаза ведет себя как несжимаемая жидкость, блокируя деформацией верхнего элемента и оставляя возможность деформирования только нижней пружины. При этом $E_{si} = E_b$.

Если обозначить через \bar{R}_b независимый предел прочности, то напряжения, соответствующие началу роста трещин, равны $0,67 \sigma_b$.

Для

$$\sigma_b \leq 0,67 \bar{R}_b E_M = KE_{si} / (E_{si} - K_I); \quad (1.40)$$

$$0,67 \bar{R}_b < \sigma_b < E_{MC} = KE_{si} / (E_{si} - K_I), \quad (1.41)$$

где K_I – параметр общей жесткости бетона с трещинами, получаемый из опыта как секущий модуль кривой полных деформаций нелинейной ползучести.

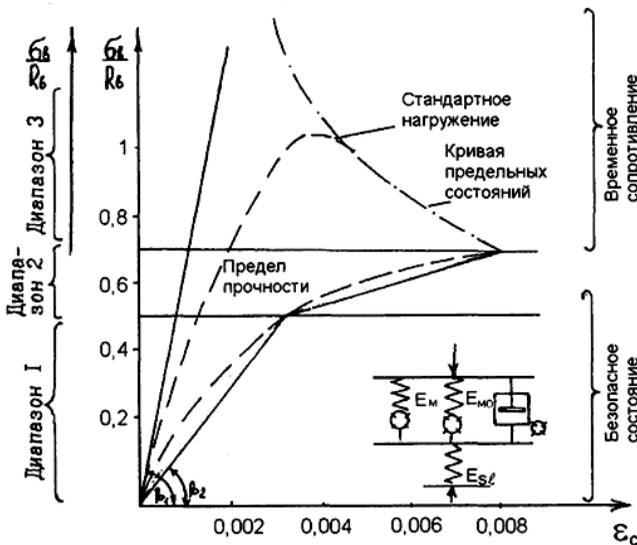


Рис. 1.6. Диаграмма относительная прочность – деформация бетона

1.7. МЕХАНИКА РАЗРУШЕНИЯ КЛЕЕВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Общие сведения по этому вопросу см. в работе [64] и в п. 2.5 данной книги. Экспериментальные исследования с помощью меченых атомов, люминесцентного анализа, лазерной микроскопии показали, что разрушение адгезионных соединений носит когезионный характер.

Прочность адгезионных соединений можно увеличить путем:

- повышения энергии адгезионного взаимодействия (механохимическая обработка, применение кремнийорганических соединений, повышение шероховатости подложек);
- снижения уровня остаточных напряжений повышением релаксационных свойств клеевых композиций.

Общий подход к проблеме разрушения сформулирован [64] исходя из энергетического баланса. Часть энергии, передаваемой образцу при нагружении, может быть запасена в виде упругой деформации связей, часть будет рассеиваться при разрыве связей и при вязком течении полимера. В адгезионных соединениях при образовании трещины материал сверху и снизу различен. Критическое напряжение, найденное Гриффитсом, является классическим примером когезионного разрушения. Трещина будет развиваться тогда, когда энергия, приходящаяся на единицу площади поверхности трещины, превышает энергию разрыва связей, пересекающих эту единичную поверхность. Для клеевых соединений приращение трещины может целиком находиться в области адгезива или подложки. Освобожденная поверхностная энергия равна либо когезионной энергии подложки γ_c^m , либо когезионной поверхностной энергии адгезива γ_c^f , либо адгезионной энергии γ_a^{fm} .

В общем случае поверхностная энергия может состоять из одной или более компонентов:

$$\gamma = \gamma_c^f + \gamma_c^m + \gamma_a^{fm}. \quad (1.42)$$

Энергетический принцип для виртуального увеличения площади трещины dA утверждает, что

$$d/dA \text{ (затраченная работа)} \geq d/dA \text{ (диссипация энергии)}. \quad (1.43)$$

1.8. ТЕОРИЯ ПРОЧНОСТИ МОРА (1860)

Согласно этой теории нарушение прочности происходит тогда, когда на некоторой площадке с нормалью ν возникает наиболее неблагоприятная комбинация нормального и касательного напряжений [160]. Запишем это условие в виде

$$\tau_\nu = f(\sigma_\nu). \quad (1.44)$$

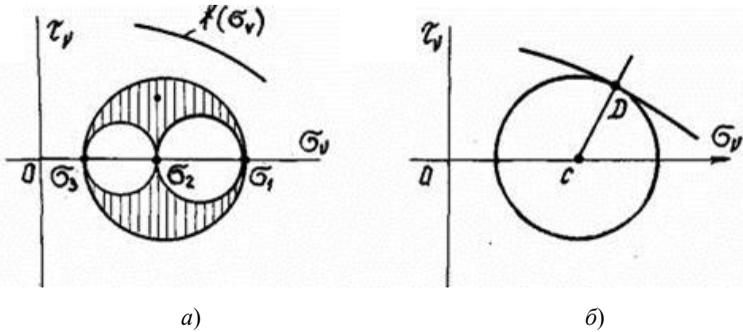


Рис. 1.7. Окружности Мора

Чтобы сформулировать условие Мора (1.44) в терминах главных напряжений, воспользуемся кругами напряжений Мора.

Если $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, то мы можем в одной плоскости построить три окружности Мора (рис. 1.7, а).

Если окружность большого круга Мора не касается предельной кривой, как показано на рис. 1.7, а, то разрушения не произойдет. Если круг Мора коснется предельной кривой (рис. 1.7, б), то произойдет локальное разрушение. Следовательно, становится ясным, как построить предельную кривую $\tau_v = f(\sigma_v)$. Необходимо провести несколько испытаний до разрушения при различных однородных напряженных состояниях, т.е. различных соотношениях σ_1, σ_3 , а затем построить круги Мора. На рисунке 1.8 построены три предельных круга Мора для случаев растяжения чистого сдвига и сжатия. Огибающая этих предельных окружностей и будет предельной кривой. Наиболее просто построить предельные окружности Мора при растяжении и сжатии (рис. 1.9, а). Проведем к ним касательную и допустим, что эта касательная служит предельной огибающей $\tau_v = f(\sigma_v)$.

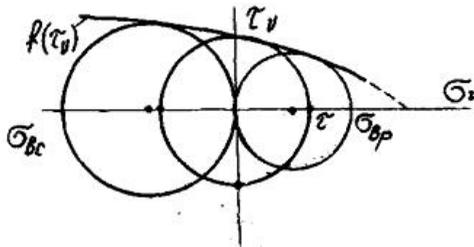


Рис. 1.8. Три предельных круга Мора

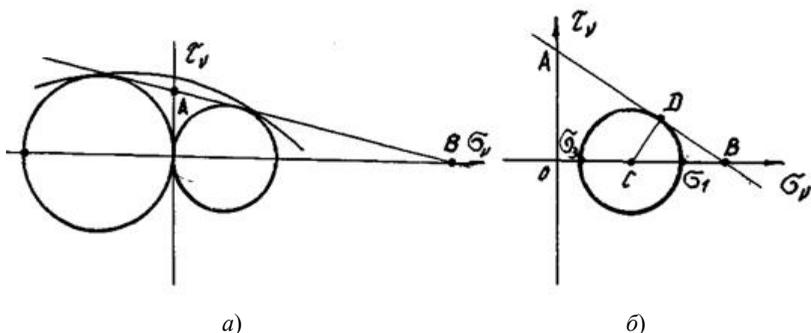


Рис. 1.9. Произвольная предельная окружность Мора

Рассмотрим теперь произвольную предельную окружность Мора, касающуюся предельной прямой огибающей (рис. 1.9, б). Из подобия треугольников AOB и CDB следует

$$\frac{CD}{AO} = \frac{CB}{OB}. \quad (1.45)$$

Поскольку

$$CD = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}; \quad OC = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}; \quad CB = OB - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, \quad (1.46)$$

то

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2AO} = \frac{OB - (\sigma_1 + \sigma_3)}{AB}. \quad (1.47)$$

Так как отрезки AO , OB , AB фиксированы, то получаем связь между σ_1 и σ_3 в виде

$$\sigma_1 = a\sigma_3 + b. \quad (1.48)$$

В случае растяжения в предельном состоянии $\sigma_1 = \sigma_{yt}$, $\sigma_3 = 0$ и потому $b = \sigma_{yt}$. В случае сжатия $\sigma_1 = 0$, $\sigma_3 = -\sigma_{yc}$.

Следовательно, $a = \frac{b}{\sigma_{yc}} = \frac{\sigma_{yt}}{\sigma_{yc}} a$. Таким образом, условие разрушения по Мору принимает вид

$$\sigma_{\text{ЭКВ}} = \sigma_1 - \frac{\sigma_{yt}}{\sigma_{yc}} \sigma_3 = \sigma_{yt}. \quad (1.49)$$

Условие прочности для хрупких материалов по Мору принимает вид:

$$\sigma_{\text{экв}} = \sigma_1 - \frac{\sigma_{\text{нл}}}{\sigma_{\text{ис}}} \sigma_3 \leq [\sigma]_{\text{р}}. \quad (1.50)$$

где $[\sigma]_{\text{р}} = \frac{\sigma_{\text{нл}}}{n}$ – допустимое напряжение на растяжение.

Для пластичных материалов ($\sigma_{\text{уд}} = \sigma_{\text{yc}}$) условие (1.49) превращается в условие прочности по Сен-Венану. Отметим, что у некоторых пластичных материалов пределы текучести при растяжении и сжатии различны, т.е. ($\sigma_{\text{уд}} \neq \sigma_{\text{yc}}$). В этом случае условие Мора (1.49) преобразуется в условие пластичности для таких материалов:

$$\sigma_{\text{экв}} = \sigma_1 - \frac{\sigma_{\text{yl}}}{\sigma_{\text{yc}}} \sigma_3 = \sigma_{\text{yl}}. \quad (1.51)$$

Недостатком теории Мора является то, что она не учитывает среднего главного напряжения σ_2 , т.е. по существу обоснована только для плоского напряженного состояния.

Чтобы устранить этот недостаток, Шлейхером (1926) было предложено считать, что предельное состояние (разрушение) достигается тогда, когда возникает наиболее неблагоприятная комбинация октаэдрических касательного и нормального напряжений:

$$\tau_{\text{окт}} = f(\sigma_{\text{окт}}). \quad (1.52)$$

При

$$\tau_{\text{окт}} = f(\sigma_{\text{окт}}) = \text{const} = C$$

приходим к условию пластичности Мизеса (прямая 1–1 на рис. 1.10). В общем случае предельная кривая $f(\sigma_{\text{окт}})$ является гладкой. Прямая 2–2 соответствует хрупкому разрушению от всестороннего растяжения. Эта кривая задается некоторым аналитическим выражением, соответствующим экспериментальным данным.

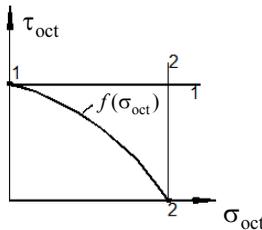


Рис. 1.10. Условие пластичности Мизеса

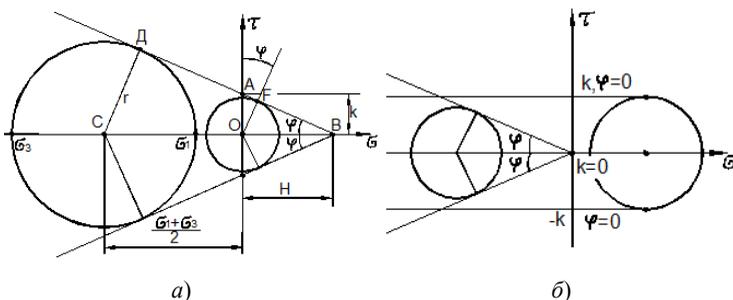


Рис. 1.11. Круги напряжений Мора

В механике горных пород теория прочности Мора нашла широкое применение.

На рисунке 1.11, *a* изображен круг напряжений Мора радиусом r произвольного предельного напряженного состояния, а также круг Мора в предельном состоянии для напряженного состояния чистого сдвига.

Уравнение предельной прямой AB представим в виде

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + k, \quad (1.53)$$

где k – коэффициент сцепления горных пород; σ – сопротивление всестороннему растяжению; φ – угол внутреннего трения.

Если $\varphi = 0$, $k = \tau_t$, то среду называют идеально связной (металлы, бетон, гранит и др.). Если $k = 0$, то среду называют сыпучей (сухой песок). Последняя совершенно не воспринимает растяжение (рис. 1.11, *b*).

Из подобия $СДВ$ и OFB (рис. 1.11, *a*) находим

$$\frac{CD}{OF} = \frac{CB}{OB} \quad (1.54)$$

или с учетом

$$OF = \cos \varphi, \quad OB = H, \quad CD = r = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}, \quad CB = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} + H \quad (1.55)$$

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2k \cos \varphi} = 1 + \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2H}, \quad (1.56)$$

откуда

$$\sigma_1 - \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \sigma_3 = \frac{2k \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}. \quad (1.57)$$

Величины

$$R = \frac{2k \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}; \quad a = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1.58)$$

представляют собой параметры предельного состояния горной породы.

Величина R может быть названа расчетным сопротивлением среды. Оба параметра R и a выражены через два других параметра предельного состояния: сцепления среды k и угол внутреннего трения φ .

Определяем главные напряжения по формуле

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + 4\sigma_{12}^2}. \quad (1.59)$$

1.9. НЕКОТОРЫЕ ФУНДАМЕНТАЛЬНЫЕ СВОЙСТВА МАТЕРИАЛОВ

Разрыхление материала при пластической деформации.

Новожилов В. В. теоретически показал, что всякая пластическая деформация сопровождается остаточным монотонным увеличением объема, которое физически можно представить как образование в теле микропустот, т.е. как «пластическое разрыхление».

В качестве причин упрочнения материала В. В. Новожилов выдвинул следующие гипотезы:

- упрочнение, обусловленное возрастанием внутреннего трения;
- упрочнение, обусловленное внутренними упругими силами межзерновой и межблочной природы.

По первой причине граница области упругих деформаций всесторонне расширяется, по второй – сжимается как жесткое целое. Фактически на упрочнение влияют обе отмеченные гипотезы.

Разжижение песка. Происходит под действием вибрационных нагрузок. Водонасыщенный песок превращается в тяжелую вязкую жидкость. Разжижение является сложным стадийным процессом, зависящим от состава и состояния грунта и вида воздействия. Со временем свойства вязкой жидкости утрачиваются и происходит упрочнение. Отдельные виды песков «пльвуны» обладают высокой чувствительностью к нарушению структуры и способны длительное время пребывать в разжиженном состоянии. «Псевдопльвуны» – пески, разжижающиеся вследствие фильтрационных процессов и быстро восстанавливающие прочность.

Критическое время сопротивления материала – время, в течение которого его прочность не должна снизиться по сравнению с кратковременной больше, чем на определенную величину.

Твердость – разнообразные характеристики сопротивляемости материала деформации.

Термическая стойкость – способность материала выдерживать без разрушения переменную температуру и термические напряжения.

Ползучесть – нарастание деформаций при постоянном напряжении. При $\bar{F} = 0,4 \dots 0,5$ деформации ползучести пропорциональны напряжениям, т.е. имеет место линейная ползучесть. Для железобетонных конструкций интенсивное нарастание деформаций ползучести происходит в течение первых 100 сут после нагружения. После трех лет деформации ползучести затухают. Причиной их развития являются перемещения воды в порах геля, вязкие деформации гелевой составляющей и деформации скелета. При возникновении в бетоне трещин проявляются пластические деформации.

Устойчивость форм равновесия. Равновесие может быть устойчивым, безразличным (нейтральным) и неустойчивым. При определенных условиях может быть не единственное положение равновесия. Потеря устойчивости первоначальной формы равновесия часто является причиной исчерпания работоспособности и приводит к аварии или аварийной ситуации. Так, потеря устойчивости элемента соединительной решетки в одном из элементов мостовой фермы привела к катастрофе строящегося моста в Квебеке (Канада).

В процессе работы некоторых конструкций, например днища в корпусе судна, предусматривается возможность потери местной устойчивости в упругой области работы материала.

Устойчивость является одним из свойств движения системы. Равновесие системы неустойчиво, если малое возмущение вызывает движение, уводящее систему от невозмущенного состояния.

Системы, теряющие устойчивость с перескоком. Примерами их являются полая арка, хлопающая мембрана. Потеря устойчивости изгибной формы равновесия, при которой конструкция сохраняет первоначальную выпуклость вверх, сопровождается прощелкиванием в новую форму с изгибом выпуклостью вниз. При $f \leq 1,5\delta$ мембрана неспособна к прощелкиваниям. Возможны и различные изгибные формы равновесия оболочек (например, ромбовидные вмятины цилиндрических оболочек). Системы чувствительны к несовершенствам.

Выносливость материала. При переменных во времени напряжениях материал хрупко разрушается после некоторого числа циклов изменения напряжений при условии превышения максимальными напряжениями предела выносливости.

Условный предел выносливости – величина напряжений, вызывающих разрушение при числе циклов, равном заданному.

Предел выносливости – наибольшее напряжение, при котором не наступает разрушение, как бы ни было велико число циклов нагружения.

На рисунках 1.12 – 1.19 приведены из работы [24] типичные кривые, характеризующие некоторые фундаментальные свойства материалов. Здесь T – температура плавления; G – модуль сдвига (подробнее см. работы [44, 58, 116, 118, 176, 198]).

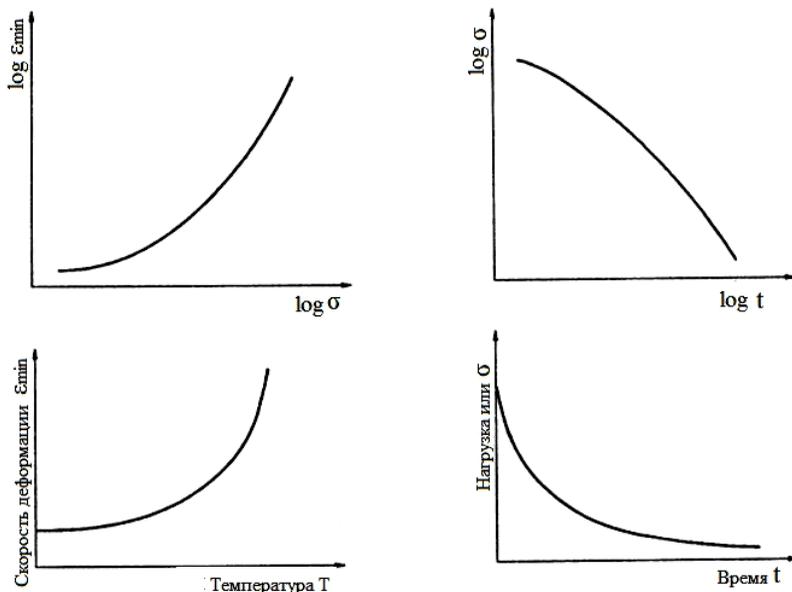


Рис. 1.12. Типичные кривые зависимости:

- a* – логарифма скорости деформирования от логарифма напряжений;
- b* – логарифма начального напряжения от логарифма времени до разрушения;
- v* – минимальной скорости ползучести от температуры;
- z* – нагрузки от времени при постоянной деформации (кривые релаксации)

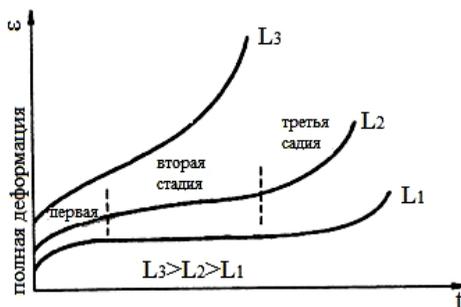


Рис. 1.13. Типичные кривые ползучести для различных нагрузок

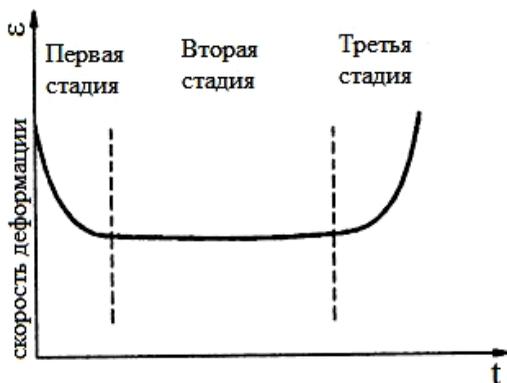


Рис. 1.14. Типичная кривая зависимости скорости деформации от времени

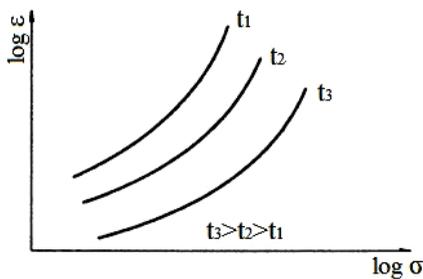


Рис. 1.15. Изохорные кривые ползучести

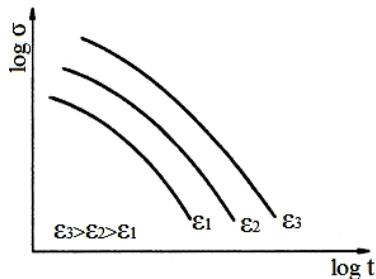


Рис. 1.16. Изодоформационные кривые

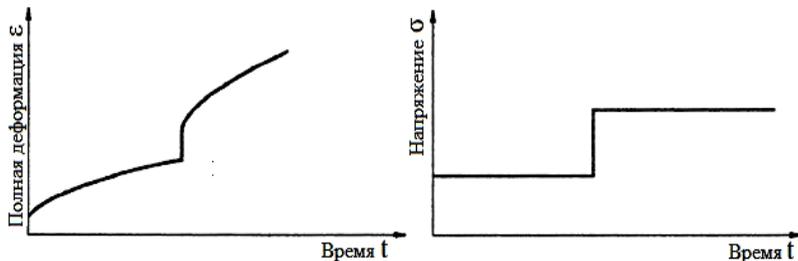


Рис. 1.17. Типичная реакция на ступенчатое нагружение при ползучести



Рис. 1.18. Влияние разгрузки на ползучесть

Предел ползучести – напряжение, при котором деформация ползучести через определенный промежуток времени при данной температуре получит заранее заданную величину.

Известны два механизма ползучести металлов: дислокационная и диффузионная. При небольших напряжениях движение дислокации замедляется или прекращается, но ползучесть продолжается из-за движения большого числа атомов – диффузионного течения из зоны сжатия в зону растяжения. Обобщенная диаграмма механизмов деформации приведена на рис 1.19.



Рис. 1.19. Карта механизмов деформации

2. РАЗРУШЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ

2.1. НОРМАТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К СТРОИТЕЛЬНЫМ КОНСТРУКЦИЯМ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Каждое здание, сооружение или отдельная конструкция имеют определенное назначение и эксплуатируются в определенных условиях. Требования, которым должны отвечать здания и сооружения, главным образом касаются [ФЗ № 384 от 30.12.2009]:

- безопасности людей и окружающей среды;
- обеспечения протекания технологических процессов, для реализации которых строится объект;
- обеспечения определенного уровня гигиены и комфорта;
- создания приемлемых условий для поддержания объекта в требуемом рабочем состоянии.

Под нормативным сроком службы понимают продолжительность безотказного функционирования здания и всех несущих конструкций.

Конструкции должны удовлетворять требованиям по условиям эксплуатации, а именно, соответствовать климатическим условиям района строительства, атмосферным нагрузкам, сейсмическим и другим воздействиям, характеристикам грунтов, степени пожарной опасности и главное соответствовать нормативному сроку службы (табл. 2.1 – 2.3).

2.1. Нормативные сроки службы элементов жилых зданий и конструкций

Элементы зданий и конструкций	Нормативный срок службы
Фундаменты бетонные	100...125 лет
Стены кирпичные и крупнопанельные	125 лет
Перекрытия железобетонные	100...125 лет
Перекрытия деревянные	60 лет
Деревянные стропила и обрешетка	50 лет
Кровля из керамической черепицы	80 лет
Кровля из асбестоцементных листов	30 лет

2.2. Классификация жилых зданий по капитальности и нормативный срок службы

Группа зданий	Характеристика здания и конструктивных элементов	Срок службы здания, лет
I	Здания каменные, особо капитальные; фундаменты – каменные и бетонные; стены – каменные (кирпичные) и крупноблочные; перекрытия – железобетонные	150
II	Здания каменные, обыкновенные; фундаменты – каменные; стены – каменные (кирпичные), крупноблочные и крупнопанельные; перекрытия – железобетонные или смешанные, а также каменные своды по металлическим балкам	125
III	Здания каменные, облегченные; фундаменты каменные и бетонные; стены облегченной кладки из кирпича, шлакоблоков, ракушечника; перекрытия деревянные, железобетонные или каменные своды по металлическим балкам	100
V	Здания сборно-щитовые, каркасные, глинобитные, саманные, фахверковые; фундаменты – на деревянных ступях при бутовых столбах; стены – каркасные и др.; перекрытия – деревянные	30
VI	Здания каркасно-камышитовые, из досок и прочие облегченные	15

2.3. Классификация общественных зданий по капитальности и нормативный срок службы

Группа зданий	Вид зданий, материалы фундаментов, стен, перекрытий	Срок службы здания, лет
I	Здания каркасные, с железобетонным или металлическим каркасом, с заполнением каркаса каменными материалами	175
II	Здания особо капитальные, с каменными стенами из штучных камней или крупных блоков; колонны и столбы – железобетонные или кирпичные; перекрытия – железобетонные или каменные своды по металлическим балкам	150

Группа зданий	Вид зданий, материалы фундаментов, стен, перекрытий	Срок службы здания, лет
III	Здания с каменными стенами из штучных камней или крупных блоков; колонны и столбы – железобетонные или кирпичные; перекрытия – железобетонные или каменные своды по металлическим балкам	125
IV	Здания со стенами облегченной (каменной) кладки; колонны и столбы – железобетонные; перекрытия – деревянные	100
V	Здания со стенами облегченной кладки; колонны и столбы – кирпичные или деревянные; перекрытия – деревянные	80
VI	Здания деревянные; стены – бревенчатые или брусчатые	50
VII	Здания деревянные каркасные, щитовые	25
VIII	Облегченные здания	15
IX	Палатки, павильоны, ларьки и другие облегченные здания торговли	10

2.2. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Наиболее часто повреждения сооружений происходят из-за ошибок в проектировании оснований и фундаментов.

Фундамент представляет собой часть сооружения, расположенного ниже поверхности земли, и предназначен для передачи нагрузок от сооружения на основание. Основанием считается массив грунта, воспринимающий передаваемую на него нагрузку от сооружений.

Под воздействием нагрузок от сооружения основание деформируется. Эти деформации вызывают дополнительные усилия в конструкциях самого сооружения. Чем меньше и чем равномернее деформируется основание, тем меньше будут дополнительные усилия в конструкциях самого сооружения.

Старинное правило гласит: не экономить на фундаментах. Дело в том, что ошибки, допущенные при проектировании фундаментов, бывает трудно и дорого исправлять. Кроме того, от надежности фундаментов зависит надежность всех остальных конструкций сооружения.

Ошибки при изысканиях, проектировании оснований и фундаментов, производстве работ нулевого цикла, эксплуатации зданий и сооружений (табл. 2.4) являются причинами значительных повреждений несущих и ограждающих конструкций, узлов сопряжения элементов.

2.4. Классификация отказов Э. И. Мулюкова [128]

Группа отказа	Вид отказа
Недостатки изысканий	Неполнота. Ошибки, брак. Отсутствие прогнозов. Низкое качество изысканий.
Ошибки при проектировании оснований и фундаментов	Реализация неполноты изысканий. Игнорирование эволюции грунтов. Отсутствие нормативных документов. Низкое качество проекта. Использование неправильной методики расчета
Низкое качество работ при устройстве оснований и фундаментов	Выветривание грунта в котловане. Затопление котлована. Промораживание основания. Изменение расчетной схемы. Неверная технология работ. Неудовлетворительная консервация объекта при длительных перерывах. Отклонение геометрических осей фундаментов от проектного положения. Грубые ошибки при армировании и бетонировании
Отрицательные (локальные) воздействия на основания и фундаменты	Замачивание водой, технологическими растворами. Насыщение маслами. Температурные воздействия. Динамические воздействия. Нарушение целостности. Механические повреждения
Эволюция инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки	Подтопление территории. Активизация карстово-суффозионного и других нежелательных процессов. Снижение уровня подземных вод. Изменение химического состава грунтовых и подземных вод
Комплексные отрицательные воздействия	Сочетание из ряда вышеперечисленных

Инженерные изыскания (геодезические, геологические, гидрогеологические) должны выполняться с учетом указаний инструкций и других нормативных документов.

На практике допускаются следующие ошибки:

- не учитывается комплекс природных факторов, влияющих на формирование и развитие геологических процессов (геотектонические разломы, подземные реки, морозное пучение);

- не вскрываются слои слабых грунтов вследствие недостаточной глубины или объема горных выработок;

- не определяются в полном объеме характеристики структурно-неустойчивых, просадочных грунтов;

- не определяется пространственная изменчивость свойств грунтов;

- не определяются фильтрационные характеристики подземных вод и их химический состав;

- не приводятся рекомендации для принятия строительных решений;

- не учитывается тип проектируемого сооружения;

- не учитывается возможность и высота затопления площадки;

- не проводятся наблюдения за участками, потенциально склонными к оползням, селям, лавинообразованию;

- не прогнозируется повышение уровня грунтовых вод или длительное обводнение оснований в процессе эксплуатации; возрастание коррозионной активности;

- не учитывается состояние зданий, построенных ранее.

В процессе строительства встречаются следующие ошибки:

- локальные перекопы котлованов;

- затапливание их атмосферными водами;

- промораживание или оттаивание;

- разрушение естественной структуры транспортом;

- нарушение технологии водопонижения;

- попадание под фундаменты чернозема и рыхлого грунта;

- низкое качество работ при устройстве фундаментов;

- недобивка свай до проектных отметок;

- недопустимое отклонение свай от проектного положения;

- повреждение свай при забивке;

- невыполнение конструктивных и водозащитных мероприятий;

- низкое качество бетона;

- нарушение технологии бетонных работ;
- промораживание бетона, приводящее к резкому снижению прочности и появлению трещин;
- плохое качество заделки колонн в стаканную часть фундаментов;
- повреждение фундаментов механизмами;
- изменение проекта фундаментов;
- выполнение обратной засыпки при недостаточной устойчивости фундаментов.

В процессе эксплуатации аварийная ситуация может возникнуть вследствие:

- перегрузки полов, фундаментов или грунта у фундаментов, конструкций;
- отрывки котлованов у фундаментов;
- проявления деформаций просадки, набухания, выщелачивания, ползучести;
- разрушения фундаментов коррозией, снижения прочностных характеристик грунтов при насыщении их маслами и растворами;
- динамических воздействий.

В НИИОСПе проведены исследования по систематизации характерных дефектов забивных и набивных свай, возникающих из-за нарушения технологии устройства фундаментов и воздействия грунтовых условий [178]. Основной причиной разрушения бетона в почве и в теле забивной сваи являются ошибки при выборе сваебойного оборудования. Причинами дефектов при изготовлении свай могут быть: применение бетона класса прочности ниже проектного; установка арматурных каркасов с заниженным диаметром арматуры; концентрация местных напряжений в голове сваи, вызванная внецентренностью удара молота или неудовлетворительным состоянием амортизаторов наголовника.

Микротрещины и выколы в теле сваи могут быть продольными и поперечными. Продольные трещины возникают из-за превышения допустимых сжимающих напряжений при повторяющихся динамических нагрузках, а также при забивке свай в плотные грунты. Наклонные микротрещины появляются в результате действия скручивающих усилий, а поперечные – при изгибе ствола. Поперечные трещины и выколы возможны при растяжении сваи в начале забивки. Трещины допускаются только волосяные усадочного происхождения. Длина трещины поперек сваи не должна превышать половины стороны сваи. При наличии более четырех выколов и раковин глубиной более тол-

щины защитного слоя сваи бракуются. Косой или горизонтальный излом могут возникнуть при встрече ее с препятствием, при занижении класса бетона или диаметра арматуры.

В составных сваях бетон может разрушаться в зоне стыка из-за неплотного соединения, нарушения геометрических размеров закладных деталей стыка.

Трещины в стволе набивной сваи могут быть вызваны: быстрым схватыванием бетона, расслоением жесткого бетона, неправильным соотношением заполнителей. Допустимы трещины волосяные усадочного происхождения. Их длина не должна превышать половины размера сваи.

При проектировании фундаментов на водонасыщенных глинистых грунтах под подошвой следует предусматривать песчаную подушку, чтобы в нее при уплотнении могла перемещаться вода. В противном случае вода движется параллельно подошве и возникает большое дополнительное давление на скелет грунта [1].

Отмечается, что существующая экспертиза качества проектных работ несовершенна и необходимо создать единый центр по экспертизе.

Возведение нового здания вплотную к существующему. Многочисленные примеры, например в работах [12, 67, 80, 99, 102, 168, 203], а также на рис. 2.1, 2.2 показывают, что происходит наклон торцевой части существующего здания с изгибом.

Здания с изгибом. Проблему изучали: Б. И. Далматов (1976); С. Н. Сотников, В. Г. Симагин, В. П. Вершинин (1986); А. Б. Фадеев, Р. А. Мангушев и др. (2006); В. М. Улицкий (2006) и др.

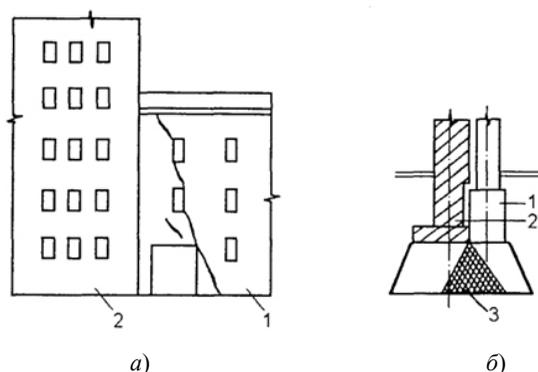


Рис. 2.1. Деформация зданий при пристройках к ним новых зданий:
а – схема трещин; б – сечение фундаментов; 1 – существующее здание;
2 – пристраиваемое здание; 3 – зона приложения дополнительной нагрузки
на основания существующих фундаментов

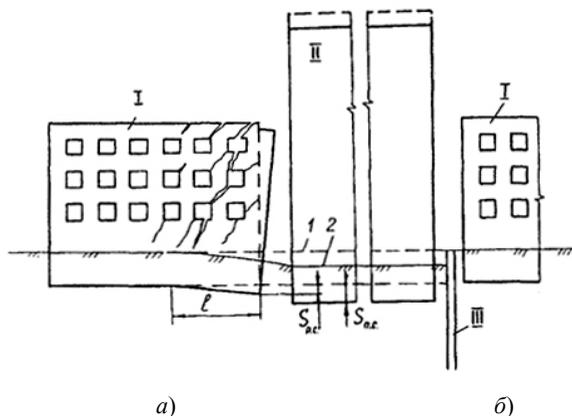


Рис. 2.2. Общая схема деформаций ранее построенного здания (I) в результате пристройки к нему здания большей этажности (II):

а – при отсутствии мероприятий, предотвращающих влияние пристройки на ранее построенное здание; *б* – при осуществлении этих мероприятий в виде разрезки основания шпунтовой стенкой (III); 1 – поверхность земли до пристройки здания; 2 – поверхность после пристройки; $S_{ос}$ – полная осадка основания под смежной стеной ранее построенного здания; $S_{осз}$ – полная осадка под смежной стеной пристройки; l – участок перегиба

По результатам наблюдений, проведенных в Санкт-Петербурге, радиус осадочной воронки у тяжелых зданий достигает 100 м и более. Из практики элеваторостроения известны случаи наклона зданий друг к другу, соприкосания верхних частей и растрескивания. Легкие здания, примыкающие к тяжелым, например магазины, рекомендуется возводить после завершения основных осадок тяжелых зданий.

Воздействие на фундаменты высокой температуры. В промышленном, гражданском и гидротехническом строительстве часто возводят массивные фундаменты мелкого заложения или массивные ростверки для свайных фундаментов. Температурные воздействия строительного и эксплуатационного периодов существенно влияют на напряженно-деформированное состояние фундаментов. Средняя температура массивных конструкций повышается до 30 °С и более, а затем в течение 30...60 дней снижается. Усилия, возникающие, например, в сваях, соизмеримы с усилиями от внешних нагрузок. Сжимающие усилия в сваях, расположенных в центральной части ростверка, достигают 540 кН, а растягивающие в крайних сваях – 250 кН. Объясняется это прогибом свайного ростверка, обусловленным изменением температурного перепада по толщине [135]. После затухания экзотермического

процесса характер распределения усилий в сваях фундамента сохраняется, но усилия снижаются на 50...60%. Растягивающие напряжения в верхней арматуре свайных ростверков достигают 100 МПа. После стабилизации температурного состояния ростверка напряжения в арматуре уменьшились до 40...65 МПа и в дальнейшем мало изменялись.

Сжимающие напряжения возникают в более разогретых средних слоях ростверка, а растягивающие – в более холодных нижних и верхних. Различная скорость остывания центра и краев ростверка вызывает появление растягивающих напряжений в центре ростверка по всей толщине.

При изготовлении массивного ленточного слабоармированного монолитного фундамента на одном из объектов Россошанского химического комбината, возводимого на мелкозернистом песке средней плотности мощностью до 20 м, в теле фундамента были обнаружены вертикальные трещины шириной раскрытия до 10 мм на расстоянии 4...6 м друг от друга. Дефектов основания не обнаружено. Основной причиной появления трещин явились температурные деформации. При длительном действии высоких температур бетон обезвоживается, происходят температурные и усадочные деформации, изменяется структура бетона, понижается модуль упругости (до 30%), снижается сцепление арматуры с бетоном (до 50%). Для сжатых элементов предельная теплостойкость составляет около +150 °С, изгибаемых с предварительно напряженной арматурой – +60...80 °С.

Дефекты при устройстве и эксплуатации фундаментов энергетического оборудования. Приведем некоторые данные из работы [142].

Неровности на поверхности бетона. Возникают вследствие дефектов на лицевой стороне опалубки.

Каверны и поры. Возникают вследствие вовлечения воздушных пузырьков в бетон и раствор, от вмятин и выступов нестроганной опалубки, от скопления при вибрировании наиболее жидкой части цементного раствора, от усадки бетонной смеси, из-за отсутствия отсоса влаги при бетонировании в металлической опалубке.

Раковины могут быть поверхностными, глубинными, сквозными, одиночными или групповыми. Причины их появления состоят в несоблюдении правил подбора состава бетона, расслоении при длительном транспортировании, неправильной укладке и уплотнении смеси.

Пустоты – полости неопределенных размеров. Возникают в местах насыщения арматуры, скопления и пересечения закладных деталей.

Изъяны – углубления в бетоне, недостаточный защитный слой, обнажение арматуры.

Необработанные рабочие швы. Хорошо обработанные швы обеспечивают хорошее сцепление старого бетона с новым. Недостаточная подготовка поверхности снижает качество сцепления, вызывает коррозию арматуры, фильтрацию грунтовых вод. К недостаткам относят: случайные обрывы без устройства организованных вертикальных выгородок, расплыв бетона, скопление рыхлых прослоек, посторонних включений, мусора.

Сколы или отколы. Возникают от механических повреждений при распалубке недостаточно окрепшего бетона, транспортировании, складировании и монтаже.

Рыхловатость структуры. Появляется при замораживании бетона в раннем возрасте; при многократном замораживании – оттаивании.

Дефекты опорных конструкций. К ним относятся: опирание агрегатов или емкостей не на все предусмотренные проектом балки; геодезические ошибки; разность осадок соседних опор из-за недостаточного уплотнения грунта; нестабилизированные деформации; перекосы и неравномерное опирание, приводящее к дополнительным динамическим нагрузкам; ограничение свободных перемещений скользящих и катковых опор.

Повышение уровней вибраций из-за дефектов опорных конструкций. Предельные величины уровней вибрации с точки зрения воздействий на оборудование приведены в технических условиях на проектирование и в специальной технической литературе. Повышение уровня вибраций ускоряет все разрушительные процессы и приводит к преждевременному выходу из строя оборудования. Причиной повышенной вибрации являются: отступление от проекта в части размеров и массы конструкций; неплотное примыкание опорных соединений; недостаточное уплотнение и просадочность грунтов; неудовлетворительное качество виброизоляции и крепления машин к фундаментам; малая изученность действительной работы этих конструкций.

Пренебрежение геологической напряженностью отдельных участков земной коры.

С вводом в эксплуатацию новой вычислительной техники стало очевидно, что земная кора постоянно находится в движении [39]. Эти движения обладают незначительной амплитудой и незаметны глазу, однако могут оказывать существенное воздействие как на массивы горных пород, так и на инженерные сооружения. В земной коре постоянно действуют силы (одна из них – сила тяжести), вследствие чего геологическая среда всегда находится в напряженном состоянии.

Поскольку горные породы всегда перенапряжены, они начинают деформироваться и разрушаться. Как известно из физики, любой материал расширяется и сужается, и тектонические плиты подвергаются неравномерным деформациям, в результате чего в плитах образуются трещины, тектонические швы (разрывы) или смещения блоков горных пород вдоль заложённых ранее активных разломов – геологические разломы. Пренебрежение данными факторами приводит к плачевным последствиям, разрушениям, авариям, деформациям и возникновению трещин. Нормативными документами геологические нарушения земной коры пока не учитываются, но наши ученые активно работают над нормативной базой.

Приведем некоторые примеры случаев аварий зданий и сооружений из-за разрушения фундамента.

В 2004 году в Московской области было запроектировано здание городского суда. При возведении 3-го этажа здания в фундаментной плите вверху посередине пролета между несущими стенами образовались трещины. Трещины с плиты распространились на кирпичные здания.

Причиной повреждения явилась недостаточная несущая способность фундаментной плиты в середине пролета между стенами, которая была законструирована без расчета.

24 августа 2012 года в г. Северодвинске (Архангельская обл.) обрушилась секция жилого 5-этажного дома по ул. Ленина, 5.

Накануне на фасаде здания появились трещины, идущие от фундамента до крыши. После проведения предварительного обследования было принято решение о расселении дома.

Ночью произошло обрушение, в результате которого был полностью разрушен один подъезд с 1-го по 5-й этажи.

По данным экспертов, дом, построенный в 1950 году, начал деформироваться в конце 1990-х годов. С 2000 года велись геодезические наблюдения за состоянием конструкции. Критические деформации носили стихийный характер, что не позволило своевременно усилить поврежденные части дома.

2.3. КИРПИЧНАЯ КЛАДКА

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 (рис. 2.3).

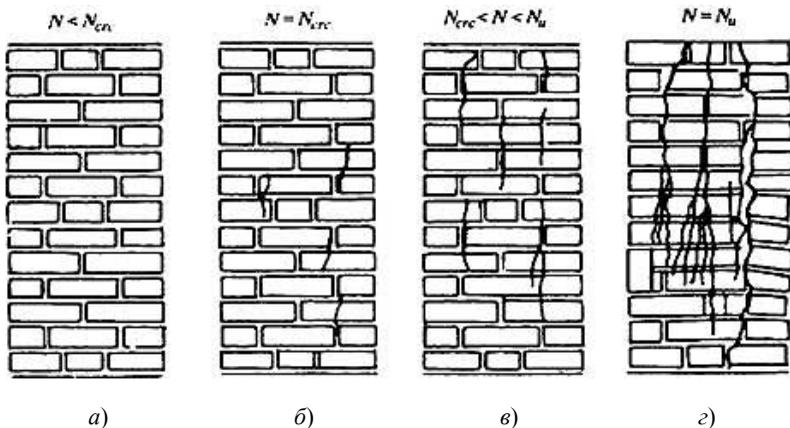


Рис. 2.3. Стадии работы кладки при сжатии:

a – 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 (рис. 2.3, б). 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_{cr} 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 сиг-

нал 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, рис. 2.3, в).

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 (рис. 2.3, г).

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 [19, 138, 139].

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 [138]. Деформации изгиба отдельных кирпичей достигают 0,1...0,4 мм (рис. 2.4), которые при учете хрупкости кирпича являются чрезмерными. Причиной изгиба и среза кирпича в кладке при сжатии является неравномерная плотность раствора в швах [19].

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 [138, 139].

Трещины в стенах. Причинами их появления могут быть: перегрузка, неравномерная осадка фундаментов, недостаточная прочность кирпича, воздействие непредусмотренных расчетом динамических нагрузок, низкое качество кладки (плохое заполнение швов раствором, искривление кладки, отсутствие необходимой перевязки, отсутствие

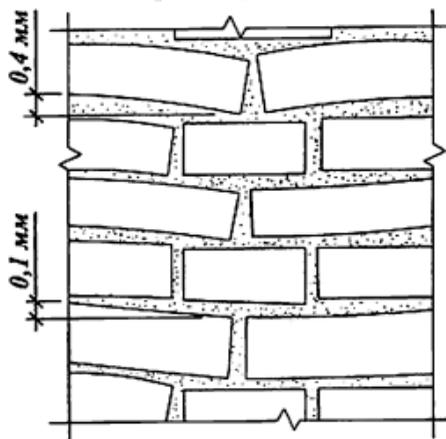


Рис. 2.4. Деформации изгиба кирпичей в кладке

связи стен между собой и с перекрытиями, недостаточная длина опирания балок и плит на стены или столбы, трещиноватость кирпича), снижение прочности кладки вследствие замачивания, включение в кладку элементов другой жесткости (перемычек, балок, поясов), температурные и усадочные деформации, отсутствие распределительных подушек под опорными концами несущих конструкций перекрытий или покрытия, пробивка борозд или отверстий, появление дополнительных изгибающих моментов.

Стадии трещинообразования. Первая стадия характеризуется появлением отдельных трещин, распространяющихся по высоте двух-трех рядов кладки. Для слабых растворов (менее 1 МПа) эта стадия проявляется при нагрузках, составляющих 40...60% разрушающей, для растворов средней прочности (1,0...2,5 МПа) – 50...70% и прочных растворов – 70...90%. Вторая стадия трещинообразования характеризуется проявлением вертикальных трещин в нескольких рядах кладки, проходящим как по растворным швам, так и по кирпичам при напряжениях, составляющих 70...95% разрушающих. Третья стадия отличается наличием разрывных трещин, расслаиванием и выпучиванием кладки. При второй стадии требуется усиление кладки.

В местах сопряжения продольных и поперечных стен иногда возникают наклонные и вертикальные трещины из-за разной сжимаемости разнонагруженных стен. На образование трещин существенное влияние оказывают деформации ползучести и усадки бетона монолитных перекрытий, продолжающиеся до пяти лет и более (в зависимости от состава бетона, режима укладки, уплотнения и ухода за бетоном).

Трещины могут возникать вследствие различных температурных деформаций стен и перекрытий.

Часто разрушение каменных конструкций происходит из-за протечек санитарно-технических систем, не отремонтированной кровли, карнизов, парапетов, водосточных труб.

При разработке перекрытий, стен, пробивке плит резко возрастает свободная длина стен и столбов, что может привести к разрушению. Иногда у кирпичных стен находится мусор. Кладка сильно увлажнена. Попеременное замораживание и оттаивание разрушает ее, площадь поперечного сечения стены значительно уменьшается, возникают большие изгибающие моменты.

В работе [30] отмечается, что пробитая горизонтальная борозда глубиной 13 см в свежеложенной кладке стены снижает ее прочность на 50%, глубиной 6 см – на 21% (при толщине стены 51 см) и на 17% (при толщине стены 64 см).

Распределительные подушки устанавливают на кирпичных столбах, стенах, пилястрах под прогоны, балки или фермы. Их армируют верхней и нижней стальными сетками. В 1972 году в Ленинграде произошло обрушение покрытия депо трампарка из-за разрушения неармированной опорной подушки на одной из пилястр [32]. В результате этого обрушились восемь ферм с настилами на участке длиной 54 м.

Самонесущие кирпичные стены должны быть прикреплены к металлическому или железобетонному каркасу. В 1970 году в г. Волжске обрушилась кирпичная стена [30]. Проектная организация не предусмотрела деталей крепления самонесущей стены к металлическому каркасу, а строители без согласования с проектировщиками закрепили стену анкерами из 10-миллиметровой арматуры к колоннам без приварки.

Неоднократны случаи некачественного крепления самонесущих стен к металлическому каркасу. В одних случаях анкера практически полностью разрушены коррозией, в других – они редко установлены, в третьих – оторваны и т.д.

Известны случаи аварий [32], вызванных ослаблением кирпичных столбов, например при прорезке их настилом перекрытий. По этой причине обрушились перекрытия 5-этажного жилого дома в Ленинграде. Железобетонные прогоны опирались одним концом на стену, а другим на столб. Многопустотные настилы укладывались на прогоны, прорезая столбы. При этом образовалась неустойчивая опора для вышележащих столбов. Прогоны имели одностороннее защемление в наружной стене. Пространственная жесткость здания не обеспечива-

лась. На отдельных кирпичных заводах Тамбова имелись столбы, перепиленные стальными канатами до 1/3 сечения. На АО «Пигмент» имелись столбы, у которых нижняя часть разрушена растворами на значительную глубину. Сечение стены резко уменьшалось.

На некоторых предприятиях, например на Уваровском химическом комбинате, произошло разрушение кирпичных стен от бокового давления сыпучего материала.

При повышенных температурах и влажности происходит образование конденсата на внутренних поверхностях стен, миграция пара и воды к более холодным наружным поверхностям с сильным намоканием и высушиванием наружных стен. Зимой происходит попеременное замораживание-оттаивание поверхностных слоев конструкций на значительную глубину. Между цементной штукатуркой и поверхностью кирпичных стен скапливается вода, которая при замерзании разрушает штукатурку и кладку.

Недостаточная тепловая защита стен и покрытий приводит к образованию конденсата на холодных внутренних поверхностях, к быстрому разрушению материала стен. Наиболее интенсивно подвергаются выветриванию участки стен с фигурным очертанием.

Для предприятий с тяжелым температурно-влажностным режимом нецелесообразно применять неморозостойкие материалы (силикатный кирпич и бетон, шлакоблоки и др.).

Наружные поверхности стен отдельных зданий облицовываются различными материалами: керамической или бетонной плиткой, кирпичом, блоками. Наклеенная или прислоненная облицовка обычно выполняется после стабилизации осадки стен зданий – не ранее 1...5 лет после их возведения. При ошибках в проектировании и устройстве облицовок происходит их отслаивание, выпучивание и отпадение от стен.

Трещины часто возникают в узлах сопряжения стен, стен и пилястр. Причинами этого являются разные деформации и разная нагруженность примыкающих конструкций, применение материалов с разными деформативными характеристиками. При плохой перевязке кладки в местах сопряжения стен, стен и пилястр возникают вертикальные трещины среза, при прочной связке – косые трещины. По мере перехода от верхних этажей к нижним размеры трещин уменьшаются.

К числу дефектов кирпичных пилястр относятся: отсутствие достаточной перевязки со стеной, отклонение от вертикали, отсутствие распределительных подушек, разрушение нижней части кладки.

Наблюдения за производством каменных работ показали, что наиболее часто допускаются следующие нарушения требований нормативных документов:

- при температуре воздуха свыше 30 °С и влажности менее 50% не проверяется водопотребность, водоудерживающая способность и расслаиваемость раствора;
- не увлажняется кирпич и не осуществляется уход за кладкой;
- не осуществляется контроль качества поставляемых материалов;
- не выдерживается толщина растворных швов (горизонтальных 10...15 мм, вертикальных 8...15 мм);
- не устанавливается стержневая арматура в кладке в местах примыкания железобетонных конструкций к кирпичным стенам (арматура должна быть приварена к закладным деталям железобетонных конструкций);
- не закладывается арматура в швы кладки вертикальной штрабы в местах взаимных пересечений или примыканий;
- используется кирпич-половняк при кладке столбов, пилястр и простенков шириной 2,5 кирпича и менее.

Влияние этажности здания. Для высоких зданий существенно влияние горизонтальных сил. При этом возможны сколы в горизонтальных швах и разрушения кирпичей от действия поперечных сил. Причиной появления трещин на стыках стен многоэтажных зданий является перераспределение вертикальных нагрузок между стенами из-за разных деформаций ползучести и усадки сопряженных стен и стыковых сопряжений, температурно-влажностных воздействий.

С увеличением высоты здания возрастает перепад давлений по обе стороны наружных стен, воздействие солнечной радиации.

Использование различных видов кирпича. Сочетание камней из материалов, обладающих неодинаковыми упругопластическими свойствами (например, силикатного и обыкновенного глиняного), приводит к концентрации напряжений. Иногда происходит раздавливание более жестких лицевых камней.

Сопряжение разнонагруженных стен. В местах сопряжения продольных и поперечных различно нагруженных стен часто появляются наклонные или вертикальные сквозные трещины. Наличие связи между стенами препятствует свободной деформации. В зоне сопряжения развиваются напряжения сдвига и растяжения.

Отмечено влияние пространственной ориентации здания или сооружения на степень поврежденности отдельных конструкций; отклонение кирпичных стен и элементов нормативных показателей.

Довольно часто в строительной практике встречается отклонение конструктивных элементов от вертикали и горизонтали, что в одних случаях просто портит эстетический вид, а в других влияет на работу всей конструкции и приводит к возникновению дефектов и аварий.

Низкое качество работ [11, 19 – 23, 32, 56 – 59, 61, 67, 78, 79, 85, 91, 97, 98, 101, 110, 112, 117, 121, 123 – 128, 133, 138, 166 – 173, 216 – 218]:

- отклонение от горизонтали и вертикали поверхностей, рядов кладки и углов элементов из-за слабого геодезического контроля; при допустимом отклонении по вертикали на 1-й 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 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.

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.

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 рис. 2.5, *а*;

– 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 (рис. 2.5, *б*) показан характер снижения несущей способности кирпичной кладки при дефектах армирования;

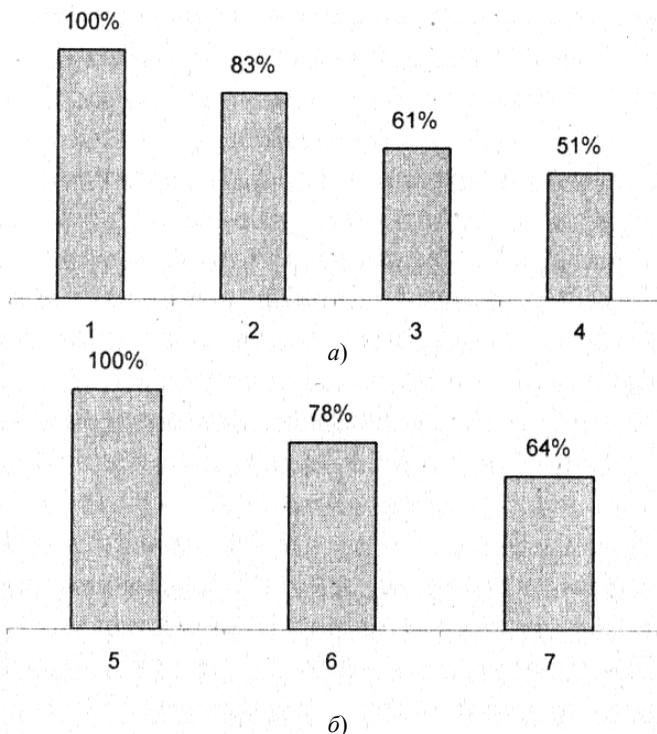


Рис. 2.5. Диаграммы снижения несущей способности кирпичной кладки:

- 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

– 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.

Наиболее частыми причинами, вызывающими образование трещин в каменных конструкциях, по статистике являются [19]:

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

Приведем пример аварии кирпичного здания:

7 сентября 2007 года произошло обрушение строительных конструкций 1-го и 2-го этажей дома культуры в г. Чистополе, Республика Татарстан. Одной из причин обрушения является применение для кладки стен и столбов-пилонов некачественного керамического кирпича и глинисто-песчаного кладочного раствора.

2.4. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Дефекты при изготовлении:

- отклонения геометрических размеров от проектных сверх предусмотренных допусками;
- несоблюдение толщины защитного слоя;
- несоответствие диаметра, количества, марок и классов стали, их положения в сечении проектным условиям;
- несоответствие марок и классов бетона;
- некачественная установка закладных деталей;
- отклонение конструкции от проектного положения;
- наличие сколов, трещин и каверн в бетоне;
- некачественное выполнение узлов сопряжений;
- неправильное распалубливание.

Дефекты армирования. При изготовлении конструкций следует соблюдать нормативные требования по допускаемым отклонениям при установке арматурных сеток, каркасов и стержней, закладных деталей. Так, расстояние между отдельно устанавливаемыми рабочими стержнями, хомутами и проволокой ячеек сеток должно выдерживаться

с точностью ± 10 мм. Отклонения в толщине защитного слоя бетона балок, колонн и плит толщиной более 100 мм не должны превышать ± 5 мм. Стержни должны быть прямолинейными, очищены от грязи и ржавчины.

На практике эти требования часто нарушаются. Особенно опасно смещение рабочих стержней в конструкциях и элементах, испытывающих изгибающие моменты. Известны случаи обрушения конструкций по этой причине. Заранее изготовленные сетки и каркасы при перевозках и хранении иногда значительно повреждаются.

Железобетон известен нам как долговечный материал, а стальная арматура в свою очередь находится под его надежной защитой. Но известны случаи, когда арматура подвергалась коррозии. Вследствие чего происходит значительное разрушение конструкции. Развитие коррозии может начаться в двух случаях. Первый случай, когда арматура подвергается коррозии после разрушения бетона в защитном слое. Во втором случае развитие коррозии начинается непосредственно с самой арматуры.

В работе [7] рассматриваются случаи коррозии арматуры, которые привели к разрушению конструкций. В данной книге затрагиваются исследования арматуры железобетонных конструкций. Примером служит исследование железобетонного ребристого перекрытия цеха фабрики искусственного волокна с высокой относительной влажностью воздуха. После нескольких лет эксплуатации перекрытие получило повреждения в виде трещин и отколов защитного слоя бетона под влиянием корродирующей арматуры. Аналогичные разрушения железобетонных балок наблюдались в перекрытии цеха и световом фонаре красильно-отбельной фабрики.

Разрушение конструкций из силикатного бетона. Прочность бетона резко снижается с увеличением влажности и агрессивности среды. В местах систематического замачивания происходит полная потеря прочности с осыпанием бетона.

На одном из цехов Тамбовского завода подшипников скольжения стеновые панели и плоские плиты покрытия были изготовлены из силикатного бетона. На участках систематического увлажнения панели разрушались и в стенах образовывались дыры. Ряды плит, расположенные у продольных стен и на фонаре, получили значительные прогибы. Несколько плит полностью разрушились. В отдельных плитах прочность бетона менее 3 МПа. Более высокое сопротивление рассматривают лишь как временное, обусловленное главным образом деформациями вязкого элемента.

Бондаренко В. М. отмечает (Б.Ж., 1995, № 2), что деформирование сопровождается расходом энергии. Если напряжения на элементарных площадках сечений выше пределов прочности или выносливости, то со временем энергетический предел сопротивления материала исчерпывается, и он разрушается. В таблицах 2.6 – 2.8 приведены характерные дефекты железобетонных конструкций [167].

Разрушение бетона морозом. При однократном замораживании в раннем возрасте в его капиллярах замерзает свободная вода с увеличением ее объема на 9,7%. Это приводит к разрушению бетона. Чем раньше происходит замораживание, тем больше нарушается структура бетона. Установлено, что бетон до замораживания должен приобрести не менее 50% проектной прочности (табл. 2.5). Другим видом разрушения является нарушение структуры затвердевающего бетона при многократном циклическом замораживании-оттаивании. Многократное изменение объема воды в порах и капиллярах постепенно расшатывает структуру бетона. Способность бетона противостоять многократному замерзанию и оттаиванию характеризует его морозостойкость. Для достижения высокой морозостойкости рекомендуется применять бетон с В/Ц не более 0,4.

Третьим видом разрушения бетона является трещинообразование. Линейное укорочение протяженных конструкций особенно значительно при температуре $-30...+60$ °С.

2.5. Минимальная прочность, которую бетон должен приобрести к моменту заморзания

R28, МПа	Минимальная прочность, не менее		Время выдерживания бетона на портландцементе при 15...20 °С, сут
	% от R28	МПа	
10	50	5	5...7
20	40	7	3...5
30	35	10	2,0...2,5
40	20	12	1,5...2,0
50	25	12,5	1...2

2.6. Оценка технического состояния ЖБК

Категория состояния конструкций	Детальные признаки
<p>1. Исправное – выполняются требования действующих норм и проектной документации. Необходимости в ремонтно-восстановительных работах нет</p>	<p>На поверхности бетона незащищенных конструкций видимых дефектов и повреждений нет или имеются отдельные раковины, волосные трещины. Антикоррозионная защита закладных деталей не нарушена, поверхность арматуры при вскрытии чистая. Ориентировочная прочность бетона не ниже проектной. Антикоррозионная защита конструкций не имеет нарушений</p>
<p>2. Работоспособное – с учетом фактических свойств материалов удовлетворяются требования норм, относящихся к предельным состояниям I группы; требования норм по предельным состояниям II группы могут быть нарушены: требуется восстановление антикоррозионной защиты</p>	<p>Антикоррозионная защита железобетонных элементов имеет частичные повреждения, на отдельных участках мокрые или масляные пятна, полосы. На отдельных участках в местах с малой величиной защитного слоя проступают следы коррозии распределительной арматуры или хомутов, коррозия рабочей арматуры отдельными точками или пятнами, язв и пластинок ржавчины нет. Антикоррозионная защита закладных деталей не нарушена. Глубина нейтрализации бетона не превышает глубины защитного слоя. Изменен цвет бетона вследствие пересушивания, местами отслоение бетона при простукивании. Шелушение граней и ребер конструкций, подвергшихся замораживанию. Ориентировочная прочность бетона ниже проектной не более чем на 10%</p>

Категория состояния конструкций	Детальные признаки
<p>3. Ограниченно работоспособное – нарушены требования норм, но отсутствует опасность обрушения и угроза безопасности работающим. Требуется усиление и восстановление эксплуатационных свойств</p>	<p>Пластинчатая ржавчина или язвы на стержнях оголенной рабочей арматуры в зоне продольных трещин или на закладных деталях, вызывающие уменьшение площади стержней до 15%. Трещины в растянутой зоне бетона, превышающие их допустимое раскрытие. Бетон в растянутой зоне на глубине защитного слоя между стержнями арматуры легко крошится. Снижение ориентировочной прочности бетона в сжатой зоне изгибающих элементов до 30 и в остальных случаях до 20%. Провисание отдельных стержней распределительной арматуры, выпучивание хомутов, разрыв отдельных из них, за исключением хомутов сжатых элементов ферм вследствие коррозии стали (при отсутствии в этой зоне трещин). Уменьшение против требования сборных элементов при коэффициенте запаса $K_s > 1,6$. Высокая водо- и воздухопроницаемость стыков стеновых панелей</p>
<p>4. Недопустимое – существуют повреждения, свидетельствующие об опасности пребывания людей в районе обследуемых конструкций. Требуются немедленные страховочные мероприятия: ограничение нагрузок (недопущение складирования материала; ограничение грузоподъемности и их снижения)</p>	<p>Дефекты в средних пролетах многопролетных балок и плит; разрыв хомутов в зоне наклонной трещины: слоистая ржавчина или язвы, вызывающие уменьшение площади сечения арматуры более 15%; выпучивание арматуры в сжатой зоне; раздробление бетона; выкрашивание крупного заполнителя в сжатой зоне. Уменьшенная против требований норм и проекта площадь опирания сборных элементов при $1,3 \leq K_s \leq 1,6$</p>

Категория состояния конструкций	Детальные признаки
5. Аварийное – существуют повреждения, свидетельствующие о возможности обрушения конструкции и устройство временных креплений (стоек, подпорок, накладок и др.)	Трещины, в том числе пересекающие опорную зону анкеровки растянутой арматуры; «хлопающие» трещины в конструкциях, испытывающих знакопеременные воздействия (вызывающие смятие бетона и др.); отходы анкеров из-за коррозии стали в сварных швах или других причин; деформация закладных деталей и соединительных элементов; расстройство стыков сборных элементов с взаимным смещением последних; смещение опор; значительные (более 1/50 пролета) прогибы изгибаемых элементов при наличии трещин в растянутой зоне с раскрытием более 0,5 мм; разрыв хомутов сжатых элементов ферм; разрыв хомутов в зоне наклонной трещины; разрыв отдельных стержней рабочей арматуры в растянутой зоне, выпучивание арматуры в сжатой зоне; раздробление бетона и выкрашивание заполнителя в сжатой зоне. Уменьшенная против требований и проекта площадь опирания сборных элементов при $K_s < 1,3$

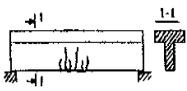
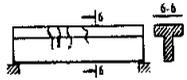
2.7. Типы трещин и причины их образования в железобетонных конструкциях перекрытий и покрытий

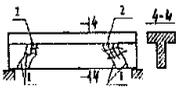
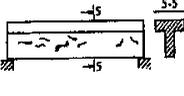
Характеристика трещин	Причины их возникновения
<i>Плиты</i>	
Трещина снизу поперек несущей арматуры	Большая гибкость и погиб перекрытия – для устойчивости безопасно. Арматура уложена слишком высоко, слишком большая нагрузка – возможна угроза нарушения устойчивости конструкции

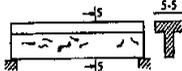
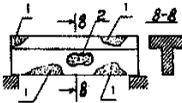
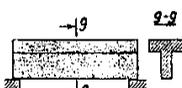
Характеристика трещин	Причины их возникновения
Трещина снизу вдоль несущей арматуры	Небольшое распределительное сечение или недостаточный слой бетонного покрытия для сосредоточенных нагрузок, а также при больших внутренних напряжениях (усадка) – для устойчивости безопасно
Угловые трещины сверху перпендикулярно диагоналям	Сверху арматура, работающая на кручение, недостаточна или слишком коротка – для устойчивости безопасно
Трещины сверху над стенами и прогонами	Отсутствует или слишком коротка арматура, работающая на разрыв. Отсутствует арматура для восприятия опорного момента. Если трещина образуется рядом с опорой и проходит через плиту, то возникает угроза устойчивости
Группы трещин сверху вдоль арматуры, а также беспорядочные трещины	Пластическая усадка при схватывании и начавшемся затвердевании – для устойчивости конструкции безопасно
<i>Балки прогонов и рам</i>	
Трещины в пролете снизу – в зоне больших моментов, по вертикали в нижней трети стоек	Большие прогибы и гибкости – угроза устойчивости отсутствует. Недостаточное сцепление бетона со сталью – для устойчивости опасно в случае неудовлетворительного анкерного крепления концов балок и стержней
Горизонтальные трещины на стойках ферм	Неправильное выполнение рабочих швов – безопасно для устойчивости. Великие внутренние напряжения (усадка) – безопасно для устойчивости. Скручивающая нагрузка без соответствующего армирования – опасно лишь при одновременном наличии вертикальной трещины рядом с опорой

Характеристика трещин	Причины их возникновения
Наклонные поднимающиеся вверх трещины на опорных узлах стоек	Трещина от сдвига при отсутствии или недостаточности армирования, работающего на сдвиг, – возможна угроза устойчивости
Вертикальная трещина в стойке рядом с опорным узлом	Как и выше, угроза устойчивости вероятна
Трещина на верхней стороне; возможны также вертикальные трещины на верхней части стоек на опорных узлах	Отсутствие, недостаточность или слишком короткое армирование для восприятия опорного момента. Если трещина образуется рядом с опорным узлом и проходит через стойку, возникает опасность для устойчивости

2.8. Классификация дефектов балок сборных железобетонных конструкций [171]

Вид повреждения	Схема повреждения	Причина повреждения	Мероприятия по устранению дефектов и повреждений
Нормальные трещины в растянутой зоне		Действие изгибающего момента при перегрузке. Снижение прочности бетона. Уменьшение диаметра арматуры в результате коррозии	Усиление по расчету нормальных сечений. Защита от коррозии. Заделка трещин
Нормальные трещины в сжатой зоне		Большие усилия обжатия предварительно напряженной арматурой при изготовлении, перевозке и складировании	Усиление по расчету

Вид повреждения	Схема повреждения	Причина повреждения	Мероприятия по устранению дефектов и повреждений
Наклонные трещины у опор		<p>Действие поперечной силы и изгибающего момента при перегрузке. Снижение прочности бетона. Недостаточная площадь поперечной арматуры</p>	<p>Усиление по расчету наклонных сечений. Защита от коррозии. Заделка трещин</p>
Трещины вдоль арматуры, ржавые подтеки		<p>Коррозия арматуры в результате нарушения защитного слоя бетона, действия агрессивных сред</p>	<p>Восстановление защитного слоя бетона, защита арматуры от коррозии. Усиление балки по расчету</p>
Раздробление бетона между наклонными трещинами	 <p>1 – наклонные трещины; 2 – раздробленный бетон</p>	<p>Раздавливание бетона от действия главных сжимающих напряжений вследствие перегрузки или снижения прочности бетона</p>	<p>Усиление балки</p>
Усадочные трещины		<p>Температурно-влажностные и усадочные деформации бетона</p>	<p>Инъекцирование глубоких трещин, затирка поверхностных трещин</p>

Вид повреждения	Схема повреждения	Причина повреждения	Мероприятия по устранению дефектов и повреждений
Усадочные трещины		Температурно-влажностные и усадочные деформации бетона	Инъекцирование глубоких трещин, затирка поверхностных трещин
Продольные трещины в сжатой зоне		Раздавливание сжатой зоны бетона вследствие перегрузки или снижения прочности бетона	Усиление сжатой зоны балки
Сколы защитного слоя бетона	 <p data-bbox="336 861 515 1005">1 – скол защитного слоя; 2 – отслоившаяся лещадка бетона</p>	Механические повреждения при перевозке и эксплуатации, коррозия арматуры. Огневое воздействие	Восстановление разрушенных участков. Усиление балки по расчету
Шелушение поверхности бетона		Воздействие агрессивных сред, попеременное замораживание-оттаивание или увлажнение-высыхание	Защита от агрессивного воздействия среды. Восстановление разрушенных поверхностей балки

Характерно развитие трещин силового происхождения на нижней поверхности плит с различным соотношением сторон (рис. 2.6). При этом бетон сжатой зоны может быть не нарушен. Смятие бетона сжатой зоны указывает на опасность полного разрушения плиты [152].

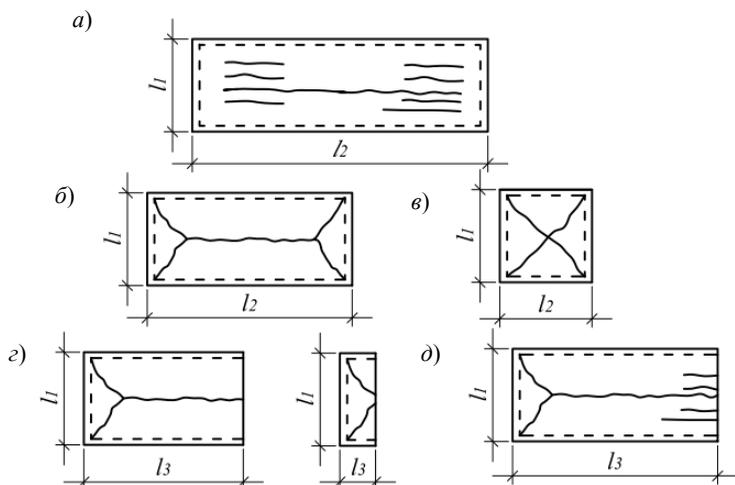


Рис. 2.6. Характерные трещины на нижней поверхности плит:

а – работающих по балочной схеме при $l_2/l_1 < 3$; *б* – опертых по контуру при $l_2/l_1 < 3$; *в* – то же при $l_2/l_1 = 1$; *г* – опертых по трем сторонам при $l_3/l_1 < 1,5$; *д* – то же при $l_2/l_1 > 1,5$

Элементы решетки раскосных железобетонных ферм могут испытывать сжатие, растяжение, а в опорных узлах – действие перерезывающих сил.

Характерные повреждения при разрушении отдельных участков таких ферм приведены на рис. 2.7. В опорном узле могут быть повреждения типа 1, 2. Появление горизонтальных трещин в нижнем преднапряженном поясе типа 4 свидетельствует об отсутствии или недостаточности поперечного армирования в обжатом бетоне. Нормальные (перпендикулярные к продольной оси) трещины типа 5 появляются в растянутых стержнях при необеспеченности трещиностойкости элементов. Появление повреждений в виде лещадок типа 2 свидетельствует об исчерпании прочности бетона на отдельных участках сжатого пояса или на опоре.

В колоннах образуются вертикальные трещины на гранях колонн и горизонтальные.

Вертикальные трещины на гранях колонн могут появляться в результате чрезмерного изгиба стержней арматуры. Такое явление может возникнуть в тех колоннах и их зонах, где редко поставлены хомуты (рис. 2.8). Горизонтальные трещины в железобетонных колоннах не представляют непосредственной опасности, если ширина их невелика, однако через такие трещины могут в арматуру попасть увлажненный воздух и агрессивные реагенты, вызывая коррозию металла.

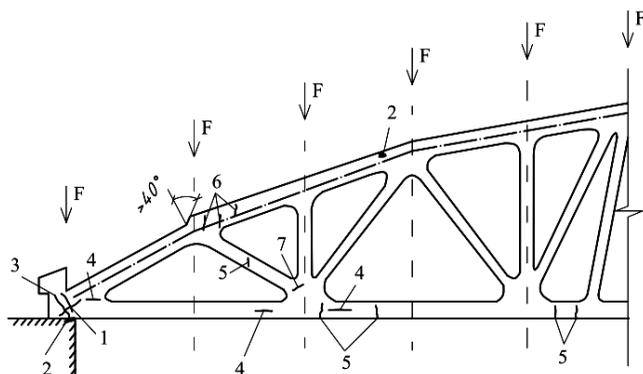


Рис. 2.7. Характерные повреждения силового происхождения в железобетонных фермах с нижним предварительно напряженным поясом:
 1 – наклонная трещина опорного узла; 2 – откол лещадок; 3 – лучеобразные и вертикальные трещины; 4 – горизонтальная трещина; 5 – вертикальные (нормальные) трещины в растянутых элементах; 6 – наклонные трещины в сжатом поясе фермы; 7 – трещины в узле нижнего пояса в месте примыкания растянутого раскоса

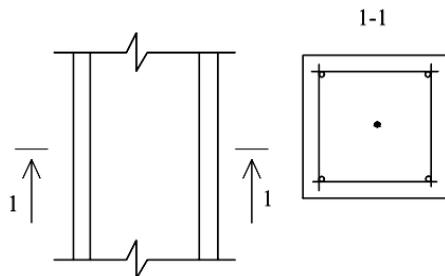


Рис. 2.8. Трещины вдоль продольной арматуры в сжатых элементах

Появление продольных трещин вдоль арматуры в сжатых элементах свидетельствует о разрушениях, связанных с потерей устойчивости (выпучиванием) продольной сжатой арматуры из-за недостаточного количества поперечной арматуры.

Предварительно напряженные железобетонные конструкции.
 Опыт их изготовления и эксплуатации показал, что точность и равномерность натяжения арматуры является одним из основных факторов, влияющих на трещиностойкость и жесткость. При натяжении арматуры на упоры стенов возможно появление технологических трещин в период после тепловой обработки до передачи усилий обжатия.

Отмечались случаи обрыва при охлаждении изделий. Во время обжатия бетона технологические трещины частично закрываются, а при эксплуатации раскрываются раньше и на большую величину. Установлено, что на нижних поясах ферм, охлаждающихся длительное время, образуется большое число вертикальных трещин с разной шириной раскрытия. Опорные зоны ферм в отдельных случаях разбиваются на отдельные блоки. Перепад температуры охлаждения достигает 60 °С.

В изгибаемых элементах [184], как правило, появлению трещин способствует увеличение прогибов и углов поворота. Недопустимыми (аварийными) можно считать прогибы изгибаемых элементов более 1/50 пролета при ширине раскрытия трещин в растянутой зоне более 0,5 мм.

2.9. Значения предельно допустимых прогибов железобетонных конструкций

Элементы конструкций	Предельный прогиб
Подкрановые балки при кранах	
ручных	l/500
электрических	l/600
Перекрытия с плоским потолком и элементы покрытия (кроме указанных в поз. 4) при пролетах, м:	
$l < 6$ м	l/200
$6 \text{ м} \leq l \leq 7,5$ м	3 см
$l > 7,5$ м	l/250
Перекрытия с ребристым потолком и элементы лестниц при пролетах, м:	
$l < 5$ м	l/200
$5 \text{ м} \leq l \leq 10$ м	2,5 см
$l > 10$ м	l/400
Элементы покрытий сельскохозяйственных зданий производственного назначения при пролетах, м:	
$l < 6$ м	l/150
$6 \text{ м} \leq l \leq 10$ м	4 см
$l > 10$ м	l/250
Навесные стеновые панели (при расчете из плоскости) при пролетах, м:	
$l < 6$ м	l/200
$6 \text{ м} \leq l \leq 7,5$ м	3 см
$l > 7,5$ м	l/250

Примечание. При действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок прогиб балок и плит не должен превышать l/150 пролета и l/75 вылета консоли.

Коррозионные разрушения. Ежегодные потери от коррозии огромны. Они складываются из: снижения в несколько раз срока службы конструкций, зданий и сооружений; проведения преждевременных ремонтов; снижение объема и качества продукта; загрязнения окружающей среды; ликвидации аварий и аварийных ситуаций [7, 62, 63, 69, 77, 78, 81, 88, 95, 190, 217, 220].

Агрессивность среды классифицируется [218] по следующим признакам:

- агрегатному состоянию (жидкие, твердые, газообразные);
- механизму протекания коррозионных процессов (для стали и арматуры в бетоне – электрохимическая, для бетонов – химическая, физико-химическая и др.);
- условиям протекания (атмосферная, контактная, подземная, под действием тока, биокоррозия);
- характеру коррозионных повреждений (равномерная, неравномерная, при взаимодействии реакционных заполнителей с цементным камнем, коррозия арматуры в зоне трещин).

Степень агрессивного воздействия на конструкции повышается вследствие:

- интенсификации технологических процессов (повышение температуры, давления, концентраций);
- увеличения единичных мощностей;
- перехода от закрытых перемещений к открытым этажеркам;
- увеличения коэффициента застройки площадей;
- применения конструкций, обладающих меньшей коррозионной устойчивостью (панельные стены, предварительно напряженный железобетон, тонкостенные конструкции и т.д.).

Силовое сопротивление железобетонных конструкций, поврежденных коррозией, рассматривали: В. М. Москвитин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гужев (1980); А. Ф. Полак (1982); Г. С. Рояк (2002); Р. Б. Гарипов (2003); И. Г. Овчинников (2007); Н. К. Розенталь (2007); В. М. Бондаренко (2008, 2009); Б. Л. Ягупов (2010); Р. Б. Гарипов, И. И. Овчинников (2010) и др.

По Москвину В. М. [88] выделяют три основных вида коррозии бетона.

К первому отнесены процессы коррозии, которые возникают в бетоне при действии жидких сред, способных растворять гидроксид кальция при фильтрации воды через толщу бетона. Признаком коррозии этого вида является белый налет на поверхности. Иногда на конструкции выступают сталактиты и сталагмиты. Основными причинами фильтрации являются трещины из-за температурных напряжений, раскрытие строительных швов, дефекты бетонирования. Применение плотных бетонов и стойких цементов позволяет значительно повысить долговечность конструкций.

Ко второму виду коррозии относят процессы, при которых происходят химические взаимодействия (обменные реакции) между компонентами цементного камня и раствора. Образующиеся продукты реакции легкорастворимы и выносятся из структуры в результате диффузии или фильтрационным потоком, или отлагаются в виде аморфной массы.

Коррозия происходит в поверхностных слоях бетона, соприкасающихся с агрессивной средой. Наиболее часто эта коррозия возникает при действии углекислых вод (углекислая коррозия). Для защиты от разрушения при действии растворов кислот следует заменять обычные цементы кислотоупорными, применять кислотоупорные бетоны или полимербетоны, устраивать надежную изоляцию поверхности бетона покраской, облицовкой и т.д.

К третьему виду коррозии относят процессы, при развитии которых в порах бетона накапливаются и кристаллизуются малорастворимые продукты реакции с увеличением объема твердой фазы. Развивающиеся в бетоне внутренние напряжения разрушают его структуру. Часто коррозия этого вида возникает при действии сульфатов. Применение плотных и особо плотных бетонов позволяет повысить стойкость бетона к коррозии.

В «чистом» виде коррозия всех трех видов встречается редко. При действии агрессивной водной среды обычно происходят процессы, включающие элементы всех трех видов.

По существу, коррозия бетона в газовых средах не отличается от коррозии в жидкостях, минералы цементного камня термодинамически неустойчивы в атмосфере кислых газов. Степень агрессивности зависит от вида газа, его концентрации и влажности воздуха. В плотных бетонах при невысокой концентрации кислых газов скорости коррозии невелики. Арматура начинает корродировать, когда защитный слой бетона нейтрализован. Цементный раствор пассивирует сталь благодаря высокой щелочности жидкой фазы. Депассивация поверхности стали, т.е. начала коррозии ее, связана с уменьшением щелочности (нейтрализации) жидкой фазы ниже определенного уровня или с достижением критической концентрации в ней веществ-активаторов.

Вследствие воздействия кислых газов на бетон образуются соли кальция. Наиболее значительное влияние оказывают: растворимость и гигроскопичность образовавшейся соли, объем новообразований, агрессивность соли по отношению к арматуре.

Глубина карбонизации линейно возрастает с увеличением водоцементного отношения. Проницаемость бетона для газов понижается с увеличением длительности ухода, замедляющего раннее высыхива-

ние. С увеличением в бетоне щелочных продуктов гидратации уменьшается скорость перемещения фронта карбонизации вглубь бетона. Введение в цемент доменного шлака или золы от сжигания каменного угля приводит к снижению щелочных компонентов и повышению глубины карбонизации.

На кинетику коррозии бетона влияют:

- вид вяжущего, добавок и заполнителей;
- химический и петрографический состав вяжущего и заполнителей;
- гранулометрический состав вяжущего и заполнителей;
- способ приготовления, состав бетонной смеси, условия ее твердения;
- сроки твердения и воздействия во время твердения;
- вид, химический состав и количество жидкости по отношению к бетону;
- условия взаимодействия жидкости с бетоном (скорость движения жидкости, постоянное или переменное воздействие и т.п.);
- механизм реакции, растворение, обмен основаниями, гидролиз, образование и рост кристаллов, образование комплексов, образование рыхлых структур или плотных пленок-оболочек;
- химические свойства продуктов реакции;
- различные внешние влияния (газовая среда, микроорганизмы);
- температура, ее равномерность, величина;
- продолжительность воздействия.

Высокопрочная арматура отличается пониженной пластичностью и склонностью к коррозионному растрескиванию.

Стойкость против коррозионного растрескивания арматуры классов А – IV (марка Ст. 5), А – V (марка 35ГС), А – VI (марки 35ГС, 20ГС) составляет 5...20% от, например, стойкости арматуры классов А – III, А – III (марка 35ГС) и А – IV (марка 80С). Механизм хрупкого разрушения под напряжением пока не изучен до конца. Предполагают, что такое разрушение может происходить в результате избирательного растворения отдельных структурных составляющих металла, его водородного охрупчивания, а также снижения поверхностной энергии при абсорбции поверхностно-активных компонентов среды.

Исследования показали, что склонность к коррозионному растрескиванию термически упрочненной арматуры может быть уменьшена пластической деформацией при волочении, изменением химического состава и оптимальной термической обработкой.

В работах [16] и [139] отмечены следующие причины снижения долговечности и преждевременных повреждений:

- нарушение правил эксплуатации (механические повреждения, перегрузки, непредусмотренные динамические воздействия, проливы агрессивных жидкостей, пожары, взрывы и т.п.);
- замораживание и оттаивание;
- износ и истирание (дорожные и аэродромные покрытия, морские берегозащитные сооружения, полы и т.п.);
- влияние газовой среды (изменение температуры, влажности, действие кислот и солей);
- выщелачивание и коррозия I вида (растворение и вынос компонентов цементного камня);
- химическое взаимодействие веществ, растворенных в воде или контактирующих с бетоном (коррозия II и III видов – действие сульфатов, солей, органических кислот и т.п.);
- коррозия арматуры, закладных деталей, металлических конструкций;
- внутренняя коррозия (взаимодействие щелочей цемента и реакционно-способного заполнителя).

Проектированию антикоррозионной защиты должно уделяться особое внимание в различных частях проекта: архитектурно-строительной, санитарно-технической, конструктивной и технологической.

Наибольший эффект дает первичная защита, включая выбор цемента и марок сталей, обеспечение плотности, ограничение предельных деформаций, уменьшение агрессивных выделений, выбор рационально-планировочных и конструктивных решений, проектирование сечений оптимальной формы [88, 89, 95, 114].

Для защиты железобетонных конструкций от коррозии применяют гидрофобизирующие, лакокрасочные, оклеечные, облицовочные и футеровочные материалы в различных сочетаниях.

Морозосолевая коррозия бетона. В период отрицательных температур такая коррозия возникает: при удалении снега и наледи с конструкций с помощью химических реагентов; на поверхности бетонных и железобетонных сооружений в зоне переменного уровня высокоминерализованных вод; в районах выпадения кислых дождей и высокой загазованности атмосферы; при фильтрации технологических растворов через конструкции (стены, перекрытия, емкости); в бетонных и железобетонных конструкциях, изготовленных с применением противоморозных добавок и находящихся в неотапливаемых помещениях, открытых площадках [78].

Отличительными особенностями морозосолевой коррозии являются: внезапное разрушение поверхности с различной глубиной и с образованием периодической льдистости; четко выраженная слои-

стость при толщине слоев от долей миллиметра до нескольких сантиметров; интенсивная деструкция материала с полной потерей механической прочности; наличие скрытого периода предразрушения, характеризующегося наличием мелких незаметных и малозаметных трещин.

Электрокоррозия железобетонных конструкций. Электрокоррозия железобетона – это коррозия цементного камня, бетона и железобетона под действием электрического тока в результате электрохимических и электроосмотических процессов, которые возникают под действием постоянного или переменного тока. Этому воздействию подвержены все компоненты железобетона: цементный камень, заполнители и арматурная сталь. Прохождение тока через железобетон вызывает в нем глубокие физико-химические и структурные изменения.

Чаще всего электрокоррозия железобетона вызывается блуждающими токами, источниками которых могут быть различные электрические установки: трамвайные линии, электрифицированные железные дороги, метрополитен, линии электропередачи постоянного тока, системы провод–земля, токонесущие части агрегатов. Наиболее распространенный источник блуждающих токов – это электрифицированный рельсовый транспорт.

Защиту железобетонных конструкций от электрокоррозии следует предусматривать [7, 62, 77, 88, 95]:

- при наличии блуждающих постоянных токов от установок для железобетонных конструкций зданий и сооружений отделений электролиза; конструкций сооружений электрифицированного рельсового транспорта на постоянном токе, трубопроводов, коллекторов, фундаментов и других протяженных подземных конструкций в зоне действия токов от посторонних источников;

- при действии переменного тока от железобетонных конструкций, используемых в качестве заземлителей.

При проектировании защиты строительных конструкций от коррозии следует учитывать требования ГОСТ 9.602–2005, ЕСЗКС. Сооружения подземные. Общие требования к защите от коррозии.

Способы защиты железобетонных конструкций от коррозии блуждающими токами подразделяются на следующие группы:

- I – ограничение токов утечки, выполняемое на источниках блуждающих токов;

- II – пассивная защита, выполняемая на железобетонных конструкциях;

- III – активная (электрохимическая) защита, выполняемая на железобетонных конструкциях, если пассивная защита невозможна или недостаточна.

При проектировании железобетонных конструкций зданий и сооружений отделений электролиза и сооружений электрифицированного на постоянном токе рельсового транспорта следует предусматривать способы защиты от электрокоррозии I и II групп.

Пассивная защита железобетонных конструкций зданий и сооружений отделений электролиза и сооружений электрифицированного на постоянном токе рельсового транспорта должна обеспечиваться:

- применением бетона марки по водонепроницаемости не ниже W6;
- применением бетона с повышенным электрическим сопротивлением, достигаемым за счет использования комплексных добавок пластифицирующего и уплотняющего действия;
- исключением применения бетона с добавками, понижающими электросопротивление бетона, в том числе ингибирующими коррозию стали;
- назначением толщины защитного слоя бетона не менее 20 мм, а для опор контактной сети – не менее 16 мм;
- ограничением ширины раскрытия трещин не более 0,1 мм для предварительно напряженных конструкций и не более 0,2 мм для обычных конструкций.

Не допускается использовать в качестве заземлителей железобетонные фундаменты, подвергающиеся средней и сильной степени агрессивного воздействия среды, а также железобетонные конструкции для заземления электроустановок, работающих на постоянном электрическом токе.

Преждевременное повреждение бетона в обычных условиях. Вопрос этот обсуждается в работе [68]. Случаи появления дефектов в железобетонных конструкциях стали массовыми. Особое беспокойство вызывают повреждения в процессе строительства.

Фундаментные блоки повреждаются в результате многократного замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии. Такие случаи имеют место, когда монтаж блоков ведется осенью, и они остаются без укрытия грунтом. Укрытие конструкций полиэтиленовой пленкой без проветривания способствует накоплению воды и углубляет разрушение. Бетон в этих конструкциях отличается низкой морозостойкостью. Водопоглощение бетона превышает 10...12%.

Большое влияние на морозостойкость бетона оказывает режим твердения бетона. Недопустимо как высушивание бетона в процессе пропаривания, так и выход бетона из пропарочной камеры в водонасыщенном состоянии.

Разрушение усиливается в тех случаях, когда накладываются несколько неблагоприятных факторов, например повреждение оголовка сваи при забивке, отсутствие резерва морозостойкости, насыщение бетона водой. При забивке свежееизготовленных свай в предзимний и зимний периоды часто появляются незазалечивающиеся трещины. В сваях, забитых весной или летом, более вероятно самозалечивание трещин.

Преждевременное повреждение железобетонных конструкций происходит в результате грубого нарушения требований к проектированию и производству работ. Скрытой причиной повреждения бетона могут быть недоброкачественные материалы для приготовления бетона, применяемые без должной предварительной проверки.

К параметрам внешней среды относят температурно-влажностные характеристики, химический состав внешней среды, скорость изменения внешней среды и др. Часто наблюдается одновременное воздействие различных факторов. Разработан международный стандарт (ДП 9690) по оценке воздействия внешней среды на бетон и железобетон. Это позволит классифицировать мероприятия по защите бетона.

Коэффициент поперечной деформации пропитанного нефтепродуктами бетона до 2 раз выше по сравнению с контрольным бетоном. Граница микротрещинообразования такого бетона на $0,1R_{ВП}$ ниже.

Разрушение бетона под действием отрицательных знакопеременных температур [136, 143].

Около 60% территории России расположено в условиях действия низких температур. Суровые климатические условия приводят к значительной деградации бетонных и железобетонных конструкций. Морозная деградация железобетонных конструкций проявляется более интенсивно при совместном действии мороза и солей. Исследованиями состояния бетона на нефтяных промыслах, плотин, свай, столбов выявлено интенсивное накопление дефектов в его структуре. Под действием отрицательных температур наблюдаются четыре основных типа разрушения:

- 1) возникновение трещин в бетоне по всем направлениям по поверхности изделия;
- 2) отслаивание защитного слоя бетона;
- 3) коррозия арматуры;
- 4) поверхностные сколы кусков бетона изделия.

Считается, что основной причиной разрушения бетона является изменение фазового состава воды при понижении температуры.

Согласно гипотезе русского ученого Н. А. Житкевича разрушение структуры бетона при низких температурах происходит вследствие действия гидростатического давления воды при ее замерзании.

В настоящее время большинство исследователей считает, что основополагающей причиной морозной деградации цементных бетонов является фазовый переход воды в лед, сопровождающийся увеличением ее объема и возникновением напряжений в жестком каркасе цементного камня. При этом разрушение бетона при действии отрицательных температур может происходить под действием одного или одновременно нескольких факторов:

- гидростатическое давление жидкости на стенки пор и капилляров цементного камня в процессе льдообразования;
- гидравлическое давление не замерзшей жидкости при ее отжати от фронта промерзания растущими кристаллами льда в резервные (не заполненные водой) поры и капилляры;
- непосредственное давление растущих кристаллов льда на стенки пор и капилляров, а также макро- и микроскопическая сегрегация льда;
- осмотическое давление, возникающее в капиллярах и порах цементного камня в процессе теплопереноса при замораживании и оттаивании бетона;
- температурные напряжения, возникающие в бетоне из-за различных коэффициентов температурных деформаций жесткого скелета и льда.

Экспериментально установлено, что при быстром охлаждении бетонных образцов во всем объеме, заполняемом жидкой фазой, происходит образование кристаллов льда, и в течение всего цикла замораживания при температуре $-18\text{ }^{\circ}\text{C}$ в твердое состояние перейдет подавляющая масса свободной (химически не связанной) воды.

Отмечается, что по мере понижения температуры кристаллизация воды (образование кристаллов льда) происходит вначале в крупных порах и капиллярах, заполненных жидкой фазой, а затем по мере понижения температуры затвердевание воды происходит в более мелких порах. Но при любой температуре замораживания часть свободной воды в порах цементного камня не переходит в твердое агрегатное состояние (лед). Считается, что вода не замерзает в порах, размеры которых меньше критического размера кристаллических зародышей льда. Расчетами показано, что кристаллизация воды практически не возможна в порах и капиллярах с радиусом меньше 30 ангстрем. Невиль А. считает, что жидкая фаза в порах цементного камня может сохраняться при температуре $-78\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Образование льда в порах сопровождается возникновением напряженного состояния в этом микрообъеме цементного камня из-за давления растущих кристаллов льда на стенки пор и капилляров. Но давление растущих кристаллов льда передается и на оставшуюся жидкую фазу, которая под действием этого давления может перемещаться в «резервные» поры или деформировать и разрушать стенки пор.

Разрушение конструкций микроорганизмами. Контакт железобетонных конструкций с органическими средами вызывает коррозию бетона. Введение в бетон добавок, придающих ему биоцидные свойства, может предотвратить коррозию бетона и создать благоприятную санитарно-гигиеническую обстановку. Наиболее распространенными микроорганизмами являются низшие растения – грибы.

В помещениях мясоперерабатывающей промышленности на строительные конструкции действуют такие органические соединения, как кровь, экскременты животных, жир, жировые эмульсии, на хлебопекарных предприятиях – низшие грибы, вызванные оседанием мучной пыли, адсорбирующей влагу. Плесневые грибы используют в качестве источников питания готовые органические соединения. В процессе метаболизма грибы выделяют органические кислоты (лимонную, щавелевую, уксусную, яблочную и др.), коррозионно-опасные для бетона и арматуры. Кислоты снижают поверхностную прочность бетона, разрыхляют его наружные слои. Налет плесени ухудшает внешний вид помещений. Отмечается высокая устойчивость микроорганизмов к перепадам температуры и влажности, к изменению рН.

Эффективным способом защиты бетона является введение с водой в состав раствора или бетона добавок биоцидов, препятствующих появлению и распространению бактерий и грибов. В качестве биоцидной добавки используют, например, катапин-бактерицид, биоциды на основе оловоорганических соединений (латекс АБП-40) (Б.Ж., 1989, № 4).

Приспособленность конструкций к действию внешней среды. К этому явлению относят (Б.Ж., 1994, № 5): релаксацию; поддержание сопротивляемости бетона в процессе многократного динамического нагружения, меньшего предела выносливости; перераспределение нормальных напряжений между компонентами бетона в соответствии с их модулями упругости; самоуплотнение в водной и газообразной среде; самоупрочнение при умеренных термических и циклических воздействиях; стабилизация (после некоторого спада) прочностных и деформационных свойств при действии высоких температур.

По Черняковскому В. Л. структурно-функциональная адаптация представляет собой совокупность химических реакций и физико-химических процессов, лежащих в основе приспособления бетона

к изменению окружающих условий, и направлена на удержание существенных переменных внутреннего состояния в некоторых пределах и удовлетворительного спектра функциональных свойств.

В работе [179] обсуждается вопрос о чувствительности разрабатываемых систем и конструкций к изменениям в проектах, несовершенствам в изготовлении, вариациям внешних воздействий и другим факторам, имеющим детерминированный или вероятностный характер. Анализ чувствительности при проектировании конструкций изучает взаимосвязь между переменными проектирования и переменными состояния.

Коррозионное воздействие глинистых грунтов на арматуру железобетонных конструкций. В работе [186] показано, что нормативный срок эксплуатации железобетонных водоводов составляет 50 лет, но через 2...7 лет появляются зоны разрушения. На отдельных системах через 5...12 лет выходят из строя целые водоводы. Обследование показало, что в большинстве случаев трубы укладывали в грунты, не относящиеся к агрессивным по СНиП 2.03.11–85 (концентрация хлор-иона в водной вытяжке >500 мг/л). Фактически на конструкцию воздействует электролит порового раствора грунта, концентрация хлор-иона в котором во много раз выше, чем в водной вытяжке из грунта или грунтовой воды. Как известно, коррозия стали в железобетоне возникает при проникании в него хлор-иона и накоплении его у поверхности арматуры до критической концентрации.

Приведем примеры разрушения железобетонных конструкций.

6 апреля 2012 года в г. Караганде (Казахстан) обрушилась часть жилого дома. За несколько дней до этого произошел недопустимый крен здания, образовавшийся из-за чрезмерной деформации основания фундамента дома вследствие набухания грунтов основания, который повлек за собой деформации несущих конструкций и обрушение дома.

Среди причин обрушения части жилого дома оказались:

- низкая прочность бетона;
- отсутствие должной жесткости здания в поперечном направлении, из-за несоответствия конструктивного решения второго блока дома рабочему проекту;
- некачественное выполнение узлов сопряжения несущих монолитных железобетонных конструкций цокольного этажа. Выполнение конструкций велось с нарушением технологического регламента по бетонированию конструкций. В некоторых местах была замечена оголенная рабочая продольная арматура, имелись инородные включения в виде пенопласта, обрезков досок, камней.

20 марта 2013 года в г. Кемерово произошло обрушение декоративной башни дома.

Четырехэтажный жилой дом был построен в 1955 году по проекту архитектора А. Н. Рапопорта. Он был внесен в перечень объектов культурного наследия из-за своих архитектурных особенностей.

По словам экспертов, причинами обрушения декоративной конструкции послужили:

- низкое качество изготовления несущих конструкций;
- усталость несущих конструкций из-за колебаний башни на ветру;
- «морозная деструкция сжатой зоны бетона в опорной части монолитной железобетонной плиты перекрытия», вызванная замораживанием и оттаиванием воды весной и осенью.

2.5. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Стадии разрушения металлических конструкций. Различают [158] три стадии:

- 1) подготовки разрушения, завершающаяся возникновением повреждений и микротрещин в зернах кристаллической структуры стали;
- 2) зарождения макротрещин;
- 3) развития макротрещин, приводящие к разрушению.

Основными формами разрушения являются вязкое, хрупкое и усталостное. Кроме того, часто наблюдаются разрушение при ползучести и коррозионное разрушение (рис. 2.9; табл. 2.10).

Хрупкое разрушение стальных сварных конструкций. Хрупкое разрушение – разделение твердого тела, сопровождаемое небольшой пластической деформацией или ее отсутствием.

Обычно хрупкое разрушение сопровождается быстрым распространением трещины с гораздо меньшими затратами энергии, чем при вязком разрушении. Хрупкие изломы имеют блестящий, зернистый внешний вид и почти не имеют пластической деформации. Шевронный рисунок может присутствовать на поверхности излома, указывая на начало образования трещины, особенно при хрупких разрушениях плоскопластинчатых компонентов.

В работе [158] приведена статистическая классификация 60 отказов различных конструкций, представленная в 1971 году Международным институтом сварки.

Каждый отказ связан с проявлением 2–3 факторов хрупкого разрушения. Отмечается, что представленная классификация имеет существенный недостаток – в ней отсутствует анализ влияния конструктивной формы элементов конструкций на их хрупкое разрушение.

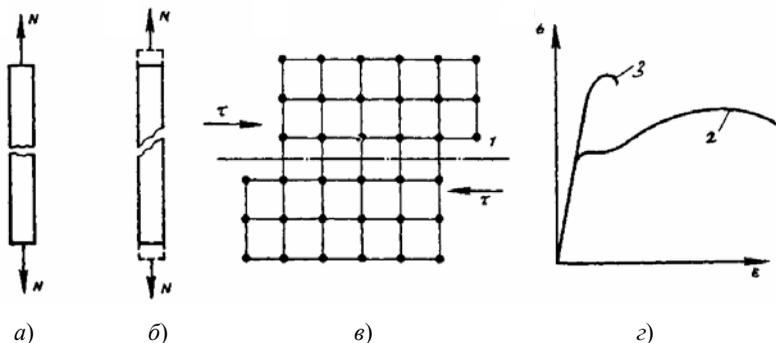


Рис. 2.9. Виды разрушения:

a – отрыв; *б* – срез; *в* – схема смещения атомных слоев при сдвиге;
г – диаграмма работы материала; 1 – плоское скольжение;
 2 – вязкое разрушение; 3 – хрупкое разрушение.

2.10. Классификация факторов хрупкого разрушения сварных конструкций

Фактор	Частота, %
Конструктивные надрезы	14,3
Усталостные трещины	7,2
Коррозионные трещины	0,7
Технологически надрезы	7,2
Трещины в зоне термического влияния сварки	2,4
Трещины в сварных швах	1,6
Другие дефекты сварных швов	7,2
Перегрузка конструкций	6,3
Термические напряжения	4,8
Чувствительность стали к надрезам	20,6
Остаточные сварочные деформации	13,5
Дефекты структуры стали	0
Старение и наклеп стали	11,1
Влияние термообработки стали	2,4
Влияние закалки стали	0,7

В МИСИ обследовано 926 ферм. В 770 из них получена следующая частота появления отдельных повреждений (%) [156]:

- искривление элементов – 81,8;
- местные прогибы – 7,7;
- отклонение ферм от вертикали – 4,2;
- расстройство болтовых соединений – 5,8;
- прогибы фасонки – 0,3;
- трещины в фасонках – 0,2.

Там же [156, прил. 1] описаны дефекты и повреждения стальных сварных, болтовых и заклепочных соединений, а также элементов конструкций.

В МИСИ собрано и классифицировано более 350 отказов стальных конструкций с хрупким разрушением [158]. До 43% составили отказы сварочных листовых конструкций (резервуары, газгольдеры и т.п.), 48% – решетчатых изгибаемых (фермы) и 19% – сплошностенных балочных.

В работе [177] дан анализ причин аварий 105 зданий и сооружений. Получено следующее распределение отказов, %:

- дефекты монтажа – 29,5;
- ошибки проекта – 26,7;
- дефекты эксплуатации – 14,3;
- дефекты изготовления – 12,4;
- низкое качество стали – 10,5;
- недостатки норм – 6,6.

В работе [101] описан случай прогрессирующего разрушения цеха. Необходимо было вкатить крупногабаритный груз. Этому мешала стойка рамы. Рабочие решили ломами отогнуть ее на несколько миллиметров. Во время проведения этой операции стойка потеряла устойчивость и при падении повлекла за собой конструкции значительной площади.

2.11. Наиболее типичные сочетания основных причин аварий металлических конструкций [101]

Отклонение и повреждение	Примечание
<i>Сварные соединения</i>	
Трещины в швах или околошовной зоне	Не допускаются
Неполномерность швов	Необходимость устранения дефекта проверяется расчетом

Отклонение и повреждение	Примечание
Подрезы основного металла, непровары в корне и по сечению шва, шлаковые включения, поры и т.д.	Дефекты должны быть устранены, если они явились причиной возникновения трещин в швах данной или аналогичной конструкции
<i>Болтовые и заклепочные соединения</i>	
Отсутствие болта (заклепки) или проворачивание от руки (кроме монтажных работ)	Не допускается
Дрожание или перемещение болта (заклепки) под ударами контрольного молотка весом 300...400 г; перекося болта (заклепки) (кроме монтажных болтов)	Не допускается при числе ослабленных болтов свыше 10% в одной группе
Дефекты головок заклепок (трещиноватость, рябина, неполномерность и т.д.), неплотности склепываемого пакета, смещение заклепок с оси элемента и т.д.	При отсутствии ослабленных заклепок эти дефекты могут быть оставлены без исправления. Зазоры в пакетах следует заполнить эпоксидной смолой или другим материалом, предохраняющим от попадания влаги и грязи
<i>Элементы конструкции</i>	
Трещины в основном материале элементов конструкций	Не допускаются
Искривление элементов решетчатых конструкций	Необходимость устранения повреждения устанавливается расчетом
Винтообразность элементов, перекося и грибовидность полок балок	Повреждения устраняются в случаях, когда препятствуют нормальной эксплуатации конструкций, нарушают опирание и примыкание других элементов

Отклонение и повреждение	Примечание
Выпучивание стенки сплошной балки	Необходимость устранения дефекта устанавливается расчетом. В рабочее сечение включаются часть стенки в сжатой зоне высотой 15δ и растянутая зона. Учитывается местный изгиб в пролете, равном расстоянию между ребрами жесткости
Местные погнутости (вмятины)	Необходимость устранения устанавливается расчетом. При этом учитывается только неповрежденная часть сечения
Погнутость узловых фасонок: а) в случае примыкания сжатого элемента с напряжением в нем более половины расчетного сопротивления; б) в остальных случаях	Следует усилить, если: а) $\operatorname{tg}\alpha \geq 0,1$; б) $\operatorname{tg}\alpha \geq 0,2$
Отклонение форм от вертикали: а) на опоре; б) в середине пролета	Усилить, если: а) $a > 10$ мм; б) $a > 15$ мм

Примечание: α – угол наклона фасонки к вертикали, a – расстояние между вертикалью и осью отклоненной фермы.

Пропуск соединительных прокладок в сжатых элементах может привести к преждевременной потере устойчивости. В работе [156] показано, что наиболее часто отсутствует фрезеровка торцов опорных фланцев к опорным столикам и шайбы под болтами. Все это снижает надежность работы конструкций.

Приведем из работ [98, 99] факторы, являющиеся причинами аварий и отказов в работе конструкций:

- снег и непродуманная его очистка, наледи;
- производственная пыль;
- несоответствие фактических весов конструкций запроектированным;
- ветер;

- крановая нагрузка;
- динамическое воздействие нагрузки;
- температурные воздействия;
- перегрузка;
- недостаточное количество или несвоевременная расстановка связей (постоянных и временных);
- большая гибкость элементов, эксцентричное приложение нагрузки;
- нарушение ППР;
- наличие вмятин и погнутостей, податливость монтажных стыков, несвоевременная или неправильная анкеровка опор, температурные деформации при неудачном закреплении связей, недостаточная толщина в листовых конструкциях, искажение геометрической формы (в резервуарах, баках и т.п. конструкциях), неудачное крепление оттяжек, вант, следствие неудачной строповки при монтаже, включение в проект новых инженерных решений без достаточной экспериментальной проверки;
- ошибки в расчетах, ошибки в чертежах;
- хрупкое разрушение в результате применения хладоломких сталей и конструктивных форм элементов с пониженной хладостойкостью;
- хрупкое разрушение сварных швов; замена одних профилей другими; недостаточная прочность, жесткость и устойчивость;
- неудачный выбор расчетной схемы (несоответствие действительной работе конструкций); несоответствие чертежей, выполненных в стадиях КМ и КДМ;
- наличие концентраторов напряжений;
- примитивный приближенный расчет конструкций;
- неудачное конструктивное решение главным образом узлов сопряжения;
- занижение расчетной нагрузки по сравнению с реальной;
- недооценка жесткости узлов;
- внецентренное прикрепление элементов;
- невыполнение требований ремонтпригодности;
- низкая квалификация исполнителей;
- отсутствие авторского и технического надзора;
- неправильное выполнение сварки в зимнее время;
- неправильная строповка;
- неправильный порядок наложения сварных швов;
- некачественная сварка;

- дефекты хранения и транспортировки конструкций;
- дефекты укладки сборных железобетонных плит покрытия;
- неправильная временная расчалка конструкций;
- монтаж конструкций главным образом до приемки нулевого цикла;
- неправильный выбор способа и порядка монтажа;
- повторные производственные операции;
- расклепка, повторная склепка и т.п.;
- применение некачественных материалов;
- низкое качество изготовления конструкций;
- низкое качество монтажа;
- недооценка монтажных нагрузок;
- несвоевременная постановка связей жесткости;
- изгиб косынок в плоскости наименьшей жесткости при небрежном выполнении монтажа;
- устройство не предусмотренных проектом отверстий и пазов;
- подвеска к конструкциям различного вида дополнительного оборудования;
- отсутствие периодического осмотра состояния конструкций;
- коррозия стали;
- ошибки, допущенные при реконструкции сооружений и усилении конструкций;
- увеличение нагрузки без усиления конструкций без регулирования в них напряжения;
- отсутствие защиты конструкций, работающих в агрессивных средах;
- устройство не предусмотренных проектом отверстий и лазов;
- усталостные разрушения, разрушения от старения, вибродинамическое действие кранов, подвижного состава и т.п.;
- неравномерная осадка сооружения;
- неравномерная осадка железобетонных колонн под стальные подкрановые балки;
- недоброкачественное выполнение и дефекты в кирпичной кладке, на которую опираются металлоконструкции;
- потеря устойчивости основания, неравномерное промерзание грунта; пучение грунта; замачивание лессовидных грунтов; дефектность инженерно-геологических изысканий;
- различные обвалы, взрывы, подмыв фундаментов, обрушения вышележащих конструкций, удары и т.п.; аварии, вызванные сейсмическими воздействиями, ураганскими ветрами и наводнениями.

Ежегодно 10...12% выплавленного и эксплуатируемого металла теряется вследствие коррозии [152, 156]. Количество разрушаемого коррозией металла расчет почти пропорционально накопленному фонду металла. Потери от коррозии доходят до 2...4% национального дохода каждой страны, 30% строительных металлических конструкций подвергаются атмосферной коррозии, 75% – разрушающему воздействию атмосферных и агрессивных сред. На рисунке 2.10 приведены виды коррозионных поражений стали.

Коррозия металла – разрушение материала вследствие химического или электрохимического взаимодействия с окружающей средой. Выделяют следующие виды коррозии [82]: химическую, электрохимическую, щелевую, межкристаллитную, эрозионную, кавитационную, биологическую, питтинговую, избирательное выщелачивание, водородное повреждение, коррозионное растрескивание под напряжением.

При химической коррозии поверхности конструкции происходит равномерное разрушение материала.

Коррозию металлов можно описать суммарным уравнением

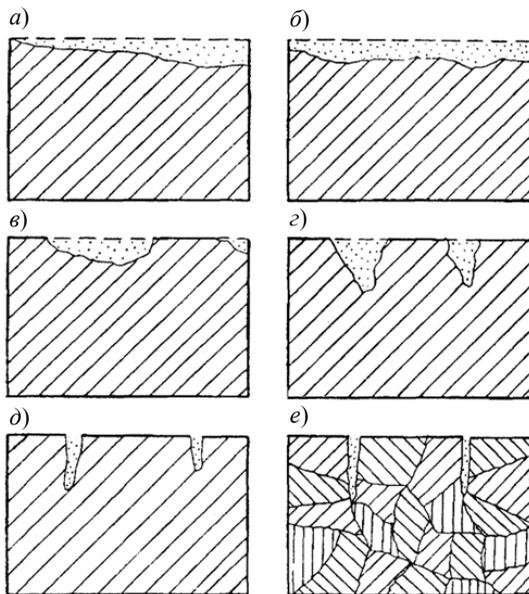


Рис. 2.10. Типы коррозионного поражения стали:

a – равномерное; *б* – неравномерное; *в* – пятнами; *г* – язвами;
д – точками (питтинги); *е* – фазийным растрескиванием

Гидроксид железа (III) очень неустойчив, быстро теряет воду и превращается в оксид железа (III). Это соединение не защищает поверхность железа от дальнейшего окисления. В результате железный предмет может полностью разрушиться.

Электрохимическая коррозия имеет место, когда возникает разность потенциалов между разнородными металлами и создается электрический ток. Межкристаллитная коррозия развивается на границе зерен металлов. Этот вид коррозии возникает в растворах электролитов, причем ему сопутствуют протекающие на поверхности металла электрохимические процессы: окислительный (растворение металл) и восстановительный (электрохимическое восстановление компонентов среды).

Эрозионная коррозия – быстро протекающее химическое воздействие коррозионной среды на поверхность металла. Возникает при различных динамических условиях, например, при приливном движении океанских вод, в трубопроводах (особенно в изгибах), крыльчатках, мешалках, теплообменниках, турбинах, в большинстве конструктивных элементов установок по переработке угля и т.п.

Кавитационная коррозия наблюдается, когда в результате изменения давления в протекающей жидкости образуются пузырьки пара. При исчезновении с поверхности металла пленок воды возникают ударные волны, локально пластически деформирующие металл или разрушающие защитные покрытия. Наиболее устойчивые к кавитационному коррозионному разрушению нержавеющие стали, титан. Катодная защита может значительно снизить кавитационную коррозию углеродных сталей. Для защиты иногда применяются резиновые покрытия.

Биологическая коррозия – это процесс разрушения металлов под влиянием живых организмов (водорослей, бактерий, дрожжей, грибов). Микроорганизмы, находящиеся в водной среде и грунте, способны спровоцировать серьезные коррозионные разрушения. Происходит вследствие активности живых организмов: аэробных и анаэробных бактерий, грибов, плесени, морских водорослей.

Питтинговая коррозия – вид коррозионного разрушения, которому подвергаются исключительно пассивные металлы и сплавы. Наблюдается у никелевых, циркониевых, хромоникелевых, хромистых, алюминидных сплавов и др.

При питтинговой (точечной) коррозии разрушению подвергаются только отдельные участки поверхности, на которых образуются глубокие поражения – питтинги (точечные язвы), нередко пронизывающие материал насквозь. При избирательном выщелачивании из сплава удаляется один элемент. Водородное повреждение (водородное вспучива-

ние и охрупчивание, химическое воздействие водорода и обезуглероживание) не является видом коррозии, а ее следствием. Так, при водородном вспучивании атомы водорода проникают в поры структуры металла, где образуют молекулярный водород. Давление водорода может быть такой величины, что происходит вспучивание, текучесть и разрушение.

Коррозионное растрескивание под напряжением проявляется возникновением множества трещин под влиянием одновременно действующего растягивающего напряжения и коррозионной среды. Это явление возникает при некоторой величине предельного напряжения.

Правила проектирования металлических конструкций с учетом требований к материалам конструкций, степени агрессивного воздействия сред и требований к защите от коррозии необходимо выполнять согласно работам [31, 62, 68, 76, 89, 101, 127, 149, 153, 158, 186].

Дефекты сварных швов. Их разделяют [33, 131]:

- по расположению (внутренние, наружные, поверхностные, сквозные);
- по форме и остроте (компактные, протяженные, плоскостные, объемные);
- по величине (мелкие, средние, крупные);
- по массивности (единичные, групповые, распространенные).

К дефектам относят:

- поры (сферические, канальные, линейные);
- шлаки (компактные, протяженные);
- металлические включения;
- непровары (в корне одностороннего шва без подреза, в корне одностороннего шва с подрезом, двустороннего шва);
- трещины (продольные, поперечные, разветвленные);
- подрезы;
- наплывы;
- нарушение соосности свариваемых элементов;
- прожоги;
- свищи.

При сварке плавлением наиболее частыми дефектами сварных соединений являются: неполномерность шва, неравномерная его ширина и высота (рис. 2.11), крупная чешуйчатость, бугристость, наличие седловин [215]. При автоматической сварке дефекты возникают вследствие колебания напряжения в сети, проскальзывания проволоки в подающих роликах, неравномерной скорости сварки из-за люфтов в механизме передвижения, неправильного угла наклона электрода, протекания жидкого металла в зазор.

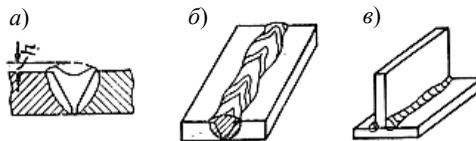


Рис. 2.11. Дефекты формы и размеров шва:

a – неполнотность шва; *б* – неравномерность ширины стыкового шва; *в* – неравномерность по длине катета углового шва;
h – требуемая высота усиления шва

При ручной и полуавтоматической сварках дефекты могут быть вызваны недостаточной квалификацией сварщика, нарушением технологических приемов, плохим качеством электродов и других сварочных материалов.

Для сварки давлением (например, точечной) характерными дефектами являются неравномерный шаг точек, глубокие вмятины, смещение осей стыкуемых деталей.

Нарушение формы и размеров шва зачастую свидетельствует о наличии таких дефектов, как наплывы (натёки), подрезы, прожоги и незаверенные кратеры.

Наплывы (натёки) (рис. 2.12) образуются чаще всего при сварке горизонтальными швами вертикальных поверхностей в результате натекания жидкого металла на кромки холодного основного металла. Они могут быть местными, в виде отдельных застывших капель, или же иметь значительную протяженность вдоль шва. Причинами возникновения наплывов являются: большая величина сварочного тока, длинная дуга, неправильное положение электрода, большой угол наклона изделия при сварке на подъем и спуск.

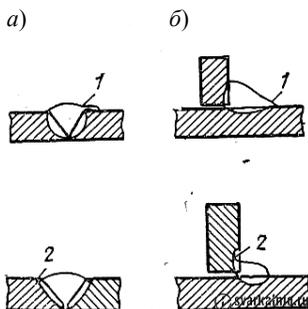


Рис. 2.12. Наружные дефекты в швах:

a – стыковых; *б* – угловых; *1* – наплыв; *2* – подрез

В кольцевых швах наплывы образуются при недостаточном или излишнем смещении электрода с зенита. В местах наплывов часто выявляются непровары, трещины и другие дефекты.

Подрезы представляют собой углубления (канавки), образующиеся в основном металле вдоль края шва при завышенном сварочном токе и длинной дуге, так как в этом случае увеличивается ширина шва и сильнее оплавляются кромки.

При сварке угловыми швами подрезы возникают в основном из-за смещения электрода в сторону вертикальной стенки, что вызывает значительный разогрев, плавление и стекание ее металла на горизонтальную полку. В результате на вертикальной стенке появляются подрезы, а на горизонтальной полке – наплывы. При газовой сварке подрезы образуются из-за повышенной мощности сварочной горелки, а при электрошлаковой – из-за неправильной установки формирующих ползунов.

Подрезы приводят к ослаблению сечения основного металла и могут явиться причиной разрушения сварного соединения.

Прожоги – это проплавление основного или наплавленного металла с возможным образованием сквозных отверстий. Они возникают вследствие недостаточного притупления кромок, большого зазора между ними, завышенного сварочного тока или мощности горелки при невысоких скоростях сварки. Особенно часто прожоги наблюдаются в процессе сварки тонкого металла и при выполнении первого прохода многослойного шва.

Кроме того, прожоги могут иметь место в результате плохого поджигания флюсовой подушки или медной подкладки (автоматическая сварка), а также при увеличении продолжительности сварки, малом усилии сжатия и наличии загрязнений на поверхностях свариваемых деталей или электродах (точечная и шовная контактные сварки).

Незаваренные кратеры образуются в случае резкого обрыва дуги в конце сварки. Они уменьшают сечение шва и могут явиться очагами образования трещин.

Дефекты макроструктуры. К дефектам макроструктуры, выявляемым при увеличении не более чем в 10 раз, относятся газопоры, шлаковые включения, непровары, трещины (рис. 2.13).

Газовые поры образуются в сварных швах вследствие быстрого затвердевания газонасыщенного расплавленного металла, при котором выделяющиеся газы не успевают выйти в атмосферу.

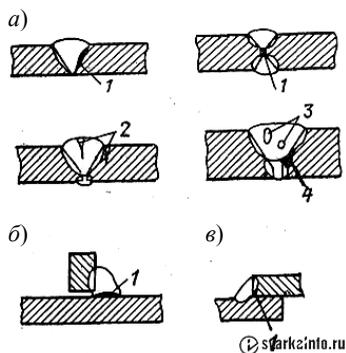


Рис. 2.13. Дефекты макроструктуры в швах:
a – стыковых; *б* – угловых; *в* – нахлесточных; 1 – непровар;
 2 – трещины; 3 – поры; 4 – шлаковые включения

Как правило, такой дефект встречается при повышенном содержании углерода в основном металле, наличии ржавчины, масла и краски на кромках основного металла и поверхности сварочной проволоки, использовании влажного или отсыревшего флюса, присутствии вредных примесей в защитных газах, неправильной регулировке пламени сварочной горелки, чрезмерной скорости сварки, нарушающей газовую защиту ванны жидкого металла, неправильном выборе марки сварочной проволоки, в особенности при сварке в среде углекислого газа. Газовые поры могут быть распределены в шве отдельными группами, в виде цепочки вдоль шва или в виде отдельных включений. Иногда образуются сквозные поры, так называемые свищи. Степень пористости шва и размер отдельных пор во многом зависят от того, как долго сварочная ванна находится в жидком состоянии, которое позволяет образующимся газам выйти из шва.

Шлаковые включения являются результатом небрежной очистки кромок деталей и сварочной проволоки от окалины, ржавчины и грязи, а также (при многослойной сварке) неполного удаления шлака с предыдущих слоев. Кроме того, они возникают при сварке длинной дугой, неправильном наклоне электрода, недостаточной величине сварочного тока или мощности горелки, завышенной скорости сварки.

Шлаковые включения различны по форме (от сферической до игольчатой) и размерам (от микроскопических до нескольких миллиметров). Они могут быть расположены в корне шва между отдельными слоями, а также внутри наплавленного металла.

Шлаковые включения, так же как и газовые поры, ослабляют сечение шва, уменьшают его прочность и являются зонами концентрации напряжений.

Непроваром называют местное несплавление основного металла с наплавленным, а также несплавление между собой отдельных слоев шва при многослойной сварке из-за наличия тонкой прослойки: окислов, а иногда и грубой шлаковой прослойки внутри швов. Причинами непроваров являются: плохая очистка металла от окалины, ржавчины и грязи, малый зазор в стыке, излишнее притупление и малый угол скоса кромок, недостаточная величина тока или мощности горелки, большая скорость сварки, смещение электрода в сторону от оси шва.

При автоматической сварке под флюсом и электрошлаковой сварке непровары обычно образуются в начале процесса, когда основной металл еще недостаточно прогрет. Поэтому сварку начинают на входных технологических планках, отрезаемых в дальнейшем. Иногда непровары по сечению шва возникают из-за вынужденных перерывов в процессе сварки.

При точечной и шовной контактных сварках причинами непроваров являются недостаточная величина тока, продолжительность сварки и давления, большая рабочая поверхность электродов. При стыковой контактной сварке непровары наиболее часто образуются в результате несвоевременного выключения сварочного тока.

Трещины и непровары являются наиболее опасным дефектом сварных швов. Они возникают в самом шве и в околошовной зоне, располагаясь вдоль и поперек шва в виде несплошностей микро- и макроскопических размеров.

Трещины разделяют на горячие и холодные в зависимости от температуры их образования.

Горячие трещины появляются в процессе кристаллизации металла шва при температуре 1100...1300 °С. Их образование вызывается наличием полужидких прослоек между кристаллами наплавленного металла шва в конце его затвердевания и действием в нем растягивающих усадочных напряжений. Повышенное содержание в металле шва углерода, кремния, водорода и никеля также способствует образованию горячих трещин. Они обычно расположены внутри шва и их трудно выявить.

Холодные трещины возникают при температурах 100...300 °С в легированных сталях и при нормальных температурах – в углеродистых сталях сразу после остывания шва или через длительный промежуток времени. Основная причина их образования – значительные напряжения, возникающие в зоне сварки при распаде твердого раство-

ра, и скопление под большим давлением молекулярного водорода в пустотах, имеющих в металле шва. Холодные трещины выходят на поверхность шва и хорошо заметны.

Дефекты микроструктуры. Микроструктура шва и околошовной зоны (рис. 2.14) в значительной мере определяет свойства сварных соединений и характеризует их качество. Дефектами микроструктуры сварного соединения являются: микропоры и микротрещины, нитридные, кислородные и другие неметаллические включения, крупнозернистость, участки перегрева и пережога.

На участке перегрева металл имеет крупнозернистое строение. Чем крупнее зерна, тем меньше поверхность их сцепления и выше хрупкость металла (перегретый металл плохо сопротивляется ударным нагрузкам).

Наиболее опасным дефектом является пережог, при котором в структуре металла шва много окисленных зерен с малым взаимным сцеплением. Такой металл хрупок и не поддается исправлению. Пережог возникает при высокой температуре сварки, плохой изоляции сварочной ванны от воздуха или избытке кислорода в пламени горелки.

Наиболее часто фактически размеры сварных швов отличаются от проектных. Разработаны разрушающие и неразрушающие методы контроля качества сварных швов.

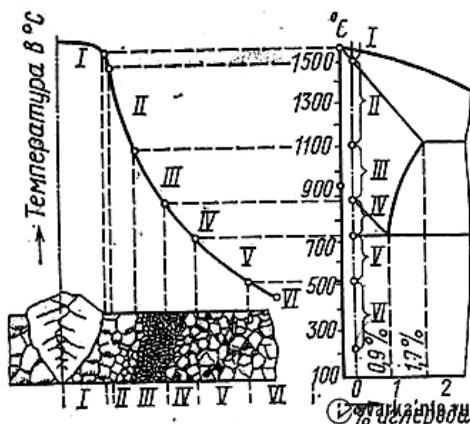


Рис. 2.14. Схема распределения структур в сварном шве и околошовной зоне (цифрами I, II, III и т.д. обозначены одни и те же участки на разрезе шва, кривой распределения температур и шкале температур на диаграмме железо–углерод):

I – неполное расплавление; II – перегрев; III – нормализация; IV – неполная перекристаллизация; V – рекристаллизация; VI – синеломкость

Так, к разрушающим испытаниям сварных соединений относят: механические (на растяжение, изгиб и т.п.), металлографические, коррозионные, химические, на свариваемость и надежность. Неразрушающими методами испытаний являются: радиационные и ультразвуковой контроль, магнитные и электромагнитные, оптические, радиоволновые, тепловые методы, капиллярное истечение.

Подкрановые конструкции находятся в сложных условиях работы. После трех-четырёх лет работы появляются следующие повреждения [136]: расстраиваются узлы крепления подкрановых и тормозных балок к колоннам, появляются усталостные трещины около верхнего пояса балок, в клепаных балках ослабляются заклепки верхнего пояса и появляются трещины в уголках. Особенно значительно повреждаются подкрановые конструкции в цехах с кранами тяжелого и весьма тяжелого режима работы.

2.6. ДЕРЕВО И ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Изменения внешнего вида, нарушения правильности строения, целостности тканей и другие недостатки, снижающие качество древесины и ограничивающие возможности ее практического использования, называются пороками древесины [188, 232].

Согласно работам [47, 232] все пороки разделены на девять групп:

- 1 – сучки;
- 2 – трещины;
- 3 – пороки формы ствола;
- 4 – пороки строения древесины;
- 5 – химические окраски;
- 6 – грибные поражения;
- 7 – биологические повреждения;
- 8 – инородные включения, механические повреждения и пороки обработки;
- 9 – покоробленности.

В каждую группу входят несколько видов пороков, для некоторых пороков указаны их разновидности. Часть пороков характерна только для круглых лесоматериалов (бревен и др.), другие пороки свойственны только пилопродукции (доскам, брусам, заготовкам) или шпону. Есть пороки, которые встречаются у двух или всех трех классов сортиментов.

Для одной и той же породы древесины наблюдается значительный разброс показателей прочности, обусловленный неоднородностью структуры. Прочность поздней древесины до 5 раз выше прочности ранней. Установлена прямая пропорциональная зависимость прочно-

сти от ее плотности. Прочность древесины в значительной степени зависит от содержания влаги и возрастает в процессе сушки. Свежесрубленное дерево содержит до 50% влаги. Наиболее благоприятная для прочности влажность 10...15%. При поглощении влаги древесина набухает, а при высыхании дает усадку. Радиальное набухание может достигать 7%, а тангенциальное 10% (орех) [51]. Усадочные деформации возрастают с удалением от оси ствола. Древесина, используемая для строительных конструкций, должна иметь влажность не более 20...25% [57, 61, 138].

При направлении силы вдоль волокон прочность материала достигает максимального значения. С увеличением угла между силой и направлением волокон прочность снижается.

Под действием разрушающих грибов и насекомых древесина разрушается. Гниение – процесс жизнедеятельности грибов, которые питаются органическими веществами древесины. Оно происходит при температуре 5...25 °С и влажности 50...70%. Грибы подразделяются на лесные, биржевые (складские) и домовые. Наибольшую опасность представляют домовые грибы (настоящие, белые, пленчатые, шахтные, столбовые). Грибы размножаются спорами. Для развития процесса гниения необходимо длительное увлажнение древесины до появления в ее полости капельно-жидкой влаги. Последующее увлажнение происходит в результате химического разложения при участии гриба. Гниение происходит в увлажненных плохо проветриваемых местах: проходах водопроводных и сантехнических труб, опирания балок и ферм на стены, лаг на столбики, верхней части стропил и др.

В качестве предупредительной меры борьбы с распространением домового гриба применяют: удаление пораженной древесины с захватом здоровой; проветривание, просушивание, антисептирование, обеззараживание кирпичных, бетонных и железобетонных конструкций в местах соприкосновения с очагом заражения, например, путем опрыскивания 10 %-ным раствором медного или железного купороса, ликвидации источников замачивания.

В специальных лабораториях выполняют микробиологический анализ пораженной древесины. Скорость разложения древесины грибами весьма высока. Имеется много примеров полной потери прочности древесины через 1...3 года после начала эксплуатации.

Техническое состояние деревянных конструкций может быть аварийным, пораженным гнилью и удовлетворительным. При значительных прогибах балок, ферм необходимо установить и раскрепить разгружающие стойки, провести техническое обследование, усиление или замену конструкций.

В корпусе ТГТУ по ул. Ленинградской стропила имеют прогиб до 10 см. В стропилах со стороны металлической кровли имеются продольные каналы разрушения древесины глубиной до 85 мм. Продукты гниения легко выгребаются рукой. Деревянные балки перекрытий над 2-м этажом также были повреждены гнилью (перекрытие состоит из дощатой подшивки, балок, шлаковой засыпки, двухслойных черных полов и паркета). Дощатые подшивки потолков местами разрушились. Подобные дефекты отмечались и в корпусе по ул. Советской.

Пороки древесины – изменения ее внешнего вида, нарушения правильности строения, целостности тканей и другие несовершенства, снижающие прочность и качество. Пороки древесины делят на группы: сучки, трещины, пороки формы ствола, пороки строения древесины, химические окраски, грибные поражения, биологические повреждения, покоробленности, механические повреждения и пороки обработки. Группу порока устанавливают с помощью определителя.

В условиях длительного действия нагрузок для древесины характерно «подрастание» трещины. При этом она может достичь критической длины. Далее возможен спонтанный рост трещин и разрушение конструкций. В логарифмическом масштабе зависимость скорости роста трещины от коэффициента интенсивности напряжений прямолинейная (рис. 2.15).

Интегрирование этого графика позволит получить время до разрушения τ_u . Для ряда хрупких материалов величина τ_u распределена в широких пределах (рис. 2.16).

Разрушение изгибаемых элементов часто происходит из-за развития трещин поперечного сдвига (трещины II типа). Коэффициент интенсивности напряжений для трещин этого типа

$$K_{II} = \tau_0 \sqrt{\pi/H}, \quad (2.2)$$

где τ_0 – номинальное сдвигающее напряжение в точке, где расположен кончик трещины; H – безразмерный множитель, учитывающий геометрические характеристики трещин и образца.

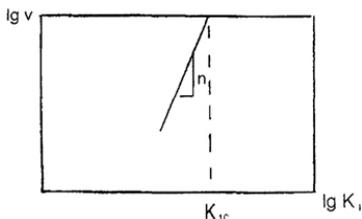


Рис. 2.15. Зависимость между скоростью подрастания трещины и коэффициентом интенсивности напряжений

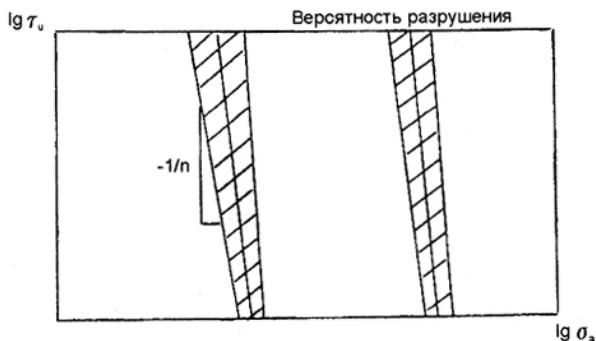


Рис. 2.16. Зависимость между действующим напряжением и временем до разрушения с учетом статистической изменчивости; заштрихованные области лежат в доверительных интегралах, рассчитанных для вероятностей разрушения от 10^{-7} до 10^{-1}

Надрез и врезка существенно снижают несущую способность изгибаемого элемента. Так, для балок с надрезом, составляющим половину высоты сечения, разрушающая нагрузка снизится до 10%. Узкий трещиноподобный надрез приводит к более высокой концентрации напряжений, чем широкий. С увеличением скорости деформирования ϵ несколько возрастает прочность материала. Древесина, как и бетон, чувствительна к предыстории нагружения. Предварительная выдержка образцов под нагрузкой несколько повышает величину τ_{II} .

Основные причины возникновения дефектов и повреждений. Многолетний опыт инженерных обследований зданий и сооружений свидетельствует о том, что аварийные ситуации возникают при одновременном воздействии нескольких факторов [11, 13, 21, 61, 78, 109].

По данным Госархстройнадзора РФ, основные причины аварий зданий и сооружений в стране примерно следующие (в процентном соотношении):

- нарушение правил эксплуатации – 30;
- низкая прочность конструкций (дефекты изготовления) – 20;
- дефекты узловых монтажных соединений – 16;
- недостаточная несущая способность оснований – 10;
- не достаточное опирание несущих конструкций на кладку – 8;
- нарушение правил производства строительно-монтажных работ – 8;
- ошибки в проектных решениях – 4;
- внешние воздействия, превысившие расчетные величины – 4.

Проанализируем каждую причину в отдельности.

Нарушение правил эксплуатации чаще всего приводит к загниванию конструкций. Причинами загнивания становятся: прямое или конденсационное увлажнение, дефекты гидроизоляции, несоблюдение температурно-влажностного режима эксплуатации. Стропильные конструкции повреждаются у торцов зданий, из-за протечек в кровле, ввиду небрежно выполненного примыкания рубероидного ковра к парапетным стенам.

Для повышения огнестойкости несущих арок покрытия кровли по требованию пожарников обшили оцинкованной жстью с прокладкой из асбеста. Сечение деревянного элемента оказалось в замкнутом пространстве без вентиляции, что привело к конденсации влаги на поверхности арок и загниванию древесины. После случаев обрушения таких арок было принято решение снять эту обшивку.

Характерная ошибка при эксплуатации чердачных помещений – глухая заделка слуховых окон (листами фанеры или остекление). Это не только нарушает режим проветривания деревянных конструкций, но и приводит в летний период к повышению температуры внутри чердачного помещения ($t > 50$ °С, особенно при использовании в покрытии кровельного железа). По этой причине наблюдается разрыв нижних растянутых поясов деревянных ферм из-за «текучести» древесины при высоких температурах. Балки чердачных перекрытий в старых зданиях часто полностью засыпаются шлаком, что ведет к поверхностному загниванию деревянных балок на глубину 2...3 см, однако при сверлении в глубину сечения древесина, судя по белому цвету стружки, зачастую имеет здоровый вид. Другой ошибкой является обертывание толем опорных концов балок или даже полное обертывание толем балок по всей длине, что способствует конденсации влаги на поверхности древесины и препятствует проветриванию конструкций. Достаточно проложить слой гидроизоляции под опорную подушку или опорную часть балки, соприкасающуюся с кирпичной стеной [14].

Низкая прочность конструкций (дефекты изготовления). Дефекты изготовления возникают при нарушении технологического процесса производства конструкций. В частности, применение для изготовления конструкций сырой древесины (с влажностью более 20%) приводит в процессе эксплуатации к появлению в деревянных элементах продольных трещин усушки, которые мало влияют на несущую способность сжатых и изгибаемых элементов, но опасны в растянутых элементах и в коротких балках.

Для клееных деревянных конструкций наиболее характерны следующие нарушения технологического процесса:

- сушка пиломатериалов при жестких режимах, что приводит к короблению досок, появлению значительных внутренних напряжений в клееных элементах и расслоению по клеявым швам;
- превышение нормативных сроков хранения синтетических смол, несоблюдение правил приготовления клеев, ошибки в дозировке отвердителя ведут к снижению прочности клеявых швов и их расслоению в процессе эксплуатации;
- низкое качество соединений заготовок по длине на зубчатый шип и возможное расположение в одном сечении элемента более 25% стыков заготовок.

Дефекты узловых монтажных соединений. Основные причины дефектов узловых соединений деревянных конструкций [23, 85]:

- отсутствие обжатия деревянных элементов в соединениях болтами (болты отсутствуют или не затянуты);
- нарушение правил расстановки нагелей вдоль и поперек волокон соединяемых элементов;
- коррозия металлических соединительных деталей;
- применение нетиповых узлов.

При длительной эксплуатации конструкций в агрессивных средах без должной и своевременно возобновляемой антикоррозионной защиты коррозионные повреждения металлических соединительных деталей и крепежных болтов в узлах конструкций достигают 50% и более.

Нарушение правил производства строительно-монтажных работ. Наиболее часто встречаются следующие нарушения:

- внецентренное опирание стропильных конструкций на колонны;
- неправильное складирование и хранение конструкций на стройплощадке;
- монтаж конструкций без использования мягких строп, специальных траверс и других вспомогательных приспособлений;
- опорные части арок и рам должны располагаться выше уровня чистого пола на 300...500 мм, однако на практике это правило не соблюдается и опорные узлы конструкций зачастую находятся даже ниже планировочной отметки земли.

Внешние воздействия, превысившие расчетные величины. Из внешних воздействий, превысивших расчетные значения, основной является снеговая нагрузка. К примеру в Пермском крае, где расчетная снеговая нагрузка составляет $3,2 \text{ кН/м}^2$, строители нередко возводят дома и объекты по проектам, разработанным для европейской части страны, где снеговая нагрузка не превышает 1 кН/м^2 , что ведет к перегрузке несущих конструкций и возникновению аварийных ситуаций. Схемы отложения снега на покрытиях из стрелчатых арок и высоких гнуто-клееных рам (угол наклона ригеля более 14°) значительно

отличаются от соответствующих схем СП и зависят от ориентации продольной оси объекта. При расположении продольной оси сооружения на местности в направлении восток – запад, т.е. практически перпендикулярно направлению господствующих зимой ветров в Пермском крае, снег с одной половины кровли сдувается, а на другой стороне образуется снеговой мешок высотой до 3 м [59]. Кроме того, фактическая величина снеговой нагрузки в момент аварий значительно (в 1,6 – 3 раза) превышает расчетные значения и из-за высокой плотности снега в феврале – марте, которая достигает 400...600 кг/м³ [14].

В заключение приведем из работы [85] описание повреждений деревянных конструкций (табл. 2.12).

Древесно-стружечные плиты (ДСП) и древесно-волокнистые (ДВП) плиты. Они состоят из размельченной древесной стружки (относительно крупной – во внутреннем слое и мельчайшей – в наружных слоях), которая за счет пропитки синтетическими смолами и горячего прессования связывается в прочную плиту. Плиты отличаются значительным набуханием при увлажнении (до 5 мм на 1 м длины). Прочность и упругость при этом значительно снижаются. Их не рекомендуется применять в качестве покрытий над помещением с влажностью воздуха более 55% [22, 155]. Возможные дефекты плит описаны в табл. 2.13.

2.12. Повреждения деревянных конструкций

Размер повреждений, мм	Техническое состояние поврежденного элемента	Определение размера повреждений либо сломанного строительного элемента в результате технического износа
0...20	Удовлетворительное	Отсутствие каких-либо деформаций прогибов или искривлений, отсутствие следов гниения, поражения грибками балок, подшивки, небольшие волосяные трещины на штукатурке потолков (всего в пределах 20% общей площади потолков)
21...35	Неудовлетворительное	Немногочисленные и небольшие следы гниения либо грибкового заражения отдельных деревянных элементов в некоторых местах санузлов, либо над перегородками, трещины в штукатурке потолка (всего в пределах до 35% общей площади потолков)

Размер повреждений, мм	Техническое состояние поврежденного элемента	Определение размера повреждений либо сломанного строительного элемента в результате технического износа
36...50	Плохое	Все вышеупомянутые повреждения, кроме того, прогибы или искривления перекрытия с отпадением подготовки под штукатурку вследствие подтеков и гниения потолочных балок и засыпки (всего в пределах до 50% общей площади потолков, требующих укрепления путем устройства прогонов и т.д.)
Более 50	Очень плохое	Все вышеупомянутые повреждения, но в размере более 50% общей площади потолков, требующих замены отдельных элементов или устройства нового перекрытия

2.13. Дефекты ДВП и ДСП [48]

Вид повреждения	Характеристика
Бахрома на кромке ДВП	Дефект в виде выступающих смятых пучков волокон на кромках ДВП
Прогар ДВП	Дефект в виде местного повреждения ДВП вследствие повышенных температурных воздействий, проявляющихся по всей толщине плиты, и характеризуемый изменением цвета и физико-механических свойств
Пучки древесных волокон на пласти ДВП	Дефект в виде включений неразмолотых древесных частиц на пласти ДВП с тонкодисперсным лицевым слоем
Разнооттеночность ДВП	Дефект в виде незначительного изменения цвета лицевой пласти ДВП с размытыми контурами
Разнооттеночность между ДВП	Дефект в виде визуально наблюдаемого различия цвета лицевой пласти двух ДВП

Вид повреждения	Характеристика
Отсутствие глянца на ДВП	Дефект в виде отсутствия блеска на части лицевой пласти твердой или полутвердой ДВП
Пятно на пласти ДВП (ДСП)	Дефект в виде ограниченного участка на пласти ДВП (ДСП), выделяющегося по цвету
Пятно на пласти ДВП (ДСП) от связующего	Пятно на пласти ДВП (ДСП) от повышенного содержания связующего
Пылесмоляное пятно на пласти ДВП (ДСП)	Пятно на пласти ДВП (ДСП) от древесной пыли с повышенным содержанием связующего
Парафиновое (масляное) пятно на пласти ДВП или ДСП	Пятно на пласти ДВП (ДСП) от повышенного количества парафина (масла)
Включения коры на пласти ДСП	Дефекты в виде включений частиц коры на пласти ДСП с размерами, большими чем размеры основной массы древесных частиц поверхностного слоя
Включения крупной стружки на пласти ДСП	Дефект в виде включений древесных частиц на пласти ДСП с мелкоструктурной поверхностью, резко выделяющихся размерами на фоне основной массы древесных частиц
Рыхлая кромка ДСП	Дефект в виде участка на кромке плиты, отличающегося пониженной плотностью
Углубление (выступ) на пласти ДВП (ДСП) Ндп. Вмятина (выпуклость) на пласти ДВП (ДСП)	Дефект в виде местной неровности на пласти ДВП (ДСП), выделяющийся относительно прилегающей поверхности
Царапина на пласти ДВП (ДСП)	Дефект в виде узкого углубления на пласти ДВП (ДСП), оставленного острым предметом
Расслоение ДВП (ДСП)	—

Вид повреждения	Характеристика
Местная повышенная пористость ДВП (ДСП)	–
Скол кромки ДВП (ДСП)	Дефект в виде местного повреждения кромки ДВП (ДСП), распространяющегося по пласти
Выкрашивание угла ДВП (ДСП)	Дефект в виде повреждения ребра ДВП (ДСП), образованного двумя кромками
Посторонние включения в ДВП (ДСП)	Дефект в виде включений недревесного происхождения в масле ДВП (ДСП) Примечание. К посторонним включениям относятся, например, камни, песок, частицы металла.
Недошлифовка ДВП (ДСП)	Дефект шлифования в виде нешлифованного участка пласти ДВП (ДСП)
Прошлифовка ДСП	Дефект шлифования в виде местного снятия наружного слоя ДСП до нижерасположенного слоя
Волнистость поверхности ДСП	Дефект шлифования в виде закономерно чередующихся выступов и впадин дугообразного профиля

2.7. ПОЛИМЕРНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

Дефекты и повреждения изделий из полимерных композитных материалов (ПКМ) могут находиться как в стенке детали, так и в зоне соединения деталей или в самом соединительном шве [16] (табл. 2.14).

2.14. Дефекты и повреждения в изделиях из ПКМ

<i>По месту расположения</i>		
В стенке детали	В зоне соединения деталей	В соединительном шве
Внутренние		Наружные

<i>По характеру</i>			
Отклонения от заданных размеров	Нарушения целостности	Инородные включения	Отклонения в составе и структуре материала
Вмятина		Изменение формы и размеров	
<i>По причине появления</i>			
Производственные		Эксплуатационные	

По месту расположения их можно также разделить на внутренние и поверхностные. Они могут быть производственными или эксплуатационными и обнаруживаются:

- проведением операций контроля качества после формования детали и сборки изделия;
- в процессе профилактического осмотра или проверки технического состояния узлов;
- после аварийной ситуации с изделием (столкновения, удары и т.п.).

В общем случае все виды дефектов в зависимости от их характера могут быть сведены в четыре группы:

- 1) отклонения от заданных размеров;
- 2) нарушения целостности;
- 3) инородные включения;
- 4) отклонения от заданного состава или структуры.

Отклонения от заданных размеров (размерные дефекты) могут касаться всего изделия или его частей. К размерному дефекту может быть отнесена легко образующаяся у всех полимерных материалов вмятина. Вмятина может образоваться в зоне головки крепежного элемента, сопровождаясь выпучиванием вокруг этой головки [14]. Появление размерного дефекта может сопровождаться существенным изменением формы изделия (рис. 2.17, 2.18).

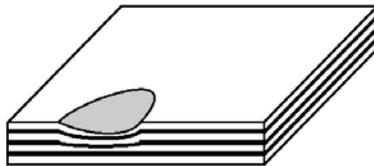


Рис. 2.17. Дефект в виде вмятины

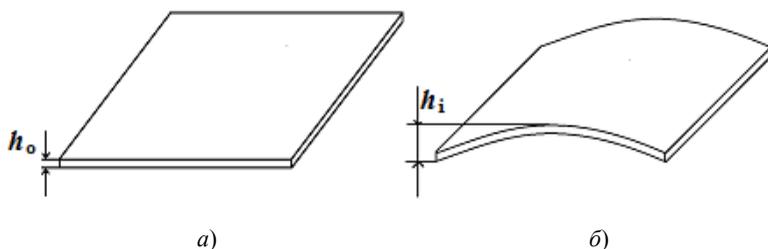


Рис. 2.18. Размерный дефект, выражающийся в увеличении высоты от h_0 до h_i детали в результате коробления

К нарушениям целостности в стенке детали из ПКМ можно отнести такие внутренние дефекты, как расслоения, трещины, поры, «непроклеи», раковины в прослойках матрицы или в клеевом слое, а также наружные дефекты типа сколы, выкрашивания, отслоения [14].

К серьезным нарушениям целостности ПКМ можно отнести разрывы материала или его структурных элементов (волокон и матрицы) и пробоины. Менее серьезными дефектами можно считать царапины, но, учитывая большую чувствительность ПКМ к концентраторам напряжений, их устранению, также нужно уделять должное внимание.

В матрице в процессе изготовления ПКМ возникают поры. Их содержание определяется поверхностным натяжением и вязкостью связующего, а также текстильной формой армирующего материала и условиями его пропитки. В реальных условиях эксплуатации изделий из ПКМ возможно сочетание дефектов: пробоина и расслоение, разрыв и расслоение, вмятина и разрыв и т.д. (2.19).

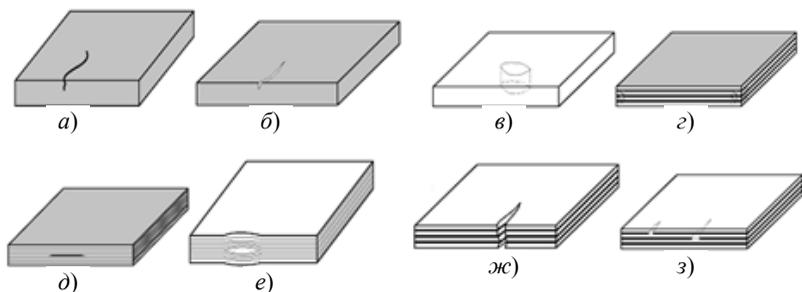


Рис. 2.19. Несплошности в стенке детали:

a – поверхностная трещина; *б* – царапина; *в* – пробоина; *г* – поры;
д – расслоение без раскрытия трещины; *е* – расслоение с раскрытием трещины;
жс – разрыв материала; *з* – разрыв наполнителя

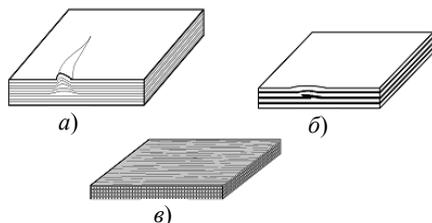


Рис. 2.20. Дефекты в виде наружной (а) и внутренней (б) складок наполнителя и нарушения ориентации наполнителя (в)

К инородным включениям относятся находящиеся в стенке детали тела, иного по сравнению с ПКМ состава. Их появление может быть связано с нарушением технологической дисциплины и с воздействием эксплуатационных факторов, например чужеродных тел на поверхности детали. Как частично инородное включение, нарушающее однородность структуры ПКМ, можно рассматривать складки наполнителя и нарушения его ориентации по сравнению с заданной схемой (рис. 2.20).

Дефекты в изделиях из термопластичных композиционных материалов (ТКМ). Выделяют два типа повреждений: повреждения матрицы и повреждения волокон. К первым относятся расслоения на границе матрица–волокно, трещины в матрице, расслоения в матрице и др. К повреждениям волокон отнесены как нарушения укладки волокон, так и пробоины в материале (рис. 2.21 – 2.23).

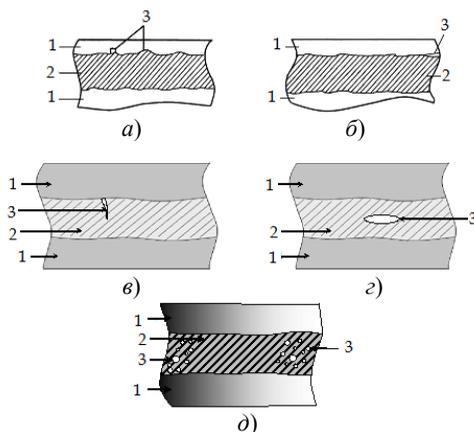


Рис. 2.21. Дефекты клеевого соединения:

a – неполное смачивание; *б* – расслоение; *в* – трещина в клеевом слое; *г* – пустота; *д* – поры; *1* – соединяемые детали; *2* – клеевой слой; *3* – дефект

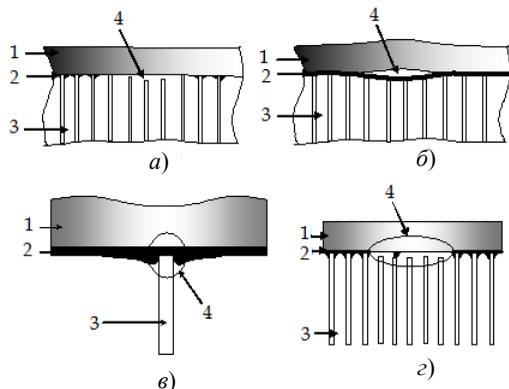


Рис. 2.22. Дефекты в клееных сотовых панелях:

a – между клеевым слоем и наполнителем; *б* – расслоение; *в* – неправильной формы галтель клея; *г* – разрыв в клеевом слое; 1 – обшивка; 2 – клеевой слой; 3 – сотовый наполнитель; 4 – дефект

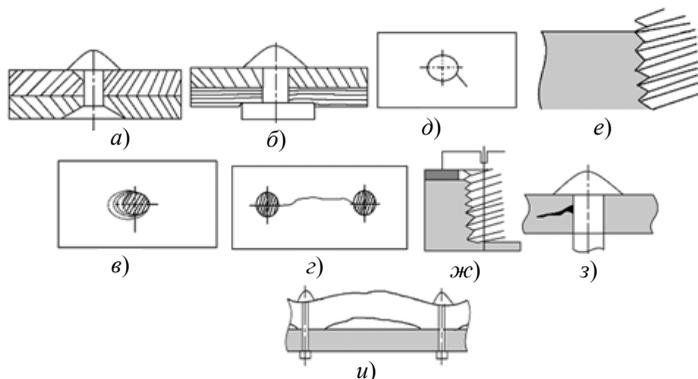


Рис. 2.23. Дефекты в соединениях,

выполненных механическим креплением:

a – скол ПКМ под головкой; *б* – смятие ПКМ головкой; *в* – смятие стержнем ПКМ в зоне отверстия; *г* – трещина между отверстиями; *д* – трещина в зоне отверстия; *е* – сколы витков резьбы; *ж* – срез витка резьбы в резьбовом отверстии; *з* – расслоение в зоне отверстия; *и* – выпучивание

Работоспособность изделий [14] из ПКМ может быть понижена из-за наличия дефектов в соединениях деталей. Наиболее вероятными в сварных соединениях ТКМ могут быть следующие дефекты: нарушение ориентации наполнителя, разрывы наполнителя, расслоения, пустоты и поры, на границе свариваемых поверхностей, инородные включения.

Дефекты полимерных материалов. Приведем некоторые положения из работы [84]. Разрушение полимерных материалов происходит через разрывы межатомных связей вследствие теплового движения, энергетические всплески (флуктуации) которого превышают энергию этих связей. При разрушении решающую роль играет разрыв химических связей, а при деформировании – межмолекулярных [16, 18, 127, 221].

Механическое разрушение – это термохимическая деструкция, облегченная механическим полем, ослабляющим силы связи.

При заданной нагрузке одновременно происходят два процесса: деформирование и разрушение. Протекают они с разной скоростью и обнаруживается тот процесс, для реализации которого требуется меньше времени. Деформирование происходит через перегруппировку, т.е. разрыв и последующее возникновение межмолекулярных связей. Эти связи разрываются тепловым движением атомов и их групп вследствие всплесков тепловой энергии на данной связи.

На практике определяют прочностную или деформационную долговечность под нагрузкой при заданных напряжениях и температурах. Время для хрупкого разрушения называют прочностной долговечностью. Она определяется при разных видах нагрузки (одноосное растяжение, поперечный изгиб, срез, сжатие, кручение или их комбинация) под постоянным напряжением. Важную роль при исследовании прочностных характеристик играет масштабный фактор. Александров А. П. и Журков С. Н. показали, что вероятность наличия дефектов на поверхности пропорциональна линейному размеру поверхности.

Экспериментально определяются силовые, температурные и временные границы работоспособности пластмасс.

Опытные данные представляют в арениусовской системе координат $\lg t - 1/T$. Часто получают семейство изобар – пучок прямых, сходящихся в полюсе.

В механике полимеров принят кинетический термофлуктуационный подход к рассмотрению теории разрушения [223].

Формула С. Н. Журкова – А. П. Александрова для разрушения от размягчения представлена в виде формул долговечности:

$$\tau = \tau_m \exp[(U_0 - \gamma\sigma)/(1 - T/T_m)], \quad (2.3)$$

где τ_m – минимальное время, за которое разрушается материал за одну тепловую флуктуацию при максимальной (предельной) температуре T_m вследствие флуктуации тепловой энергии; U_0 – энергия разрыва межатомных связей (начальная энергия активации); γ – константа, показывающая, насколько эффективно механическое поле сил снижает энергетический барьер термофлуктуационного разрыва связей и зависящая от вида нагрузки и структуры материала, $R = kN_A$:

$$U_0 = (c/a)\varepsilon_*; \quad \gamma = (c/a)(\varepsilon/F_v); \quad (2.4)$$

где c – атомная теплоемкость; a – коэффициент теплового расширения; ε_* – предельное расстояние между атомами, приводящее к разрыву межатомной связи; ε – коэффициент локальной нагрузки связей; E_v – модуль упругости; N_A – число Авогадро; K – константа Больцмана.

Из формулы следует, что разрушение связей вызывается совместным действием теплового движения атомов и работы внешней силы, преодолевающих энергию связей. Выше температуры T_m материал не работает. Долговечность его τ_m при этом минимальна, вклад нагрузки в разрушение связей отражается величиной γ_σ (работа механического поля). Остальную (основную) часть работы производит тепловое движение, т.е. главным разрушающим фактором являются тепловые флуктуации (рис. 2.24).

Процесс разрушения полимеров включает следующие стадии:

- возбуждения и разрыва химических связей в основной цепи с образованием пар свободных радикалов;
- вторичные реакции с участием радикалов, заканчивающиеся их гибелью;
- образование зародышевых трещин (субмикротрещины); их накопление и рост;
- образование магистральной трещины;
- развитие магистральной трещины до критической длины; разрушение со скоростью, близкой к скорости звука.

Время до начала резкого роста деформации, соответствующее началу критической ползучести образца, называют деформационной долговечностью.

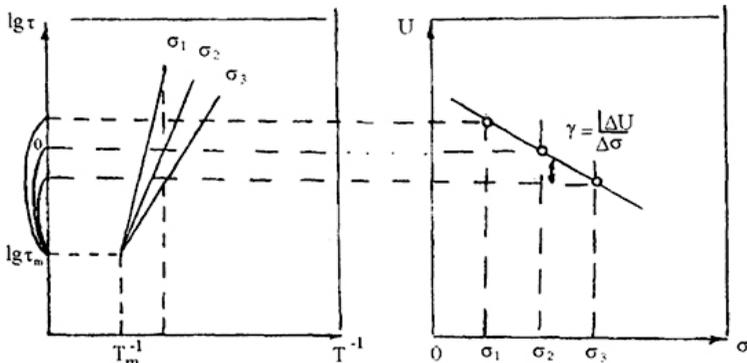


Рис. 2.24. Схема определения физических констант при разрушении образцов в различных напряженных состояниях

2.8. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ПРОЧНОСТЬ МАТЕРИАЛА И ВЫЗЫВАЮЩИЕ РАЗРУШЕНИЕ КОНСТРУКЦИЙ

Разрушение при длительном действии нагрузки (длительная прочность). Развивающийся во времени процесс разрушения связывают с явлением ползучести, вследствие чего происходит накопление повреждений. Кривую длительной прочности строят в координатах напряжение-время до разрушения для данного напряжения. В двойных логарифмических координатах часто получают два отрезка прямых. Первый участок соответствует вязкому разрушению при высоких уровнях нагрузок, второй участок соответствует хрупкому разрушению в результате накопления микротрещин в межзеренных образованиях [224].

Значение длительной прочности бетона получают экстраполяцией опытных данных:

$$\eta_u = \sigma_u / R_b - 0,041gt, \quad (2.5)$$

где t – время выдержки старого бетона под действием длительной нагрузки. Верхней границе трещинообразования соответствует дифференциальная величина коэффициента поперечной деформации, равная 0,5. При $\nu > 0,5$ наступает интенсивный деструктивный процесс, сопровождаемый увеличением объема материала.

Длительное ступенчатое нагружение приводит к повышению длительной прочности. Причиной этого является приспособляемость материала и снижение концентрации (релаксация) напряжений за счет ползучести, создаются условия для более синхронного разрушения отдельных объемов материала, вследствие этого рекомендуется постепенное нагружение конструкции в течение нескольких месяцев.

Снижение длительной прочности материалов (например, бетонов) связывают с проявлением их вязких свойств, приводящих к росту деформаций и достижению их предельных значений при меньших нагрузках, чем при кратковременных испытаниях.

Повышенная ударная прочность материала также связана с проявлением мгновенных сил вязкого сопротивления, тормозящих развитие деформаций материала.

Циклическая долговечность. Под циклическим нагружением понимают изменение во времени силовых, деформационных или температурных параметров. Материалы подразделяют на циклически упрочняющиеся, циклически разупрочняющиеся и циклически идеальные [127]. Особенностью циклических деформаций упругопластических и вязкопластических тел, в отличие от упругих, является влияние предыстории на состояние в данный момент времени [54, 155].

Классическая теория упругости не различает случаи первичного и последующего нагружений. Наличие упругого гистерезиса вследствие разного рода несовершенств приводит к тому, что каждый элемент циклически деформируемой среды становится своего рода источником тепла. Повышение температуры приводит к появлению температурных напряжений и может вызвать изменение упругих констант.

Под циклической долговечностью понимают наступление предельного состояния при циклическом изменении пластической деформации или напряжения.

Мэнсон С. предложил следующую эмпирическую формулу для вычисления циклической долговечности

$$\Delta \varepsilon_p N_\alpha = C, \quad (2.6)$$

где $\Delta \varepsilon_p$ – размах циклической деформации за каждый цикл; $\alpha > 0$ и $C > 0$ – постоянные для данного материала величины. В случае симметричного цикла $\varepsilon_p'' = -\varepsilon_p'' = \varepsilon_p$.

Кофин Л. и его сотрудники по результатам опытов с чистыми металлами и сплавами при осуществлении симметричных циклов по деформациям получили $\alpha = 1/2$. Для определения постоянной C используются опыты на разрушение при монотонном нагружении. При этом $\Delta \varepsilon_p = \varepsilon_b$, $N = 1/4$, $C = \varepsilon_b / 2$, где ε_b – деформация, при которой наступает разрушение.

По данным японских специалистов, ответственным за нарушение циклической прочности является сумма ε_p'' за N циклов. Мартин Д. полагает, что исчерпание долговечности наступает в том случае, когда суммарная площадь гистерезиса, связанная с упрочнением материала, достигает критического значения. Неупрочняющийся материал никогда не разрушится при циклической пластической деформации.

Усталостное разрушение происходит при достижении критического уровня дефектов структуры. В металлах разрушение является следствием накопления числа дислокаций при каждом нагружении и концентрации их около стыков зерен с последующим скоплением в большие группы. С каждым циклом деформации в поврежденном месте возрастают, а металл разрыхляется. Площадь петли гистерезиса характеризует энергию, затраченную при каждом цикле на образование новых несовершенств. Термически упрочненные стали имеют пониженный предел выносливости. Повысить сопротивление усталостному разрушению металлических конструкций можно следующими мероприятиями:

- при незначительной концентрации напряжений – переходим от малоуглеродистой стали к стали повышенной прочности;
- при значительной концентрации напряжений – путем сглаживания силового потока, переходя к конструкциям с мягкой концентрацией; снижением концентрации напряжений обработкой; отводом силового потока от места острой концентрации; предварительной вытяжной конструкции; созданием благоприятных внутренних напряжений.

Для бетона предел выносливости почти линейно зависит от числа циклов повторной нагрузки и коэффициента асимметрии. Наименьшее его значение $R_r = 0,5R_{ви}$, как показывают исследования, связано с началом образования структурных микротрещин. С каждым последующим циклом неупругие деформации накапливаются. После достаточно большого числа циклов неупругие деформации выбираются и бетон начинает работать упруго.

Начальные (остаточные, собственные или внутренние) напряжения. Появляются в процессе изготовления элемента или конструкции (например, при остывании, отливке, прокате изделия, сварке элементов и т.п.) либо во время эксплуатации (например, после доведения напряжений в элементах конструкции до величин, превышающих предел текучести, и последующей разгрузки). По предложению Н. Н. Давиденкова начальные напряжения разделены на три вида в зависимости от величины объема, в пределах которого они уравниваются. Напряжения первого вида (рода) уравниваются в пределах всего тела и влекут за собой изменения формы детали. Напряжения второго вида уравниваются в пределах отдельных зерен металла или их частей (блоки мозаичной структуры, пачки скольжения), а третьего вида – в пределах группы атомов (дефекты атомной решетки в окрестности дислокаций). Напряжения второго и третьего видов существенно влияют на физико-механические свойства материала. Остаточные усилия являются самоуравновешенными.

С остаточными напряжениями связан эффект Баушингера – после того как материал испытал воздействие осевого усилия одного знака в области пластических деформаций, сопротивляемость материала пластической деформации при воздействии сил другого знака понижается.

Выделим характерные причины и виды повреждений для основных несущих конструкций.

Разрушения от смещения опор. Перемещение опор в статически неопределимых системах приводит к разрушению конструкций (рис. 2.25) и узлов сопряжений (рис. 2.26, 2.27).

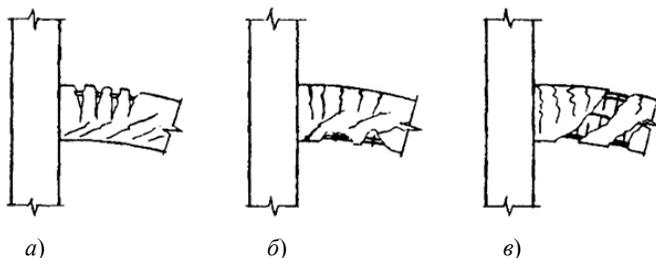


Рис. 2.25. Разрушение железобетонной балки от смещения опоры:
a – по растянутой зоне; *б* – по сжатой зоне; *в* – по наклонному сечению

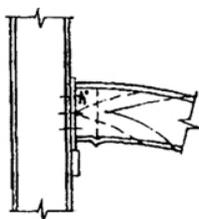


Рис. 2.26. Разрушение металлической балки при смещении ее опоры

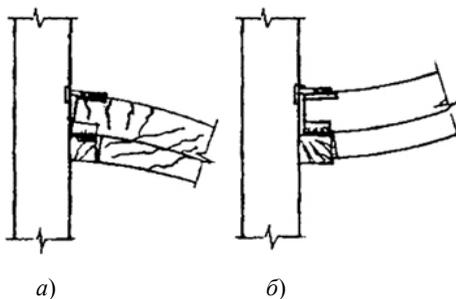


Рис. 2.27. Разрушение сборного стыка балки с колонной
 при растяжении в верхней (*a*) и нижней (*б*) зонах

Разрушения конструкций при перевозке. Транспортные нагрузки имеют динамический характер. По СНиП 2.03.01–94 при расчетах к нагрузке от массы конструкции вводят коэффициент динамичности, равный 1,6. Во время перевозки и монтажа длиномерных конструкций возникают значительные изгибающие моменты, приводящие к разрушению или появлению недопустимых трещин. В работе [145] приведены схемы оптимального расположения опор.

Разрушение при складировании. Часто строительные площадки ограничены по размерам, изделия приводятся бессистемно, складирование и хранение производятся с отступлением от требований норм – площадки не выровнены, прокладки не поставлены или поставлены неправильно, высота штабелей произвольная, расположены они вблизи проезжей части и транспорт иногда повреждает конструкции, марки изделий не видны, имеет место совместное хранение изделий разных видов и назначения. Иногда дефекты появляются при неправильном хранении, и поврежденные конструкции используются при строительстве.

Разрушение конструкций при консервации объектов. В работе [161] отмечены причины повреждения конструкций. Наблюдения автора приведены в гл. 5.

Чрезмерная снеговая нагрузка. 22 января 1922 года в Вашингтоне рухнуло перекрытие над зрительным залом. 91 человек погиб и около 200 ранены. Причиной явилась перегрузка в период сильного снегопада.

В работе [219] отмечается, что удельный вес свежеснежавшего снега колеблется от 0,5 до 1,0 кН/м³. К концу зимы он увеличивается до 2...5 кН/м³. На отдельных участках кровли образуются снеговые «мешки» и наледь. Высота снежной засыпки здесь может достигать 2 м и более.

Перегрузка от веса производственной пыли. Высота насыпки достигает нескольких метров. Удельный вес пыли резко увеличивается при насыщении ее водой. Случай обрушения плит перекрытий имел место на Липецком металлургическом и Уваровском химическом комбинатах. Своевременная очистка крыш и перекрытий пыли и снега позволит избежать аварий.

Воздействие блуждающих токов. Подземные металлические и железобетонные конструкции могут разрушаться под действием блуждающих токов, появляющихся из-за утечки электроэнергии с рельсов электрофицированных железных дорог или от других источников. В конструкции образуется катодная зона и протекает реакция восстановления, т.е. подщелачивания грунта. Там, где грунты обладают высокой электропроводностью, ток снова стекает в грунт, а на конструкции образуются анодные участки – происходит стекание в грунт токов металла и его разрушение. Блуждающие токи распространяются на десятки километров в стороны от источника. Зарегистрированы случаи разрушения конструкций блуждающими токами через несколько месяцев после их возведения [23].

Таблица 2.15

Материал при $t = 18\text{ }^{\circ}\text{C}$	Усадка и набухание, мм/м	Необратимая усадка при высыхании, мм/м
Кирпич глиняный и керамический	0,06...0,08	0,02...0,03
Кирпич силикатный	0,1	0,04...0,06
Бетон класса В25	0,12...0,14	0,05...0,06
Раствор цементный	0,2	0,08

Температурно-влажностные деформации. Они определяются комплексом нескольких факторов [135, 174]: технологическими режимами изготовления и монтажа конструкций, сезонными и суточными колебаниями температуры, условиями и характером увлажнения. При этом происходят линейные деформации (удлинение и укорочение), объемные (усадка и набухание), изменение структуры и его разрушение при замерзании свободной влаги внутри конструкции. В большинстве случаев усадочные деформации наносят ущерб только внешнему виду здания. Приведем некоторые данные о величинах усадки (табл. 2.15).

Температурные трещины возникают при жестких соединениях материалов с разными коэффициентами линейного расширения. Суточные перепады температур в отдельных районах страны достигают $100\text{ }^{\circ}\text{C}$. В кирпичных стенах температурные деформации появляются в виде вертикальных трещин в средней части здания (рис. 2.28), в крупноблочных наблюдается разрыв перемычных поясов, сдвиг перемычных блоков и образование вертикальных или косых трещин в простенках (рис. 2.29). В отдельных случаях, например, крупноблочные здания с продольными несущими стенами и сборными перекрытиями, вертикальные трещины распространяются на всю высоту стен.

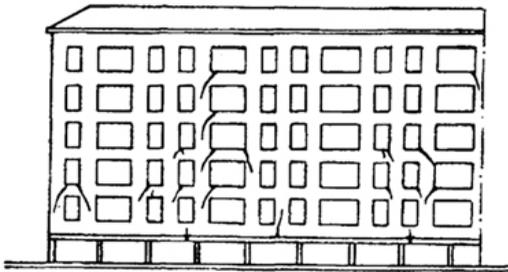


Рис. 2.28. Разрывы кладки кирпичного дома серии 1-447, г. Норильск

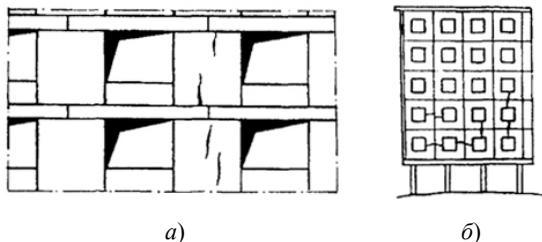


Рис. 2.29. Температурные деформации блочных зданий:

a – характер усадочных трещин; *б* – смыкание трещин, свидетельствующее об общих температурных деформациях

Разрушение гидроизоляции. Влага является сильнодействующим фактором в разрушении материалов и конструкций. Грунтовая вода поднимается в конструкции под действием капиллярных и осмотических сил. На практике приходится встречаться с увлажнением стен 1-го этажа. В Воронеже после пуска в эксплуатацию водохранилища стены расположенной на пойме церкви стали мокрыми на высоту до 5 м. Схемы разрушения вертикальной гидроизоляции стен подвала, заимствованные из работы [216], приведены на рис. 2.30.

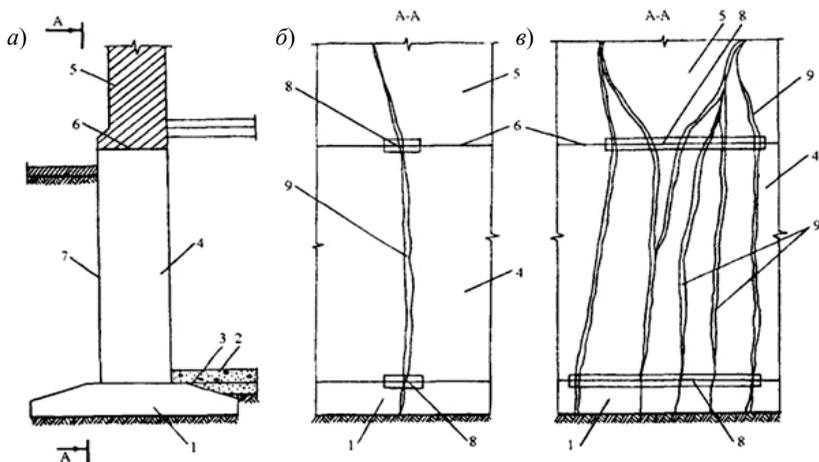


Рис. 2.30. Характер повреждения гидроизоляции фундаментов стен подвала:

a – схема фундамента; *б, в* – схемы повреждения гидроизоляции соответственно одной и несколькими трещинами; 1 – фундамент; 2 – пол; 3 – рулонная горизонтальная гидроизоляция; 4 – стена подвала; 5 – стена здания; 6 – горизонтальная гидроизоляция; 7 – вертикальная гидроизоляция; 8 – участок повреждения горизонтальной гидроизоляции; 9 – трещина

Последствием увлажнения является промерзание конструкций (теплопроводность влажного материала во много раз выше, чем сухого) [23].

Рекомендации по восстановлению гидроизоляции даны в работе [167]. Применяют цементно-жидкостекольные составы.

Наклеп. Совокупность явлений, связанных с изменением механических и физико-химических свойств металлов в процессе пластической деформации, называется упрочнением или наклепом. В деформируемом металле с увеличением степени деформации возрастают: пределы упругости, пропорциональности, текучести и прочности, твердости, электрическое сопротивление; уменьшаются: относительное удлинение, относительное сужение, ударная вязкость, сопротивление коррозии, теплопроводность. Увеличение прочностных характеристик объясняется возрастающим по мере деформирования сопротивлением смещению дислокации.

Старение материала. В некоторых материалах при неизменных внешних условиях с течением времени происходит изменение свойств. Прочность бетона, приготовленного на портландцементе, интенсивно возрастает в первые 28 сут, на пуццолановом и шлаковом портландцементе – в первые 90 сут. В последующем при положительной температуре и влажной среде прочность бетона может возрасти в течение длительного времени. Связано это с длительным процессом образования цементного камня.

Длительность процесса старения стали в разных случаях изменяется от нескольких суток до многих десятков лет. При этом уменьшается относительное остаточное удлинение, повышается предел текучести, уменьшается ударная вязкость.

В пластмассах во времени происходят внутренние относительные процессы, снижающие механические свойства.

В битуме со временем повысится хрупкость и снижается гидрофобность. Этот процесс ускоряется под действием солнечного света и кислорода воздуха вследствие возрастания количества твердых хрупких составляющих при уменьшении смолистых веществ и масел.

Эффект П. А. Ребиндера. Он заключается в облегчении деформации и разрушении твердых тел при протекании их в среде, содержащей вещества, обладающие физико-химическим сродством к данному телу. Адсорбция поверхностно-активных молекул расширяет (расклинивает) слабые места в окрестности дефектов у поверхности материала и способствует развитию микрощелей.

Принцип наименьшего сопротивления Г. Треска. Он сформулирован следующим образом (С. И. Губкин, 1947): в случае возможности перемещения точек деформируемого тела в различных направлениях каждая его точка перемещается в направлении наименьшего сопротивления.

Фундаментальной аксиомой реологии является утверждение о наличии у каждого из жидких и твердых тел реологических свойств, проявляемых в разных телах и в различных условиях, но в неодинаковой мере [9, 198].

Влияние скорости деформирования. Установлено, что чем больше скорость деформации, тем выше расположен пластический участок диаграммы, меньше длина пластического участка, материал становится более хрупким, наблюдается уменьшение его упрочнения.

Кроме того, влияние скорости деформаций на сопротивление материала зависит от вида, химического состава, температуры, предыстории, формы и размеров конструкции, наличия разного рода дефектов.

Пластическая деформация сопровождается необратимыми изменениями структуры. При статическом нагружении процесс перестройки структур успевает «следить» и следовать за деформацией. В случае быстрых нагружений процесс перестройки внутреннего строения отстает от деформации, а для получения одной и той же деформации требуется большое напряжение [44, 126].

Процесс разрушения. Разрушение материала рассматривается как процесс и проходит в три стадии. На первой происходит накопление повреждений, распределенных по объему микротрещин. Они растут, сливаются и образуются макротрещины. На второй стадии размеры трещин увеличиваются до критических. На третьей стадии происходит динамическое развитие трещин и разделение конструкции на части. При длительном нагружении одновременно могут происходить процессы залечивания повреждений и охрупчивание, процессы пластичности и ползучести. Критерием разрушения материала является предельное значение меры повреждения [81, 116, 119].

Концентрация микротрещин перед слиянием их в макротрещины зависит от уровня нагрузки, скорости нагружения, начальных дефектов, модулей упругости и поперечного расширения, коэффициента вязкости, величин относительных (по отношению к критическим) деформаций и перемещений.

Начало разрушения зависит не только от величин главных напряжений, но и от соотношения между ними.

Выпучивание при ползучести. Тонкостенные конструкции проектируют для работы в упругой области при нагрузках ниже критических. Деформация ползучести влечет за собой потерю устойчивости меньше критической в течение некоторого промежутка времени. Это время (критическое) должно было больше требуемого периода эксплуатации.

Разрушение при ползучести. Как известно, процесс ползучести заканчивается либо вязким разрушением, обусловленным наличием больших деформаций, либо хрупким – из-за «охрупчивания» материала. Наиболее коварным является механизм хрупкого разрушения, происходящий при небольших уровнях деформации. Повреждение металлических материалов при высоких температурах и, как следствие, их охрупчивание происходит в основном путем зарождения и роста микротрещин и пор [24]. Для интерпретации поврежденности используют феноменологический и физический подходы (Ю. Н. Работнов, 1966).

При феноменологическом подходе используют истинное напряжение $\sigma^* = \sigma/(1 - \omega)$, где ω – параметр поврежденности. Кроме того, поврежденности рассматривают как некоторый макроскопический внутренний параметр состояния. Скорость деформации ползучести $\varepsilon_c = f(\sigma, \omega)$ при $0 \leq \omega \leq 1$ и $\omega = g(\sigma, \omega)$.

Получают одномерные уравнения ползучести:

$$\varepsilon = B \frac{\sigma^{n_1}}{(1 - \omega)^{n_2}}, \quad \dot{\omega} = D \frac{\sigma^{k_1}}{(1 - \omega)^{k_2}}, \quad (2.7)$$

где B, D, n_1, n_2, k_1, k_2 – материальные константы, определяемые из базисных кривых ползучести.

При физическом подходе рассматривают [24] зарождение и рост пор, скорость возникновения пор n и скорость увеличения размеров поперечного сечения a . Полная площадь A сечений пор является мерой поврежденности материала. Число пор, зародившихся за интервал времени (τ_i, τ_{i+1}) , – $n(\tau_i)\Delta\tau$. Скорость роста пор в момент t , зародившихся в момент $\tau_i - a(t, \tau_i)$, тогда

$$\Delta A = \sum_{i=1}^N n(\tau_i) a(t, \tau_i) \Delta t \Delta \tau$$

и
$$dA/dt = \int_0^t n(\tau) a(t, \tau) d\tau, \quad (2.8)$$

где N – число интервалов (τ_i, τ_{i+1}) .

Циклическое разрушение. В работе [24] отмечены следующие основные формы разрушения:

- сильное искажение формы вследствие локальной потери устойчивости либо пульсирующего нарастания необратимых деформаций;
- комбинированное накопление повреждений и вследствие ползучести, и обусловленное усталостью материала при циклическом нагружении;
- усталость при высокочастотном циклическом нагружении.

Повреждение от усадки. Деформации усадки бетона происходят в атмосферных условиях при недостаточной влажностной, контракционной и карбонизационной деформациях. Влажностная составляющая играет ведущую роль в суммарной усадке. Она вызывается изменением распределения, перемещением и испарением влаги в цементном камне. Контракционная усадка возникает вследствие того, что объем новообразований цементного камня меньше объема, занимаемого веществами, вступившими в реакцию. При этом уменьшается объем пор, занимаемых водой, возникают воздушные поры. Карбонизационная усадка вызывается карбонизацией гидрата окиси кальция и развивается с поверхности бетона в глубину. Усадка бетона уменьшается при уменьшении расходов цемента, воды и водоцементного отношения, возрастает с возрастом бетона. Высыхание бетона начинается с испарения воды из крупных пор. Усадка происходит тогда, когда относительное по массе количество воды в порах достигает критического значения (0,013). Сокращение объема приблизительно пропорционально потере влаги ниже критического значения.

Зарубежные специалисты выделяют три основные причины потери функциональности (отказа) конструкций, ведущие к снижению прочности:

- технические, вызванные старением материала;
- внешние, вызванные загрязнением среды, авариями, землетрясениями;
- человеческие (ошибки и действия), возникающие при проектировании, строительстве и эксплуатации.

В современных теориях часто не учитываются:

- работа материала в условиях сложного нагружения;
- чувствительность материала к виду напряженного состояния;
- взаимное влияние процессов пластичности и ползучести;
- развитие процессов разрушения во времени.

Разрушение от взрыва. Случаи взрыва газа в крупнопанельных домах описаны в работах [2, 164, 179]. При этом выделены следующие повреждения:

- локальные повреждения – появление трещин, перемещения несущих конструкций без их разрушения;
- локальное разрушение – обрушение стеновых панелей и плит перекрытий одного этажа;
- частичное обрушение – разрушение и обрушение стеновых панелей и плит перекрытий до трех этажей здания;
- прогрессирующее обрушение – разрушение и обрушение несущих конструкций свыше трех этажей здания.

Приведем пример. В мае 1968 года в Лондоне на 16-м этаже произошел взрыв газа в угловой комнате. Были разрушены плиты перекрытия и выбиты наружные стеновые панели. Не имея опоры, плиты верхних этажей рухнули. Произошло прогрессирующее разрушение. Основной причиной этого явилось отсутствие сварных соединений элементов. После разрушения дома пересмотрены английские стандарты, согласно которым усиливались крупнопанельные дома повышенной этажности и в зданиях выше 10-ти этажей рекомендовано перейти на электроплиты.

Причинами взрыва газа являются: подача в сеть низкого давления природного газа среднего давления; коррозия подземного газопровода и утечка газа; повышение давления в распределительном газопроводе; утечка газа из горелки; закупорка вентиляционных сеток. Для повышения несущей способности и устойчивости зданий необходимо надежное сварное соединение конструкций. При этом от взрыва должны произойти лишь местные повреждения, а затем образовываться вторичная несущая система.

Изменение работы несущих конструкций в период строительства. Конструкции часто рассматривают независимо одна от другой. После заделки швов и стыков, проведения сварочных работ образуется жесткая пространственная система. Между конструкциями возникают сложные системы сил взаимодействия (рис. 2.31).

Совместная работа конструкций приводит к уменьшению напряжений в отдельных сечениях и увеличению в других. Известны эксперименты, в которых отмечалась существенная перегрузка ребер панелей, расположенных по краям перекрытий.

При эксплуатации зданий и сооружений в отдельных зонах происходит расстройство стыковых сопряжений и жесткость уменьшается. Кроме того, вследствие неравномерных осадок грунтового основания, температурных и силовых деформаций жесткость отдельных фрагментов зданий или конструкций уменьшается.

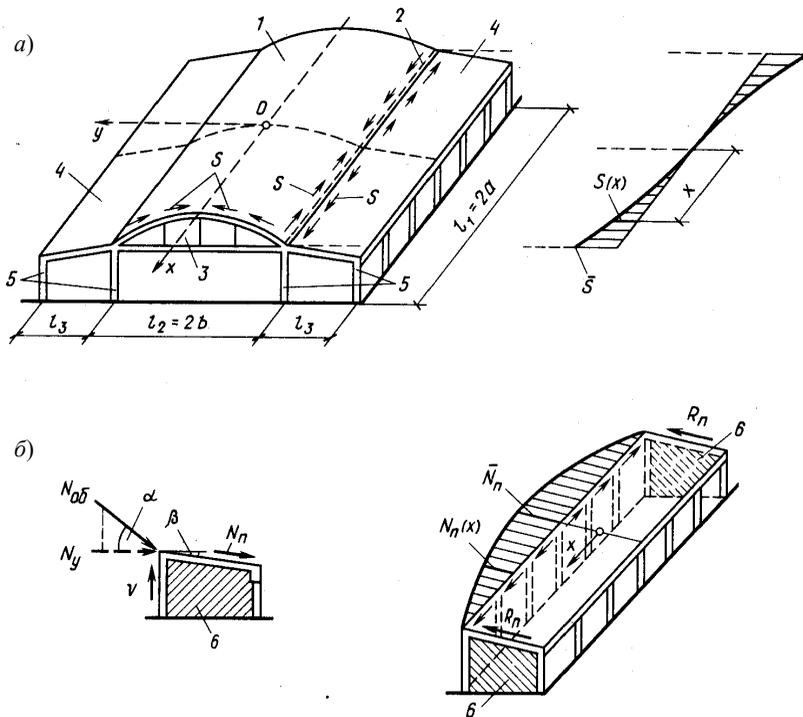


Рис. 2.31. Комбинированная система, состоящая из длинной цилиндрической оболочки и пристроек с плоским перекрытием:
 а – схема покрытия; б – то же пристройки, усиленной торцевыми диафрагмами; 1 – цилиндрическая оболочка; 2 – бортовой элемент оболочки; 3 – торцевая диафрагма оболочки; 4 – плоские перекрытия пристроек; 5 – ряды колони; 6 – торцевые диафрагмы пристроек

Износ – постоянно происходящее уменьшение размеров конструкций, вызванное удалением частиц материала с контактирующей поверхности при механических воздействиях. Износы подразделяются на: адгезионный, абразивный, коррозионный, усталостный, поверхностный, деформационный, ударный, фреттинг-износ.

Адгезионный износ является основным. Давления в местах контакта могут достигать и превышать предел текучести. Атомы контактирующих материалов могут настолько сблизиться, что начинают действовать межатомные силы сцепления (происходит процесс холодной сварки). При скольжении контакты разрушаются.

Абразивный износ характеризуется удалением частиц с поверхности под действием шероховатостей более твердой контактирующей поверхности.

Коррозионный износ происходит при одновременном взаимодействии адгезионного или абразивного износа и коррозии.

Усталостный износ возникает в условиях контакта качения двух поверхностей. Вблизи поверхности конструкции возникает знакопеременное поле циклических напряжений.

Деформационный износ проявляется вследствие повторных пластических деформаций. Ударный износ наблюдается при соударениях. Часто при этом имеет место качение или скольжение.

Воздействие опасных природных процессов (ОПП). Рациональное использование урбанизированных территорий производится на основе оценок последствий ОПП в показателях рисков потерь (В. И. Осипов и др., ОФМГ, 2016. № 6).

Выбор благоприятных для строительства участков включает этапы: идентификация опасности, оценка уязвимости и риска, управление риском. Геологический риск определяется через уязвимость территорий и технических объектов, выраженную в относительных физических, экономических или других показателях потерь.

Уязвимость зависит от вида и интенсивности негативного воздействия, конструктивных особенностей и состояния объекта. Она оценивается четырьмя различными способами:

- сбор и анализ статического материала о происшедших негативных процессах;
- моделирование (физическое и математическое) последствий негативных воздействий на объект;
- использование расчетных методов оценки возможных потерь (деформаций зданий и сооружений, поражения населения и др.);
- применение метода экспертных оценок.

3. АВАРИИ И ПОВРЕЖДЕНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЭКСПЛУАТАЦИИ

Аварии – частичное или полное разрушение конструкций, причиняющее большие материальные потери, а иногда приводящие к человеческим жертвам [3, 65, 108, 112, 137, 177, 179, 203, 219].

Катастрофы – разрушения зданий и сооружений, вызванные стихийными бедствиями: землетрясениями, пожарами, оползневыми процессами, наводнениями, ураганами, буранами, лавинами, снегопадами, песчаными бурями, сильными и продолжительными холодами [2, 13, 37].

Разрушение зданий и сооружений происходило с давних пор и являлось тяжелым бедствием.

В кодексе законов вавилонского царя Хаммурапи записано:

§229. Если строитель построит для кого-нибудь дом и случится так, что его создание будет недостаточно прочно и упадет, и если при этом погибнет домовладелец, то строитель должен быть казнен.

§230. ...если погибнет ребенок домовладельца, ребенок строителя должен быть убит.

Время, в течение которого здание или сооружение должно выполнять свои функции, воспринимая предусмотренные нагрузки и противостоя определенным климатическим, биологическим и химическим воздействиям, называют сроком службы. В случае аварии ущерб (жизнь и здоровье людей, материальный, психологический, экологический) должен быть сведен к минимуму.

Разрушение есть не мгновенный акт, а процесс накопления всевозможных повреждений-дефектов. Этот период работы материала называют «инкубационным».

3.1. Статистические данные по авариям зданий и сооружений за 2010 и 2011 годы по России [67]

		2010 год	2011 год
Количество фактов аварий			
Количество человек	Пострадавших	118	122
	Погибших	70	66
	Погибших детей	4	16
Аварии неэксплуатируемых зданий и сооружений		23	30

Продолжение табл. 3.1

		2010 год	2011 год
Аварии производственных зданий и сооружений		22	13
Аварии жилых зданий	Балконы, лоджии	11	29
	Подъездные козырьки	1	6
	Крыши, стены и пр.	49	69
Аварии общественных объектов	Торговли	11	21
	Культуры	1	5
	Спортивные сооружения	7	7
	Здравоохранения	4	3
	Религиозные	0	1
	Образования	11	15
	Детских дошкольных учреждений	1	3
	Другое	8	10
Обрушения элементов лепнины и декоративной облицовки		7	9
Аварии грузоподъемных механизмов		23	9
Водонапорные башни		2	4
Промышленные трубы		4	1
Мосты		12	10
Грунты (подвижки грунтов, обвалы скальных пород, обвалы грунтов в подземных сооружениях и при отрывке траншей и котлованов и пр.)		14	9
Аварии объектов, представляющих историческую ценность		2	4
Прочее (ограждающие сооружения, подпорные стены и пр.)		31	42
Аварии объектов	Строящихся	15	15
	Ремонтируемых и реконструируемых	21	19
	Демонтируемых	16	19

3.1. КИРПИЧНЫЕ И КРУПНОПАНЕЛЬНЫЕ ЗДАНИЯ

Разрушение зданий или появление значительных сквозных трещин вызывалось [22 – 24, 56, 109, 139, 169, 182] следующими причинами:

- неравномерные значительные деформации грунтов основания;
- обрушение кладки, выполненной на замораживание раствора;
- недостаточная несущая способность кладки;
- выветривание кладки при попеременном увлажнении, замораживании, насыщении химическими растворами;
- несвоевременное выполнение ремонтно-восстановительных работ.

Перечень возможных дефектов, приводящих к аварии или аварийной ситуации крупнопанельных зданий:

- частичное заполнение швов раствором;
- излишнее утолщение швов;
- несовпадение опорных плоскостей и уменьшение площадок опирания;
- перекося стеновых панелей в плоскости;
- отклонение стыковых панелей от вертикали;
- смещение стыков швов в плоскости стены;
- несогласованная замена панелей;
- смещение стеновых панелей и перегородок по отношению друг к другу из плоскости;
- дефекты сварочных работ;
- большая разница в отметках нижней поверхности двух смежных элементов перекрытия (более ± 4 мм);
- несвоевременная приварка закладных деталей, например лестниц;
- недостаточная прочность бетона, например недостаточная выдержка в пропарочных камерах и замораживание;
- оледенение панелей при хранении;
- раннее замораживание раствора в швах;
- неравномерный монтаж по периметру здания;
- заделка отдельных участков бетоном или кирпичной кладкой преждевременным замерзанием бетона или раствора;
- удар падающих конструкций или ящиков с раствором.

При отрицательных температурах наружного воздуха в отапливаемом здании возникают разные температурные деформации наружных и внутренних стен. В верхних этажах могут раскрываться гори-

зонтальные стыки. Панели наружных стен могут полностью передавать нагрузку от собственного веса через вертикальные стыки на внутренние конструкции. Это приводит к изменению расчетной схемы [179].

Приведем примеры аварий. Город Донецк, март 1960 год [179]. Смонтированный на ленточном бутовом фундаменте 5-этажный крупноблочный жилой дом на 40 квартир начал трещать. Вследствие потепления раствор бутовой кладки начал оттаивать и через 23 дня рухнул. Как оказалось позже, дом возводило два строительных управления. Одно закладывало фундаменты, а другое возводило конструкции выше нуля. При передаче объекта от одного управления другому не было оформлено никаких актов на скрытые работы, под честное слово.

Город Куйбышев, март 1961 год (рис. 3.1). Обрушились стены 5-этажного крупноблочного дома из керамзитобетонных блоков. После устройства фундамента цоколь выложили из красного кирпича. Кладка была заморожена и после потепления под нагрузкой 5-ти этажей кирпичный цоколь раздавило.

В работе [219] описано обрушение 15-этажного крупнопанельного жилого дома серии ЛГ-600 в г. Ленинграде. Полное обрушение произошло 27 февраля 1979 года. Несущими элементами являются поперечные стены с узким шагом 3,2 м. Размеры здания в плане 18×18 м. Несущие стены толщиной 14 см выполнены из тяжелого бетона класса В15. Наружные стены – навесные газобетонные класса В5, опирающиеся на консоли перекрытий. Газобетонные вкладыши – простенки через раствор опирались на газобетонную несущую панель, а сверху отделялись от панели мастикой УСМ-50, гермитовыми прокладками и антисептированной паклей.



Рис. 3.1. Обрушение стены 5-этажного дома, г. Куйбышев

При строительстве вместо гернитовых прокладок был уложен раствор и газобетонные панели из навесных превратились в несущие, нагрузка от которых передавалась на консоль первого этажа.

В Москве обрушился 12-этажный крупнопанельный жилой дом по следующей причине: рабочие вместо подмостей установили на две стены 10-го этажа плиту перекрытия $4,8 \times 3,0$ м и поставили на нее бадью с бетоном. Вследствие этого плита разрушилась, при падении повлекла за собой плиты перекрытия всех этажей. В рассматриваемых зданиях плита перекрытия опирается по контуру. По короткой стороне находится рабочая арматура. При использовании ее в качестве подмостей рабочей оказалась длинная, менее армированная сторона.

Наибольшую опасность представляет прогрессирующее разрушение. В работе [219] приведены два примера обрушения лестничных клеток, вызванных падением грузов.

В первом случае при монтаже 16-этажного жилого дома серии И-552 на лестницу 15-го этажа с высоты трех метров упал блок весом 0,7 т, задетый поднимаемым таким же блоком. Произошло обрушение всех маршей. Во втором случае, при монтаже 22-этажного жилого дома серии И-700А поднимали пустой металлический ящик с лестничной площадки 16-го этажа. При этом был задет лестничный марш. Падение его привело к полному повреждению лестничных маршей и площадок на всех этажах. Причиной аварии явилась недостаточная визуальная обзорность и отсутствие налаженной сигнализации при монтаже.

Монтаж дома производился с 19 января 1979 года. В течение этого периода постоянно сохранялась отрицательная температура. 26 февраля была нулевая температура. Начал оттаивать раствор в швах и стыках, трещать бетон. На другой день треск усилился, лопались консоли перекрытий. Вечером дом обрушился вертикально.

Изделия для дома изготавливались в декабре 1978 года в период сильных морозов и вывозились сразу на монтаж. Известно, что с падением температуры увлажненного бетона ниже 30°C аномально изменяются температурные деформации. Скорость разрушения по сравнению со стандартным замораживанием до -20°C увеличивается почти в 10 раз. Аномальность заключается в скачкообразном расширении бетона при резком уменьшении его температурного коэффициента линейного расширения. Следствием этого является концентрация напряжений между слоями бетона, между бетоном и арматурой.

Соседний такой же дом был полностью разобран. В нем также была нарушена конструктивная схема – наружные схемы из навесных

стали несущими. Поставленные подпорки из бревен от фундамента до 6-го этажа в какой-то степени повысили устойчивость здания.

21 февраля 1980 года обрушился 9-этажный крупнопанельный дом серии 78-03 в пос. Вьюжный Мурманской обл. Разрушился средний блок на всю высоту и по всей ширине 12 м и длине 42 м. Несущими являются поперечные стены с шагом 3 и 6 м, толщиной 16 и 20 см. Самонесущие наружные стены толщиной 35 см запроектированы из бетона класса В35. Перекрытия выполнены из многопустотных преднапряженных плит толщиной 22 см, пролетом 3 и 6 м. Фундаменты ленточные из сборных блоков на скальном основании. По условиям рельефа был построен дополнительный цокольный этаж. На уровне второго этажа наружная стеновая панель была замечена кирпичной кладкой. В период строительства температура была отрицательной. 19 февраля началось потепление, а 20 февраля температура наружного воздуха равнялась +4 °С. 20 февраля из дома был слышен сильный шум, наблюдалось выпадение кусков бетона и раствора из швов панелей и кирпичной кладки. Вначале выпала кирпичная кладка, заменявшая бетонную наружную панель, затем выпали панели наружных стен. 21 февраля обрушились две блок-секции дома.

Конструкции сложились внутрь. Основной причиной аварии явилась потеря несущей способности кирпичной кладки под несущими поперечными стенами. Раствор кладки применялся частично без противоморозной добавки. Отмечен ряд нарушений технологии монтажа – бетонирование стыков велось без виброуплотнителя, не применялась очистка деталей от льда и снега, монтажные работы выполняли рабочие низкой квалификации.

Часто разрушившиеся здания имели большое количество дефектов: толстые швы, многочисленные закладки кирпича, некачественное заполнение вертикальных швов, зазоры между плитами перекрытий и верхом стеновых панелей, незаделанные бетоном торцы многопустотных плит, утопленные в бетон закладные детали, низкая прочность бетона в изделиях.

В зданиях с продольными несущими стенами обязательным решением является сварка плит между собой и с несущими наружными стенами, которые могут деформироваться от температурных деформаций.

Общий температурный перепад на наружной поверхности стен темного цвета достигает 70 °С. Вследствие этого происходит выпучивание наружных стеновых панелей наружу.

В поперечных стенах многоэтажных зданий вблизи наружных стен появляются косые, направленные вниз к опоре трещины (рис. 3.2).

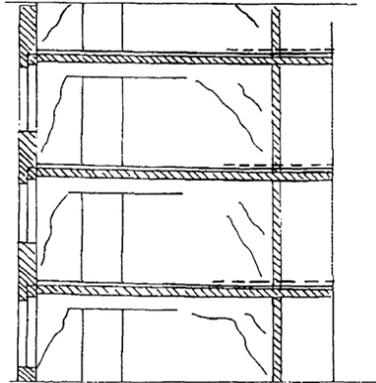


Рис. 3.2. Схемы трещин, возникших в связи с применением материалов с разными деформативными свойствами

Это происходит часто в тех случаях, когда для изготовления наружных и внутренних стен применяются материалы с разными деформативными свойствами [109, 154].

В случае когда железобетонные перекрытия получают большие прогибы, возможны повреждения установленных на них несущих внутренних стен [154]. В стенах образуются трещины (рис. 3.3), иногда отслаивается штукатурка в зоне опирания стоящих под ними стен, снижается звукоизолирующая способность.

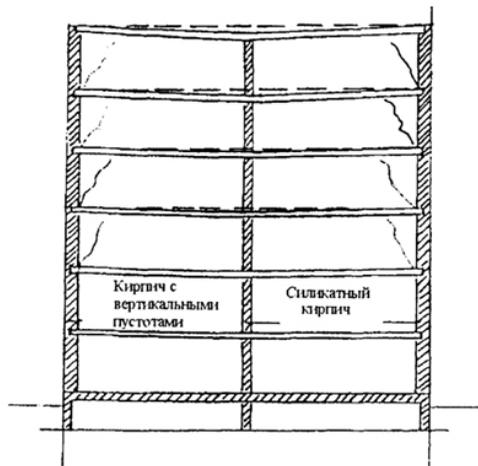


Рис. 3.3. Схемы трещин, возникших в стенах от воздействия перекрытий

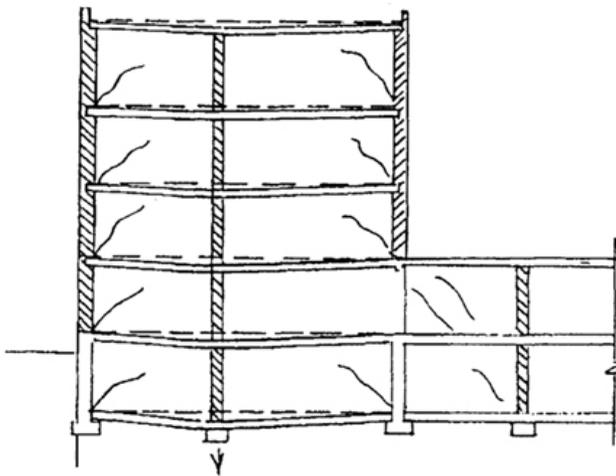


Рис. 3.4. Схемы трещин при значительной осадке средней стены

При большей разнице деформаций основания фундаментов трещины направлены в сторону конструкции, получившей большую осадку, и с той же интенсивностью во всех вышележащих этажах (рис. 3.4).

Приведем другие примеры разрушений крупнопанельных зданий из работы [154], связанных с оттаиванием бетона и раствора.

Московская область, 1972 год: школа – не были замоноличены вертикальные швы между наружными продольными и несущими поперечными стенами; перекрытия, опирающиеся на торцевые несущие стены, не были к ним приварены; толстые (до 12 см) швы; многочисленные закладки кирпичом; некачественное замоноличивание; оттаивание раствора в нижних швах торцевой стены.

Город Сургут, 1972 год: 5-этажный жилой дом – практически нулевая прочность раствора в платформенных стыках в момент оттаивания; отсутствие креплений плит перекрытий к наружным стенам; опорные торцы перекрытий не были заделаны бетоном;

Город Нижнекамск, 1977 год: 5-этажный жилой дом – низкая прочность бетона в момент оттаивания монолитной железобетонной балки, заменявшей отсутствующую панель перекрытия в платформенном стыке над сквозным проездом.

Город Сургут, 1979 год: 5-этажное общежитие (продольные несущие стены) – не выполнена сварка плит среднего и крайних рядов, выпучивание наружных продольных стен под влиянием солнечной радиации; отсутствие поперечных диафрагм; оттаивание горизонтальных швов.

Читинская область, 1981 год: 5-этажный жилой дом (продольные несущие стены) – не сварены плиты между собой и с панелями наружных стен; оттаивание растворных швов толщиной до 5 см.

Магаданская область, 1983 год: 5-этажный жилой дом – интенсивное оттаивание бетона в монолитных сейсмических поясах и раствора в горизонтальных швах; не были заделаны пустоты опорной зоны многопустотных плит перекрытий.

Город Волгодонск, 1982 год: 9-этажный жилой дом – некачественная заделка раствором и замораживание горизонтальной штрабы, оставленной в связи с заменой цокольной панели.

Город Кострома, 1982 год: 9-этажный жилой дом (узкий шаг поперечных несущих стен) – отсутствие бетона в вертикальных стыках внутренних стеновых панелей (необходимо поэтажное бетонирование вертикальных стыков), не имеющих сварных соединений (были петлевые соединения); горизонтальные швы были заделаны раствором на замораживание; возник эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки на поперечные стены в районе температурного шва.

Город Ереван, 1983 год: 9-этажный дом – оттаивание бетона в монолитных антисейсмических поясах и в вертикальных стыках, уложенного на замораживание.

Город Волгоград, 1987 год: 9-этажный жилой дом – недостаточная прочность бетона в монолитном железобетонном поясе у сквозного проезда (электропрогрев выполнен некачественно).

Город Целиноград, 1988 год: 9-этажный жилой дом – вертикальные стыки наружных и внутренних стен не замоноличивались; сварные монтажные соединения панелей выполнены некачественно; растворные швы в платформенных стыках оказались замороженными и при оттаивании прочность раствора близка к нулю.

Лахти (Финляндия), 9-этажный монолитный жилой дом – при неожиданном резком похолодании частично замерз бетон цокольного этажа; при весеннем оттаивании он не мог воспринять нагрузку от вышерасположенных 9-ти этажей.

3 июня 2002 года в Санкт-Петербурге произошло обрушение южной секции 9-этажного кирпичного здания общежития [203]. Дом № 8 корпус 3 по ул. Двинской представлял собой скомпонованное из четырех секций здание, в перемычках между которыми устроены лестницы и вестибюли. Наружные и внутренние стены были выполнены из керамического кирпича. Толщина наружных стен составляла 540 мм. Перекрытия были запроектированы из круглопустотных панелей и плоских железобетонных плит. Обрушению предшествовало интенсивное развитие крена здания в южном направлении с образова-

нием раскола между смежными секциями. Согласно проведенному после аварии обследованию при монтаже фундаментов были отклонения от проекта. Сборные подушки ленточных фундаментов лежали с разрывами, а местами вместо подушек лежали фундаментные блоки. Также грунт под основанием не имел достаточной несущей способности. И немаловажную роль сыграло подтопление подвала водой вследствие прорыва коммуникаций.

В Одессе 21 апреля 2010 года обрушился 3-этажный кирпичный жилой дом [67]. Разрушилось крыло аварийного флигеля дома (рис. 3.5). Жильцы из дома были выселены недавно, так как дом был признан аварийным. Однако одна пожилая женщина не успела переехать. Одесситка чудом не пострадала. Не прошло и месяца, как в этом же городе произошло частичное обрушение столетнего жилого дома. В полдень, когда большинство жильцов отсутствовали, из-за систематического замачивания каменных стен обрушились две наружные несущие стены. Изношенные коммуникации постоянно протекали и дом был поставлен в очередь на капитальный ремонт, но не дождался его.



Рис. 3.5. Обрушение жилого дома, г. Одесса

2 июня 2010 года в г. Дакке (Бангладеш) обрушилось 4-этажное многоквартирное жилое здание. Погибли не менее 14 человек, ранены шесть.

Под развалинами оказались погребены также люди из нескольких расположенных поблизости строений. Обрушение дома произошло по вине владельца, решившего пристроить к зданию еще один этаж. Дом был построен на месте, где раньше протекал канал.

2 октября 2010 года в г. Сиань (провинция Шэньси, Китай) обрушилось строящееся здание на северо-западе КНР. Несмотря на объявленные в честь 61-й годовщины образования КНР выходные, строительные работы по возведению 4-этажного жилого дома продолжались в обычном режиме. Утром в субботу практически достроенный дом внезапно развалился, оставив под обломками более десяти рабочих, а также находившегося на площадке владельца строения. По предварительной версии причиной обрушения могло стать низкое качество используемых в работах, строительных материалов. Восемь человек погибли.

19 февраля 2010 года в г. Мекнесе (Марокко) произошло обрушение каменной мечети, построенной 400 лет назад. В результате инцидента обвалилась треть всей постройки, в том числе минарет мечети. Здание в старой части города начало рушиться во время пятничной молитвы. Погибли не менее 36 человек и пострадали более 70. ЧП произошло в результате сильных дождей, не прекращавшихся несколько дней.

В апреле 2011 года в Караганде (Казахстан) (рис. 3.6) произошло обрушение новостройки. Сразу четыре подъезда введенного в эксплуатацию здания за четыре дня накренились на 720 мм и обрушились, вследствие нарушений при строительстве.



Рис. 3.6. Обрушение новостройки, г. Караганда



Рис. 3.7. Обрушение подъезда жилого дома, г. Ярославль

30 января 2011 года обрушился целый подъезд 4-этажного кирпичного жилого дома в Ярославле (рис. 3.7). При перепланировке квартиры на 1-м этаже под офис были снесены две несущие конструкции.

18 июля 2013 года, Алтайский край, г. Барнаул. Вечером обрушилась часть жилого 3-этажного дома (рис. 3.8). Дому № 33 на ул. Эмилии Алексеевой в этом году исполнилось 60 лет. Он построен из шлакоблоков и давно обветшал. Риск обрушения 2-го подъезда документально признан с 2011 года. В декабре 2012 года на доме установили строительные леса. Но никакие работы так и не начались, а в марте леса разобрали.



Рис. 3.8. Обрушение части жилого дома, г. Барнаул

Граждане требовали не капремонта, а сноса дома и расселения. Кирпичи, по словам жильцов, сыпались еще с утра 17 июля. В нескольких квартирах полопался пластик на окнах – дом, видимо, перекошило. В ночь на 18 июля он начал издавать странные звуки. Середина дома просто выпала наружу.

23 апреля 2012 года, г. Калининград. При производстве ремонтных работ обрушилась несущая стена кафе «Съешь-ка», расположенного на территории зоопарка на проспекте Мира, 26.

5 мая 2012 года, г. Саратов. В жилом 2-этажном доме № 5 по ул. Радищева обрушилось межэтажное перекрытие. На лестничной клетке отвалился слой бетона общей площадью 2 м². Никто не пострадал. Здание, построенное в 1902 году, примечательно тем, что в нем одно время жил генерал А. И. Деникин. Более чем за 100 лет конструкции дома пришли в аварийное состояние.

14 июля 2013 года, г. Киров. Обрушилась стена жилого дома по ул. Свободы, 84 (рис. 3.9). Жильцы в результате аварии не пострадали. Здание, построенное в 1911 году, признано аварийным в феврале 2013 года. Тогда же было решено отнести дом к объектам культурного наследия. Теперь здание нельзя просто снести – должны быть изысканы средства для его реставрации.



Рис. 3.9. Обрушение стены дома, г. Киров



Рис. 3.10. Обрушение балкона жилого дома, г. Пермь

27 июня 2015 года в Челябинске в квартире 3-этажного кирпичного жилого дома 61 по проспекту Ленина произошло обрушение балкона на втором этаже фасадной части здания из-за ветхого состояния дома.

Обрушение балкона жилого дома в г. Перми (рис. 3.10), которое произошло 16 мая 2010 года. Здесь погибла 63-летняя женщина. Жилой дом был построен в 1961 году, и на момент обрушения в доме уже рухнуло 15 балконов. Управляющие компанией, эксплуатирующей здание, заявили, что это все ошибки строителей и балконы тут падают с 70-х годов прошлого века, и последнее падение балкона – первый случай со смертельным исходом. Ранее все выживали. Это типичный пример халатного отношения к состоянию существующих зданий и к жизни людей в целом.

3.2. КАРКАСНЫЕ И КАРКАСНО-ПАНЕЛЬНЫЕ ЗДАНИЯ

К дефектам монтажа, приводящим к аварии, относятся:

- недопустимые отклонения конструкций от проектного положения (смещение с проектных осей, отклонение от вертикали, несоответствие высотных отметок и др.);
- некачественное выполнение сварки (замена ванной сварки на дуговую, уменьшение длины и сечения швов и другие дефекты, отмеченные) [56, 57, 90, 102, 124, 151];
- нарушение последовательности монтажа;
- некачественное выполнение узлов сопряжений;

- применение для заделки стыков бетона низкого качества или его замораживание;
- нарушение последовательности сварки в узлах примыкания (например, ригеля к колонне) может привести к разрушению от температурных деформаций;
- замена ригелей крайних поперечных рам, рассчитанных на кручение, на рядовые;
- плиты перекрытий не всегда укладывают на слой раствора и не всегда приваривают к несущим конструкциям в трех точках;
- несвоевременная и некачественная установка связей;
- перегрузка отдельных конструкций материалом;
- укладка более тяжелых конструкций (например, плит перекрытий);
- изменение расчетной схемы элемента (например, плита, рассчитанная как опертая по контуру, укладывается на две опоры);
- смещение подкрановых балок от проектного положения вдоль и поперек своих осей, по высоте;
- пробивка в конструкциях больших отверстий.

В процессе эксплуатации разрушение может произойти от: механического повреждения несущих конструкций, перегрузки оборудованием или складываемым материалом, чрезмерной вибрации, коррозии, изменения схемы работы элемента, взрыва или падения тяжелых грузов.

В марте 1966 года в г. Свердловске [179] рухнул крупнопанельный дом. Нулевая часть здания возводилась в зимнее время. Когда наступила положительная температура наружного воздуха, началось оттаивание замороженного бетона и раствора. В течение 4 сут дом рухнул.

Так как в этом доме предполагалось разместить магазин на 1-м этаже, то потребовалось увеличить высоту помещений. Высота помещений крупнопанельного дома унифицирована – 2,7 м. А высота помещения магазина должна была быть 3,5 м. Было принято решение опустить плиты перекрытия в магазине на 85 см ниже пола первого этажа.

В связи с переносом плит перекрытия образовались две штробы (рис. 3.11), которые должны были быть заполнены тяжелым бетоном. Однако нижнюю штробу заделали кирпичом, а верхнюю бетоном с последующим прогревом. Прочность бетона не проверяли. Бетон был недостаточно прогрет и не набрал требуемой прочности. В результате оттаивания бетон под весом конструкции разрушился.

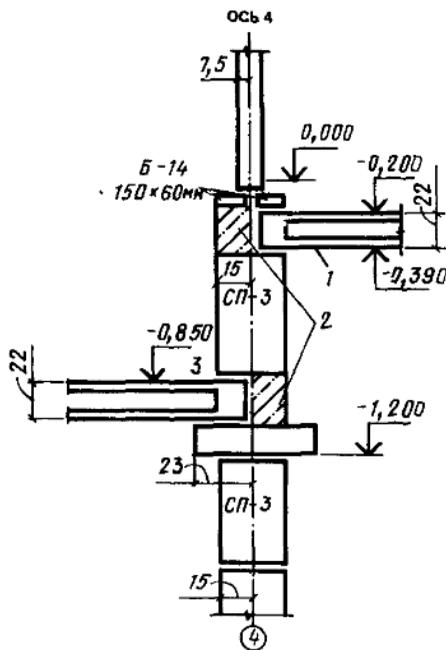


Рис. 3.11. Схема узла по переносу плит перекрытия подвала:

1 – плита перекрытия; 2 – монолитный бетон

В 1978 году по ул. Мирной в Ленинграде произошло обрушение 5-этажного административного здания, запроектированного по серии ИЧ-04 с, неполным железобетонным каркасом и несущими кирпичными стенами [32]. Основная часть здания имела 5 этажей. Монтаж конструкций производился в январе – феврале 1978 года при сильных морозах. Основной причиной аварии явились дефекты в стыках колонн: стыковую сварку выполняли не ванным способом, как предусмотрено проектом, а вручную; в местах стыка образовалась наледь, после оттаивания которой имелись зазоры; арматура в стыках деформирована. При оттаивании бетона нагрузка стала передаваться не с колонны на колонну, а через дефектные арматурные стыки.

На предприятиях химической промышленности преждевременное разрушение возникает из-за неудовлетворительной эксплуатации: протечки жидкостей, плохой вентиляции помещений, ухудшения температурно-влажностного режима.

Приведем примеры из работы [32]. В 1960 году обрушился железобетонный каркас здания склада редакции газеты «Правда».

Соединение колонн по высоте, панелей с колоннами, плит покрытий с колоннами предусматривалось на сварке с последующим замоноличиванием. По нормам отставания замоноличивания стыков от монтажа не должно быть более чем на один этаж. Причиной аварии явилось невыполнение этого требования.

В 1965 году обрушились сборные железобетонные фермы строящегося сталепроволочно-канатного забора в Москве. К моменту аварии смонтировали плиты покрытия. При изучении обстоятельств аварии установлено: фермы были изготовлены с отступлением от проекта; опалубочные формы были низкого качества; анкеровка растянутых раскосов в нижнем поясе недостаточна; отдельные каркасы имеют изогнутые поперечные стержни; закладные детали смещены от проектного положения; толщина защитного слоя бетона не соответствовала проекту; сечение элементов ферм в местах вутов во многих случаях уменьшено. Горизонтальные крестовые металлические связи по верхним поясам ферм в пределах обоих крайних фонарей панелей каждого температурного блока не были смонтированы. Многие плиты не были приварены в трех точках, а только прихвачены короткими швами, крепление средних стоек фонаря к фермам выполнено с существенными отступлениями от проекта, швы между плитами покрытия не были замоноличены. Сварка закладных деталей ферм к колоннам выполнялась не по проекту. Подкрановые балки не поставлены, колонны были замоноличены не на полную высоту стаканов.

Рассмотрим случай [11] потери устойчивости здания в продольном направлении (рис. 3.12). В 1950 – 1961 годах возводилось 10-этажное (включая цокольный этаж) складское здание с несущим каркасом из сборного железобетона. В процессе строительства каркас здания полностью обрушился в течение нескольких минут, разбив часть старого одноэтажного здания, расположенного вблизи. Причиной стало то, что строительство здания велось с большим опережением монтажа железобетонных конструкций, каркас здания был смонтирован на полную высоту всех 10-ти этажей без выполнения кирпичной кладки стен. Расчеты устойчивости обрушившегося каркаса показали, что устойчивость рам была бы достаточной при условии полной сварки и замоноличивания концов ригелей с отставанием не более чем на один этаж.

Таким образом, сочетание неудачного проектного решения узлов опирания плит перекрытия на поперечные ригели вместе с производственными отступлениями от правил своевременного замоноличивания этих узлов и одновременного возведения кирпичных стен привело к потере устойчивости каркаса в продольном направлении.

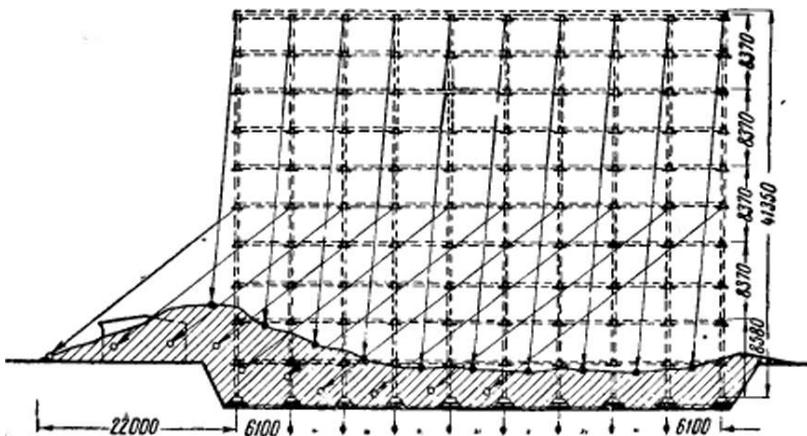


Рис. 3.12. Схема обрушения здания склада

Поэтому при восстановлении здания узлы соединения перекрытий ригелями были перепроектированы на жесткие монолитные, а само возведение склада проводилось одновременно с его кирпичными стенами, причем новые этажи здания монтировались только после отвердевания бетона в узлах нижних этажей.

В работе [63] отмечается, что для послемонтажного периода необходимо определить возможное дополнительное перераспределение усилий, вызванное в случае зимнего монтажа неодинаковой усадкой и ползучестью материала столбов, а в случае летнего монтажа только неодинаковой ползучестью материала столбов. Расчет на температурные воздействия выполняют с целью определения усилий, возникающих: в продольных стенах и перекрытиях из-за стеснения их температурных деформаций основанием; в наружных и внутренних стенах и их стыках из-за неодинаковых деформаций этих стен; в наружных стенах и связях с внутренними конструкциями из-за перепада температур по толщине наружных стен. Эти усилия определяются только для строительного периода; остальные усилия – для эксплуатационного периода.

В оттаиваемых зданиях при отрицательных температурах наружного воздуха вследствие температурных деформаций наружных и внутренних стен в верхних этажах могут раскрываться горизонтальные стыки. Панели наружных стен могут полностью передавать нагрузку от собственного веса через вертикальные стыки на внутренние конструкции, т.е. зависеть на них. По мере увеличения разности средних температур наружных и внутренних стен стыки сначала раскрываются в верхнем этаже, затем в предшествующем и т.д.

30 декабря 1981 года произошло частичное разрушение 9-этажного крупнопанельного жилого дома на 180 квартир в г. Черкассах [179]. Монтаж дома выполнялся в зимний период времени. Плиты перекрытий укладывались насухо на подкладки, а вертикальные стыки практически не бетонировались. После окончания 9-ти этажей начали монтаж 10-го технического этажа. Одну наружную панель смонтировали без раствора и закрепили не двумя, а одним подкосом. В результате чего панель опрокинулась и упала на перекрытие 9-го этажа, а затем обрушилась на 8-й и вытолкнула наружные стеновые панели. Произошло обрушение части здания. Причиной разрушения стала разная толщина швов, монтаж плит перекрытий насухо, отступление от проекта при выполнении сварочных работ и отсутствие замоноличивания вертикальных и горизонтальных стыков панелей.

9 июля 1995 года произошло обрушение супермаркета Sampoong, Южная Корея, Сеул (рис. 3.13) [235]. В результате трагедии погибло 502 человека, 937 – получили ранения. Причинами разрушения супермаркета стало возведение здания на месте, где раньше располагалась свалка мусора. Некоторые несущие колонны были демонтированы для увеличения пространства. Большой шаг колонн и заниженный их диаметр. Возведение незапланированного 5-го этажа. И размещение на кровле трех тяжелых, по 15 т каждый, кондиционеров. Сложно представить, как это сооружение простояло целых 5 лет при таком количестве нарушений.



Рис. 3.13. Обрушение супермаркета Sampoong, Южная Корея



Рис. 3.14. Обрушение Трансвааль-парка, г. Москва

14 февраля 2004 года в 19 часов 15 минут в спортивно-развлекательном комплексе «Трансвааль-парк» в г. Москве обрушилась железобетонная крыша (рис. 3.14). Трагедия унесла жизни 28 человек и более 100 человек получили ранения [234].

Конструктивно объект состоял из трех замкнутых объемов, возведенных на общей железобетонной фундаментной плите, основанием которой служил слой обводненных насыпных грунтов толщиной до 10 м. Один из наибольших объемов представлял парк водных развлечений, другой – 4-этажное здание с развлекательными и обслуживающими помещениями. Оба эти объема были перекрыты общим железобетонным покрытием в виде ребристой пологой оболочки сложной формы. Железобетонное покрытие здания опиралось по периметру на стальные железобетонные колонны.

В качестве причин аварии аквапарка называлось множество факторов [234]: строительный брак, неверное конструктивное решение, климат, даже наличие геологического разлома. И хотя было проведено 240 экспертиз, однозначных и исчерпывающих выводов специалисты так и не сделали. Комиссии экспертов проверяли процессы проектирования, возведения и эксплуатации здания аквапарка в первую очередь на соответствие строительным нормам и правилам. Согласно выводам судебной взрывотехнической экспертизы, не было обнаружено никаких следов использования взрывчатых веществ или признаков внешнего воздействия на элементы конструкции здания. Однако было выдвинуто предположение, что разрушение произошло вследствие влияния вибрационных процессов на железобетонное покрытие, при воздействии которых в бетоне начали образовываться микротрещины и дефекты в растянутых зонах, что и привело к внезапному разрушению.



Рис. 3.15. Обрушение кровли Басманного рынка

23 февраля 2006 года в 5:45 в Москве (рис. 3.15) произошла трагедия – обрушение кровли Басманного рынка [227]. Площадь обрушения составила более 2000 м². Поисково-спасательные работы проводились в условиях повышенной опасности. Спасатели при поиске пострадавших и разборе завалов работали в условиях угрозы обрушения уцелевших фрагментов здания. При обрушении крыши рынка погибли 66 человек и еще 33 получили травмы. Из заключения городских экспертов следовало, что причиной обрушения здания стала его неправильная эксплуатация. На крыше рынка скапливался снег, а чистой водой никто не занимался. Водоотводы забивались, и талые, дождевые воды скапливались на крыше.

Согласно мнению экспертов, в произошедшем виноваты почти все лица, имевшие отношение к проектированию, строительству и эксплуатации здания рынка. Однако установить, что именно привело к обрушению, невозможно.

24 апреля 2013 года в г. Савар, округ Дакка, Бангладеш, произошло обрушение 8-этажного здания. В результате катастрофы погибло 1127 человек и около 2500 – ранены. Здание Rana Plaza имело 8 этажей, причем 4 из них были достроены незаконно (рис. 3.16). В здании располагались несколько предприятий по пошиву одежды (работали круглосуточно) магазины и банк.



Рис. 3.16. Обрушение 8-этажного здания, Бангладеш

Накануне происшествия, 23 апреля, на фасаде здания были обнаружены крупные трещины. Здание эвакуировали, кроме верхних 2-х этажей, где находились швейные предприятия – около 3000 человек. Предположительно, причиной аварии стало использование некачественных материалов при строительстве, нарушение законодательства и тяжелое промышленное оборудование швейных предприятий, которое к тому же создавало сильную вибрацию.

15 июня 2013 года, г. Брянск. Обрушилась часть железобетонного парапета 5-этажного крупнопанельного дома № 19 на Севской улице в Фокинском районе. В ходе проверки было установлено, что парапетные плиты с металлическим ограждением со стороны главного фасада дома обрушились из-за разрушения связующего цементного раствора в швах и под плитами, которое произошло из-за длительной эксплуатации.

12 июля 2015 года в пос. Светлом Омской обл. обрушилась казарма учебного центра ВДВ [228] (рис. 3.17). Здание было построено в 1960-х годах и имело 3 этажа, а позже был достроен 4-й. Конструкции не были рассчитаны на такую нагрузку. После капитального ремонта и устройства вентилируемого фасада нагрузка на конструкции возросла и, как следствие, колена между 2-м и 3-м этажами не выдержала. Обрушение произошло по причине предельных нагрузок на конструкции, некачественной кладки и отсутствия раствора в швах сборных конструкций.



Рис. 3.17. Обрушение казармы учебного центра ВДВ, Омская обл.

Каркасные здания из металлических конструкций. Причинами аварий каркасов зданий являлись: обрушение одной или нескольких несущих конструкций, грубые ошибки при монтаже, значительные просадки фундаментов, неучтенные проектом неблагоприятные воздействия, недостаточная продольная и поперечная жесткость, геометрические несовершенства конструкций, дополнительное воздействие мостовых кранов на каркас, удары грузов, суммарные воздействия различных дефектов.

Долговечность металлического каркаса значительно снижается из-за воздействия агрессивной среды. Основными причинами поражения конструкций коррозией являются [156]:

- нарушение требований и правил эксплуатации оборудования и коммуникаций;
- применение в конструкциях недостаточно стойких против коррозии материалов;
- повреждение и несвоевременное восстановление покрытий.

Считают [156], что скорость коррозии $0,05 \dots 0,07$ мм/г не опасна. В цехах предприятий черной металлургии скорость коррозии составляет $0,05 \dots 1,60$ мм/г, в цветной металлургии – $0,01 \dots 1,40$ мм/г, строительной индустрии – $0,37$ мм/г, в химической промышленности – $0,05 \dots 2,00$ мм/г. Интенсивность износа конструкций, эксплуатирующихся в неагрессивной среде (I) менее $0,01$ мм/г, в слабоагрессивной (II) – $0,01 \dots 0,05$ мм/г, в среднеагрессивной (III) – $0,05 \dots 1,15$ мм/г, в сильноагрессивной (IV) – более $0,15$ мм/г.

В соответствии с этим цехи основных отраслей промышленности распределены по агрессивным средам следующим образом:

I – сборочные, механические и ремонтные цехи;

II – здания сталеплавильных и проектных цехов; обжиговые и агломерационные цехи;

III – открытые конструкции, основные цехи строительной индустрии, цветной металлургии, химических комбинатов, металлургических комбинатов;

IV – основные цехи медного, свинцово-цинкового, никелевого производства, цехи химической промышленности, сернокислотные, предприятия синтетических материалов и т.п.

Примеры разрушения металлических каркасных зданий.

1956 год на Урале обрушились трехшарнирные арки трапециевидального очертания пролетом 30 м, перекрывавшие склад минерального сырья [100]. Арки обрушились вследствие превышения снеговой нагрузки в 4 раза, что привело к возникновению пластических деформаций. Напряжения в элементах арки достигли предела текучести. Произошло выпучивание арки и потеря несущей способности.

1960 год, г. Куйбышев. Обрушилось стальное 2-пролетное покрытие по фермам, здания цеха на цементном заводе. Площадь обрушения составила 900 м². Фермы пролетом 21 м опирались на железобетонные колонны с шагом 6 м. Обрушение произошло из-за цементной пыли, которая скопилась на кровле. Ее вес превышал допустимую нагрузку в 14 раз и был равен 960 кг/м². Сжатые элементы испытывали аварийное перенапряжение, в результате чего потеряли устойчивость и разрушились.

1960 год, в Комсомольске-на-Амуре обрушилась часть металлических конструкций покрытия крупного промышленного цеха. Обрушение было вызвано разрушением узла опорной панели подстропильной фермы пролетом 27 м. Основной причиной разрушения косынки оказалась скрытая трещина, образовавшаяся в процессе изготовления, в результате хладоломкости стали. На подстропильную ферму опирались четыре фермы с пролетами 33 м. обрушение одной фермы повлекло за собой разрушение всего покрытия.

17 июля 1981 года в Канзас-Сити в атриуме гостиницы Hyatt Regency произошло обрушение подвесных галерей (рис. 3.18). На момент аварии в отеле проводилась вечеринка, было более 1600 человек. В результате катастрофы погибло 114 человек и 216 ранено. Причиной обрушения стали ошибки при проектировании конструкций галерей, вследствие которых крепления верхней галереи не выдержали веса конструкций и стоящих на них людей.



Рис. 3.18. Обрушение галерей гостиницы Hyatt Regency

28 марта 2012 года, Саратов [100]. На территории завода ОАО «Рефлектор» по проспекту 50 лет Октября, 101 обрушилась крыша двухэтажного производственного цеха (рис. 3.19). Общая площадь обрушения составила 900 м². Вероятной причиной обрушения кровли цеха на территории бывшего завода «Рефлектор» послужил физический износ материала конструкций металлических ферм и скопление снега на кровле.



Рис. 3.19. Обрушение крыши 2-этажного производственного цеха, г. Саратов



Рис. 3.20. обрушение торгового центра Maxima

21 ноября 2013 года в Золитуде, Рига, произошло обрушение торгового центра Maxima (рис. 3.20). В это же время на крыше здания проводились строительные работы. Наверху было сложено большое количество строительных материалов. В результате большой нагрузки, вечером около 18 часов крыша и стены супермаркета прогнулись и обрушились. Погибло 15 человек и 52 человека ранено.

3.3. ЗДАНИЯ, ВОЗВОДИМЫЕ МЕТОДОМ ПОДЪЕМА ЭТАЖЕЙ

Этот метод разработали и внедрили в 1956 году Филипп Юту и Томас Слип. Однако в 1952 году в г. Оджес и Кливенд (Штат Огайо, США) обрушились два дома, а в 1954 году в г. Сан-Матео (США) разрушилось здание высшей школы. Причиной этих аварий явилась недостаточная жесткость здания, вызванная увеличением гибкости колонн из-за отсутствия поэтажной заделки плит перекрытий у колонн и ядер жесткости [179].

В октябре 1964 года в Праге [179] произошло обрушение сооружения, состоящего из монолитной железобетонной башни высотой 40 м, размером в плане 14,4×8,6 м и двух рядом расположенных 11-этажных каркасных зданий с размером в плане 14,4×32,7 м и 14,4×8,6 м. Все три здания отделены друг от друга сквозными проездами. Каркасные здания возводили методом подъема перекрытий, а башня построена из монолитного бетона прочностью 17 МПа в скользящей опалубке с обогреванием с внутренней стороны. К моменту аварии башня была забетонирована до высоты 40 м, изготовлены все перекрытия и подняты на высоту 5-ти этажей, установлены колонны 6-го этажа.

Во время подъема следующего перекрытия произошел обрыв тяги. Плита ударила в нижнюю часть рядом стоящей монолитной башни, вызвав разрушение стены. Верх башни массивом осел почти на 15 м с наклоном в сторону каркасного здания. Это привело к наклону колонн и деформациям монолитных перекрытий.

Обследование показало, что прочность бетона в нижней части башни, забетонированной в зимний период, оказалось ниже той, которая необходима для восприятия нагрузок.

В 1982 году обрушилось 16-этажное 135-квартирное здание типа «Трилистник» в Шаумянском районе г. Еревана [179]. Конструктивная схема здания рамно-связевая с центрально расположенным железобетонным ядром жесткости с внутренним диаметром 8,3 м. Междупоэтажные перекрытия – железобетонные монолитные толщиной 18 см из бетона класса В15. Каркас состоял из 30 сборных железобетонных 5-ярусных колонн, расположенных вне ядра жесткости. Фундаменты под колонны приняты в виде отдельно стоящих башмаков стаканного типа размером в плане 2,2×2,2 м. Ядро жесткости построено на фундаментной плите диаметром 15 м. Основанием фундаментов служили скальные грунты из трещиноватого базальта.

К моменту аварии (3 апреля 1982 года) ядро жесткости возведено до уровня 10-го этажа, а три яруса всех колонн – до отметки 32,18 м. Плиты перекрытий 1 – 6 этажей находились на проектных отметках, но замоноличены с ядром жесткости только перекрытия 1-го и 2-го этажей. Остальные плиты попарно находились на промежуточных отметках. Колонны третьего яруса имели отклонения от вертикали 25 см.

Причина обрушения заключалась в несвоевременной установке и удалении металлических клиньев между ядром жесткости и плитами перекрытий, в отсутствии деревянных клиньев в захватных гнездах, фиксирующих грузовые тяги подъемников. Разрушение каркаса произошло в результате потери несущей способности части колонн, расположенных по внешнему контуру каркаса. Этому способствовало несвоевременное замоноличивание с ядром жесткости плит перекрытий 4 – 6 этажей, достигших проектной отметки.

Подобные досадные ошибки привели и к обрушению 12-этажного жилого дома в г. Ташкенте. Причинами этого явилось увеличение свободной длины колонн в связи с отсутствием поэтажного закрепления поднятых плит перекрытий с несущими колоннами и ядром жесткости, увеличение нагрузки на несущие колонны в связи с неисправностью части домкратов выхода части колонн из плоскости.

В 1987 году в Бирдпорте (США) во время строительства обрушилось здание, известное под названием Лэмьенс Плаза. Инженер-куратор проекта Джеймс О'Кон, переживший кошмарные минуты обрушения, писал: «Я даже не пытаюсь описать эту ужасную сцену, но страшная картина все еще будоражит мое воображение ... эти рушащиеся ряды бетонных плит, которые были когда-то составной частью высокотехнологического процесса строительства, теперь беспорядочно громоздились подобно перекорезанному развалившемуся карточному домику. В центре этой картины был рваный камень, залитый мощным светом прожекторов, который пронизывал сплошную завесу дождя и освещал рабочих, прилагавших с риском для жизни все силы для спасения своих коллег. Окружавшая это место толпа выглядела как стая грифов, дополняемая низкопарящим вертолетом. Тысячи зрителей удерживались на расстоянии полицией».

Спустя пять лет подводили итоги расследования катастрофы. Отмечалось многообразие мнений. Это вполне объяснимо, так как строительная площадка была полностью разрушена.

Вот мнение Джона Фрауэнхофера: «Эта катастрофа имеет больше отношения не к самому методу подъема этажей, а к тому уровню, до которого опустился этот метод за многие годы своего существования: оборудование и оснастка износились до такой степени, что успех применения метода зависит от силы трения, которую в нем используют. Трение – это то, что удерживает клинья в аварийных плитах между обоймой и оголовником и прижимает сам оголовник к обойме».

Сооружение состояло из двух рядом расположенных 13-этажных башен. Большая часть фундаментов опиралась на скальное основание. Железобетонные перекрытия размером 30,5×18,3 м, забетонированные на 1-м этаже, поднимались в проектное положение домкратами, расположенными на оголовках стальных колонн.

По заключению государственной комиссии обрушение произошло вследствие незакрепления поднятых плит перекрытий, неоправданно увеличенной гибкости колонн, дополнительной нагрузки от зрителей, присутствующих при подъеме плит перекрытий.

3.4. МОСТЫ

Отдельные мосты являются уникальными сооружениями, воплотившими последние достижения строительной науки и техники.

Приведем примеры разрушения мостов [67, 219].

Петербург, 1905 год. Кавалерийский полк переправлялся через реку Неву по Египетскому мосту. Когда мост заполнился торжест-

венно движущейся кавалерией, он внезапно задвигался в такт со стуком конских копыт и рухнул в воду.

29 августа 1907 года в Канаде в 14 км от Квебека произошла одна из наиболее драматичных строительных катастроф. Велось строительство самого крупного для того времени моста. Главным консультантом строительства был авторитетный специалист Купер. Средний пролет моста по совету Купера решили увеличить с 488 до 548 м. Высота береговых опор достигала 96 м. Диаметр болтов равнялся 60 см. При монтаже среднего пролета обнаружили признаки потери устойчивости стальных элементов нижнего пояса. Работы приостановили. Купер телеграммой сообщил (не побывав из-за болезни на объекте), что можно продолжать строительство. Во время работы внезапно девять тысяч тонн металлических конструкций вместе с двумя кранами массой 1100 и 250 т и рабочими упали в реку. Погибло 75 человек. Два года напряженного труда понадобилось на очистку реки от металла.

В 1929 году построен арочный железобетонный мост под автомобильную дорогу через р. Казанку. Под устои моста забили по 410 деревянных свай диаметром 26...28 см. Устои моста получили большую неравномерную осадку. К 1 июня 1936 года осадка правого устоя достигла 1,5 м. Хвостовая часть фундамента опоры опустилась на 2,06 м. Причиной осадок явилось сжатие слоя торфа мощностью 3,6 м, залегающего на глубине 3 м ниже острия свай. Кроме того, не было учтено давление от примыкающей к мосту насыпи, возведенной не в начале, а после устройства опор.

7 ноября 1940 года разрушился висячий мост через р. Нероуз в г. Такома (США, штат Калифорния). Мост состоял из центрального пролета длиной 854 м и двух боковых по 336 м. Ширина моста равнялась 12 м. Нагрузку воспринимали два каната диаметром по 438 мм. Высота балок жесткости на уровне дорожного полотна составляла 1/300 центрального пролета, что совершенно недостаточно. Еще во время строительства путевое полотно испытывало значительные колебания при слабом ветре. В течение четырех месяцев после строительства мост «оживал» в ветреную погоду, но так и не был принят в эксплуатацию. Испытание модели моста в аэродинамической трубе показало, что при скорости ветра 64 км/ч мост может попасть в резонанс. Отметим, что конструкции были рассчитаны на статическое давление ветра при скорости 173 км/ч.

7 ноября 1940 года стал дуть ветер со скоростью 67 км/ч. Мост раскачивался как вывешенная для просушки простыня. Частота волновых колебаний достигала 36 циклов в 1 мин. Два каната оказались

в разных фазах: когда один бросало вверх, другой опускался вниз. Путевое полотно подвергалось сильному кручению. Балки жесткости изогнулись, подвески стали разрываться и на глазах очевидцев у моста стали распадаться секция за секцией.

30 декабря 1879 года во время бури у г. Данди в Шотландии произошла тяжелая строительная катастрофа, потрясая весь мир, разрушился железнодорожный мост через озеро под нагрузкой от веса поезда. Водолазы установили, что поезд вместе с пассажирами лежали на дне озера, заключенный в металлическую обойму.

Общая длина моста 4 км, высота до уровня воды 27 м. Стальные конструкции перекрывали 85 пролетов длиной от 9 до 75 м. Во время строительства обнаружили, что скальное основание являлось тонкой прослойкой, под которой залегали плывуны большой мощности. Кроме того, был сделан ряд конструктивных изменений в проекте в целях удешевления строительства. С современных позиций это значительно ослабило сооружение. Свидетели отмечали опасные вибрации моста при прохождении поезда. По Британским стандартам того времени максимальное давление ветра составляло всего 58 кг/м^2 . Автор проекта увеличил расчетные вертикальные нагрузки в 20 раз и специальных мер для восприятия давления ветра не принял. Реальный коэффициент надежности составил меньше единицы, хотя автор считал его равным 20. Мост был окружен. При сильном ветре он перевернулся и полностью разрушилось 13 пролетов.

В 1970 году в Мельбурне (Австралия) произошло обрушение строящегося моста, предназначенного для пропуска 4-полосного движения транспорта [219]. Центральное металлическое пролетное строение моста представляет собой неразрезную коробчатую конструкцию (рис. 3.21). Три центральных пролета поддерживаются вантами, закрепленными на колоннах (рис. 3.22).

В продольном направлении конструкция пролетного строения была разделена на монтажные блоки длиной по 16 м, между которыми были предусмотрены монтажные болтовые соединения. К моменту обрушения было смонтировано восемь блоков, перекрывающих пролет между опорами 10 и 11, 14 и 15. Поставлено еще несколько блоков, консольно нависавших по направлению к опоре 13.

На земле рядом с опорами изготовили две монтажные секции пролетного строения шириной, равной половине ширины пролетного строения (18,5 м), и длиной, соответствующей половине длины пролетного строения (112 м). Обе секции поочередно поднимались до верха опоры, перемещались по вспомогательным балкам в поперечном направлении до своего проектного положения и соединялись на болтах.

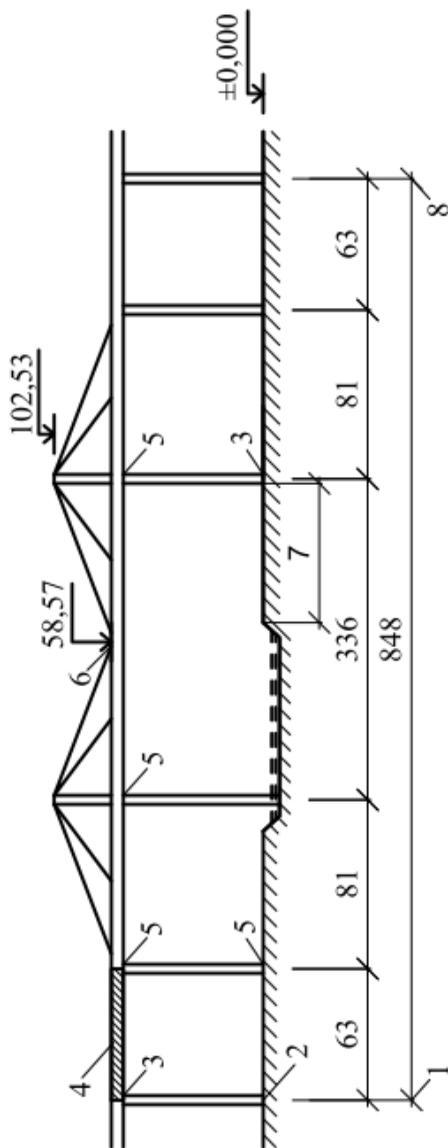


Рис. 3.21. Схема моста (в осях 10 – 15):

1 – западная граница работ; 2 – заделка; 3 – подвижная часть; 4 – обрушившееся пролетное строение; 5 – шарнир; 6 – наивысшая отметка проезжей части; 7 – будущее уширение реки; 8 – восточная граница работ

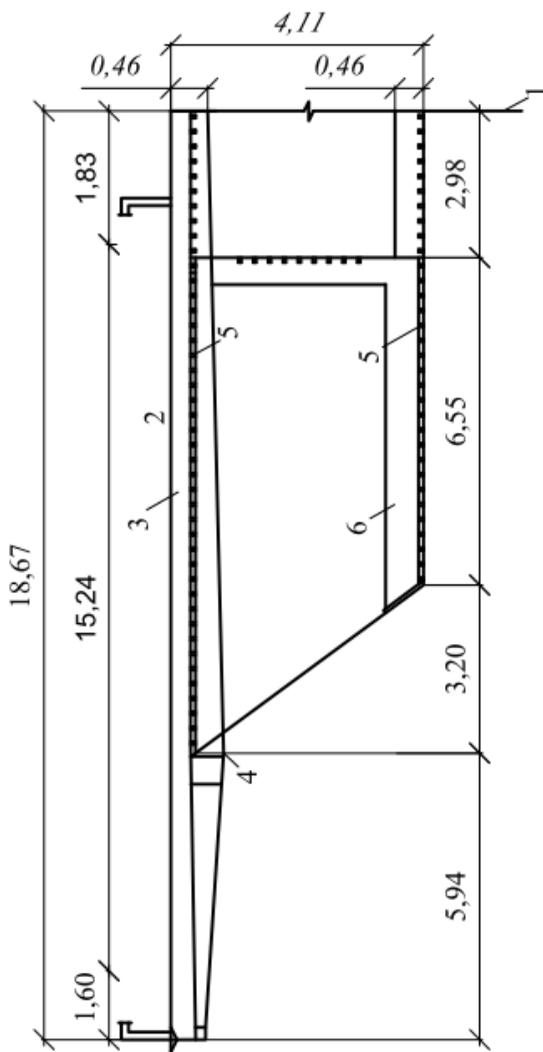


Рис. 3.22. Половина поперечного сечения стальных пролетных строений
(к моменту обрушения железобетонной плиты не было):

1 – продольная ось моста; *2* – три полосы проезда по 3,7 м и одна полоса 4,3 м; *3* – железобетонная плита;
4 – поперечные балки и консоли с шагом 3,2 м; *5* – продольные ребра жесткости;
6 – поперечные ребра жесткости с шагом 3,2 м

При этом необходимо: почти полное совпадение продольного очертания обеих секций, существенное увеличение жесткости верхнего пояса секции вблизи продольного болтового соединения для предотвращения выпучивания пояса, искусственное прижатие секций друг к другу.

В действительности расхождение между внутренними ребрами секций в пролете 14–15 составило 89 мм, а в пролете 10–11 – 114 мм. Выпучивание верха пояса между точками опирания секции и серединой пролета составило 140 мм. Верхний пояс секции нагревался лучами солнца и середина секции стремилась приподняться, оказывая дополнительное давление на опоры. Усилия, передававшиеся на опоры, регулировались системой гидравлических домкратов. Выправление очертания профиля секций производили домкратами.

При устранении расхождения между очертаниями стыкуемых секций пролетного строения 10–11 произошло ее обрушение и опрокидывание опоры 11. Правительственная комиссия отметила, что при анализе напряженного состояния не были учтены особенности монтажа. Установили, что если мост и был бы построен, то он не обладал бы достаточными запасами прочности.

В ряде случаев разрушение мостов происходит вследствие комплекса ошибок. В работе [219] рассмотрены причины обрушения пролетного строения сборного железобетонного моста длиной 205,8 м. Мост состоял из шести предварительно напряженных железобетонных пролетных строений по 33 м, по шесть балок в каждом. Опоры – монолитные бутобетонные на высоком бетонном свайном ростверке. Под каждую опору забито по 24 сваи. Ростверк находится в зоне постоянного замораживания и оттаивания. В речной воде присутствует CO_2 . По заключению лаборатории толщина бетонного массива должна быть не менее 2,5 м, фактически она равнялась 1,2 м. Авария произошла в 1963 году из-за обрушения одной из опор.

Обследование показало, что ростверк у этой опоры полностью разрушен. В рабочих чертежах не оговорены специальные требования к бетону, отсутствовали технологические указания по подводному бетонированию. Отсутствовали: журнал забивки свай; акты контрольной забивки свай; журналы испытания свай; цемента, гравия, песка; химический анализ воды; карточки подбора состава бетона; акты промежуточной приемки элементов; ведомости оценок качества работ. Строительство велось на низком организационно-техническом уровне, руководящий персонал многократно менялся, прием и передача дел техническими актами не оформлялись. Приемка моста в эксплуатацию осуществлялась формально, без тщательного осмотра.

Авария металлического моста вследствие нарушения технологии работ описана в другом примере из работы [219]. Мост – 5-пролетный, крайние пролеты по 42,5 м, а три средних по 88 м. К моменту аварии в трех первых пролетах была закончена укладка железобетонной проезжей части. На 2-м и 3-м пролетах были сложены плиты, необходимые для 4-го и 5-го пролетов. Проезжая часть в пролетах 1–2, 2–3 и 3–4 была уложена до окончания всех работ по навесной сборке моста, т.е. была нарушена последовательность работ. Кроме того, появлялась дополнительная нагрузка от складываемых плит. Критическое напряжение в узловой фасонке было превышено в 2 раза.

Для предотвращения аварий проводятся периодические обследования технического состояния железно- и автодорожных мостов с использованием подвижной нагрузки. При этом фиксируются напряжения и деформации в наиболее ответственных узлах и элементах. Во время проведения этих работ должны обеспечиваться меры предосторожности.

При обследовании одного из железобетонных мостов сотрудниками Белорусского политехнического института произошла трагедия. Один из них наблюдал за работой верхнего угла металлической фермы. При передвижении испытательного поезда он заметил течение стали в ферме. Сигналы его не были услышаны и поезд продолжал движение. Мост разрушился, погибли люди.

Настилы большинства железобетонных мостов в США, выполненные из сборных коробчатых блоков, защищены от трещин последующим натяжением арматуры как в поперечном, так и в продольном направлениях. Обследования, проведенные во всех странах мира, показали, что предварительно напряженные мосты обладают достаточно высокой коррозийной стойкостью (Civil Engineering, 1992, № 10, p. 5 – 8).

Имеются примеры оригинальных технических решений на стадиях проектирования и строительства, обеспечивающих высокую надежность сооружения.

У нас в стране, как и в большинстве стран мира, существующие мосты были построены еще в XX веке, поэтому их разрушение происходит либо от износа, обветшания из-за отсутствия надлежащего содержания, либо от превышения грузоподъемности.

В источнике [237] приведена статистика разрушений мостов в России и СНГ за последние 5 лет – с августа 2006 года по декабрь 2011 года. За 64 месяца произошло 68 аварий, из них 42 случая, когда падали пролеты мостов и влекли за собой человеческие жертвы.

26 сентября 2007 года во Вьетнаме обрушился пролет железобетонного вантового моста Кантхо через р. Хау [237]. 87-метровая секция моста обрушилась с высоты 30 м и убила 54 человека, более

100 человек было ранено. Причиной обрушения строящегося моста стала неравномерная осадка из-за проливных дождей и, как следствие, отклонение основания свайного фундамента одной из временных опор. Один из двух рядов свай опирался на рыхлый песчаный грунт, а второй ряд – на плотный грунт.

26 августа 2009 года в штате Бихар на северо-востоке Индии внезапно обрушился старый мост, мосту на тот момент было 80 лет. Обрушение, вероятно, произошло из-за того, что мост долго не ремонтировался и пришел в негодность, а к тому же постоянное движение тяжелой техники сделало свое дело.

19 января 2010 года в Верещагинском районе Пермской области обрушились металлические конструкции моста через р. Обва. В момент аварии на мосту проводились демонтажные работы. Погиб рабочий. У комиссии, созданной для расследования инцидента, возникло много вопросов по технике безопасности при проведении данного вида работ и по точности соблюдения технологии демонтажа.

1 мая 2010 года в Иркутской области произошло обрушение сразу двух мостов: моста через р. Илир и деревянного 120-метрового моста через р. Ия. В результате пять поселков с населением больше 600 человек остались без транспортного сообщения. Причиной обрушений стал паводок.

9 мая 2010 года в г. Орле обрушился пешеходный мост в парке. 12 человек с трехметровой высоты упали в реку, в том числе и двухлетний ребенок. За медицинской помощью обратились только три человека. Переломился деревянный пролет размером 2×3 м.

20 мая 2010 года в пос. Яблоновский (Теучежский район, Адыгея) произошло обрушение части моста на 1346-м километре федеральной трассы М4, связывающей Москву с южными районами страны. На пересечении трассы «Дон» с автодорогой А-146 обрушилась одна опора виадука, рухнул один пролет. Длина обрушения составила 20 м. Жертв и пострадавших не было. В результате аварии нарушилось автомобильное сообщение с адыгским аулом Тугургой. По предварительным данным, обрушение моста произошло из-за усталости металла несущих конструкций. Движение по трассе «Дон» не прекращалось.

28 апреля 2013 года в г. Усть-Куте в результате ледохода произошло обрушение пролета железобетонного моста (рис. 3.23).

13 января 2015 года в г. Калининграде произошло обрушение Берлинского моста. Железобетонный мост обрушился вследствие нарушения технологии проведения работ по его демонтажу (рис. 3.24) [235]. Строители разбирали опоры старого моста. После падения одной из опор рухнула плита пролета, а с ней и техника.



Рис. 3.23. Обрушение пролета железобетонного моста



Рис. 3.24. Обрушение Берлинского моста

26 марта 2015 года в Саладо, штат Техас, США, произошло частичное обрушение строящегося моста. Инцидент произошел в результате столкновения грузовика с главной балкой моста.

23 февраля 2015 года произошло обрушение двух пролетов железобетонного моста через р. Шурап в Березовском (рис. 3.25) [235]. Опора не выдержала собственного веса конструкций двух пролетов, в результате обветшания. По мосту постоянно двигались большегрузные автомобили.



**Рис. 3.25. обрушение двух пролетов железобетонного моста
через р. Шурап**

14 апреля 2015 года в Ярославской области, Большесельского района, вблизи деревни Девницы произошло частичное обрушение (проседание дорожного полотна) автомобильного моста через реку Койку (рис. 3.26) [235]. Мост был в аварийном состоянии и обрушился в результате проезда большегруза с металлоломом, вес которого превышал допустимую грузоподъемность моста.



**Рис. 3.26. Частичное обрушение (проседание дорожного полотна)
автомобильного моста**

26 декабря 2015 года в г. Цицикар провинции Хэйлунцзян на Северо-Востоке Китая рухнул железобетонный пролет автомобильного моста (рис. 3.27). По предварительной причине мост разрушился в результате перегруза. Два груженных грузовика оказались в замерзшей р. Фуюй.

23 февраля 2016 года на трассе Владивосток – Находка в районе пос. Новолитовск рухнул автомобильный железобетонный мост через р. Литовка (рис. 3.28) [235]. Обрушение вероятно произошло по причине обветшания моста. Два пролета рухнуло в воду.

В большинстве случаев мосты разрушаются вследствие неправильной эксплуатации, перегруза, ДТП и природных явлений.



Рис. 3.27. Обрушение моста через р. Цицикар



Рис. 3.28. Обрушение автомобильного моста через р. Литовка

3.5. ПЛОТИНЫ И ВОДОХРАНИЛИЩА

По данным Международной комиссии по большим плотинам (СИГБ), в настоящее время в мире построено более 45 000 больших плотин, более 60% из них являются грунтовыми. Наибольшее число подобных плотин в Нидерландах (100%) и Англии (67%), наименьшее – в Норвегии (1%) и Австрии (12%). Приблизительно на 40% плотин различных типов были зафиксированы аварии, а также прорывы напорного фронта.

Наиболее надежными, как показывает практика, являются бетонные плотины, примерно в 3 раза менее надежны каменно-земляные, аварии на которых в большинстве случаев произошли вследствие перелива воды через их гребень.

Отдельные плотины являются грандиозными сооружениями своего времени, аварии на них наносят огромный экономический, экологический и социальный ущерб. Поэтому проводят тщательные гидрогеологические изыскания, отработывают технологию возведения, изучают поведение плотины на физических и математических моделях. В течение всего периода строительства и эксплуатации следят за:

- перемещениями плотины и основания;
- напряжениями и деформациями в основании, бетоне и арматуре;
- температурой бетона;
- развитием трещин;
- давлением поровой воды и скоростью фильтрации;
- прочностью бетона.

3.2. Частота аварий гидротехнических сооружений, их причины (с образованием волны прорыва)

Причина аварий	Частота, %
Разрушение основания	40
Недостаточность пропускной способности водосбросов	23
Конструктивные недостатки	12
Неравномерная осадка	10
Высокое пороговое (капиллярное) давление в намытой плотине	5
Военные действия	3
Сползание откосов	2
Дефекты материалов	2
Землетрясения	1
Неправильная эксплуатация	2
ВСЕГО	100

3.3. Частота аварий для различных типов плотин

Тип плотины	Аварии, %
Земляная плотина	53
Защитные дамбы из местных материалов	4
Бетонная гравитационная	23
Арочная железобетонная	3
Плотины других типов	17
ВСЕГО	100

В гидротехнических сооружениях наряду с химическими воздействиями на конструкции возможны и механические: течение, абразивное воздействие песка и льда, удары судов, внутреннее давление льда, удары волн и др.

Строительство водохранилищ приводит к существенному изменению окружающей обстановки [13].

В историю гидротехники вошли колоссальные катастрофы, вызванные прорывом дамб на р. Хуанхэ и Янцзы, Миссисипи и Миссури, на Дунае, в Голландии. Крупные катастрофические аварии плотин произошли в США, Франции, Италии, Индии, Бразилии, Южной Корее и других странах. Наиболее трагические последствия от повреждения плотин ГЭС и водохранилищ имели место в США (плотины Биг Томсон, Каньон Лейк, Сент-Френсис, Титон).

Плотина Баньцяо, Китай, построена в начале 1950 годов на р. Жу в провинции Хенань, для борьбы с наводнениями и производства электроэнергии. Плотина была высотой 118 м и вмещала 375 млн м³ бетона.

В результате ошибок проектирования и строительства немедленно после ввода плотины в эксплуатацию в ней появились трещины и протечки. При строительстве плотины должно было быть 12 водосбросов. Но для экономии средств построили всего пять.

В августе 1975 года произошло сильнейшее наводнение, за день выпала годовая норма осадков. Объем осадков превысил все показатели, на которые была рассчитана плотина, в 2 раза.

Руководство плотины запрашивало разрешение на открытие всех водосбросов у вышестоящего руководства. Однако ответ пришел слишком поздно, и катастрофы было уже не избежать. К тому же ситуацию усугубило разрушение вышестоящей плотины Шимантань.

8 августа 1975 года плотина Баньцяо рухнула (рис. 3.29). Образовавшаяся прорывная волна имела высоту 3...7 м и сметала все на своем пути. В результате бедствия объем стока воды составил 15 738 млрд м³.



Рис. 3.29. Разрушение плотины Баньцяо, Китай

Этим колоссальным объемом воды после прорыва Баньцяо смыло еще 62 плотины ниже по течению. В результате трагедии погибло 26 тыс. человек, а пострадало около 11 млн человек.

Плотина Мальпассе, Франция, имела арочную конструкцию двояковыпуклой кривизны симметричного очертания. Ее длина составляла 222 м, ширина паводкового водослива – 1,5 м, ширина у основания – 6,82 м, ширина паводкового водослива – 30 м. Плотина была на р. Рейран недалеко от г. Фрежюс и предназначалась для целей ирригации и водоснабжения.

В ноябре 1959 года в районе Мальпассе начались обильные дожди. За две недели выпало 500 мм осадков, из них 130 мм – за последние сутки. Это очень много. 2 декабря, в связи с тем что дождь не прекращался и уровень достиг максимума – 28 см ниже верхнего края плотины, персонал плотины запрашивает разрешение у администрации на открытие паводкового сброса. На что те ответили отказом, мотивируя тем, что в 200 м ниже по течению строятся опоры моста, и есть вероятность их подмыва, и разрушения. Вечером в 18 часов поступает разрешение только на частичное открытие затворов, чего в данной ситуации оказалось недостаточно. В 21 час 13 минут, по словам очевидцев, раздался сильный треск. Произошло разрушение плотины.

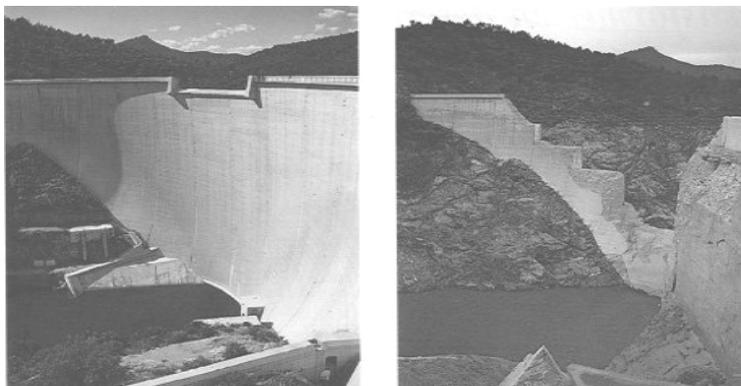


Рис. 3.30. Мальпассе – до и после аварии

Вода хлынула с такой скоростью, что воздушной ударной волной, которая образовалась в каньоне, выбило все окна и двери близлежащих деревень. Стена воды высотой до 40 м за считанные минуты смыла две деревушки, опоры строящегося моста и еще пару десятков дорог и железнодорожных сообщений. С высотой волны 3 м вода дошла до г. Фрежюс на расстоянии 10 км и частично затопила его.

В результате аварии (рис. 3.30) от плотины остался небольшой блок и небольшой край, смещенный на 2 м по вертикали. Погибло 423 человека.

Плотина Сен-Френсис (США) была спроектирована и построена архитектором Вильямом Малхолландом в каньоне Сен-Френсис (рис. 3.31). Она должна была служить источником запасов воды и электроэнергии. Гидросооружение было обречено с первых минут своего существования. Геологи предупредили Малхолланда о том, что в данном месте строить нельзя – там проходит геологический разлом, основание нестабильно и состоит из грязи и слюдяного кварца.

Высота сооружения была 62 м, длина – 210 м, толщина у основания 52 м. Почти сразу бетонный фундамент плотины начал трещать по швам, образовались трещины и протечка воды.

12 марта 1928 года в стене плотины образовалась большая трещина. Поздним вечером того же дня, в 23 часа 58 минут, после разрушения со страшным грохотом несколько обломков плотины весом около 3000 т каждая отнесло в долину Санта-Клара, за 15 км. Ревущий вал воды, грязи и обломков высотой 36 м и шириной до 3 км сносил все на своем пути и обрушился в Тихий океан.

Дамба простояла всего 2 года. В результате трагедии погибло 600 человек.



Рис. 3.31. Трещина в плотине Сен-Френсис

Плотина Вайонт – арочная бетонная плотина рядом с горой Монте Ток на р. Вайонт, в провинции Венеция на севере Италии, построенная в 1959 году для выработки электроэнергии (рис. 3.32). Имеет высоту 261,6 м, длину по гребню – 190 м, ширину по основанию – 23 м и ширину по гребню – 3,9 м, за что считается одной из самых «изящных» плотин в мире [13].

Еще до начала строительства высказывались опасения о геологической стабильности склонов водохранилища и окружающего горного массива, но Адриатическая энергетическая корпорация заверила всех, что все под контролем: геология ущелья хорошо изучена, и гора считается достаточно стабильной. Три независимых эксперта сказали, что массив со стороны Монте Ток нестабилен, и при заполнении водохранилища склон рухнет в бассейн. Компания проигнорировала экспертов.

Плотина сдана в эксплуатацию в 1960 году. При заполнении водохранилища на отметку 190 м произошло схождение небольшого оползня. Компания начала исследования и выяснила, что в ближайшем будущем возможен еще один оползень, который перекроет водохранилище. Компания решила построить донную галерею, которая работала бы как сообщение между водоемами, образовавшимися в результате оползня.

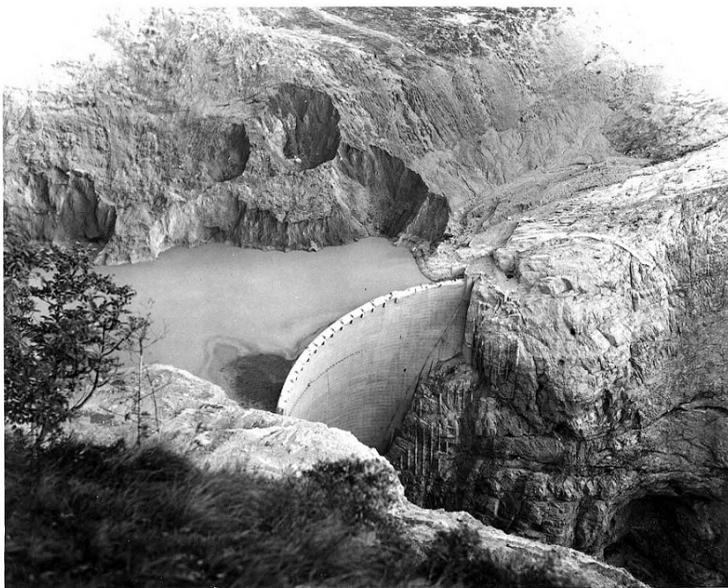


Рис. 3.32. Плотина Вайонт

Склон горы потихоньку начал сползать. 9 октября 1963 года в 22:35 огромный оползень (рис. 3.33) объемом 260 млн м³ сошел со скоростью 110 км/ч и поднял столб воды на 250 м выше верха плотины. 50 млн м³ воды рухнули в долину с высоты в 500 м и смыло несколько деревушек и захлестнула г. Лонгарон. Высота волны здесь достигала 70 м. Огромная масса воды пронеслась вниз по долине р. Вайонт, сметая все на своем пути.

В результате трагедии погибло до 2500 человек. Но плотина устояла, разрушился только верх на 1 м.

Отметим причины катастрофы. Район водохранилища представляет собой V-образную ледниковую долину с врезанным в нее узким послеледниковым ущельем. Район сложен мощной толщей осадочных пород, представленных известняками с многочисленными прослоями глинистых сланцев и мергелей. Северное крыло долины пересечено разломом. Коренные склоны покрыты делювием, продуктами размыва и древними оползневыми накоплениями.

Максимальный уровень воды в водохранилище ограничили отметкой 680 м, т.е. на 40 м ниже гребня плотины. Установлена сеть геодезических реперов для наблюдения за оползневым районом, но скважины не пересекли главной поверхности скольжения.



Рис. 3.33. Вид плотины после оползня

Летом 1963 года скорость смещения массива составила 1 см в неделю. В середине сентября на некоторых реперах скорость составила 1 см в день. С 28 сентября по 9 октября шли обильные дожди. Уровень воды в водохранилище поднялся на 10 м. К 8 октября стало ясно, что движется вся геодезическая сеть вместе с массивом.

Начали сбрасывать воду через тоннели, но ливень снижал эффективность этого мероприятия. 9 октября движение массива ускорилось. Поздно вечером произошла катастрофа. Вызвана она комбинацией неблагоприятных геологических условий и изменениями в окружающей среде: повышением уровня водохранилища и интенсивным подъемом уровня грунтовых вод в результате интенсивных дождей.

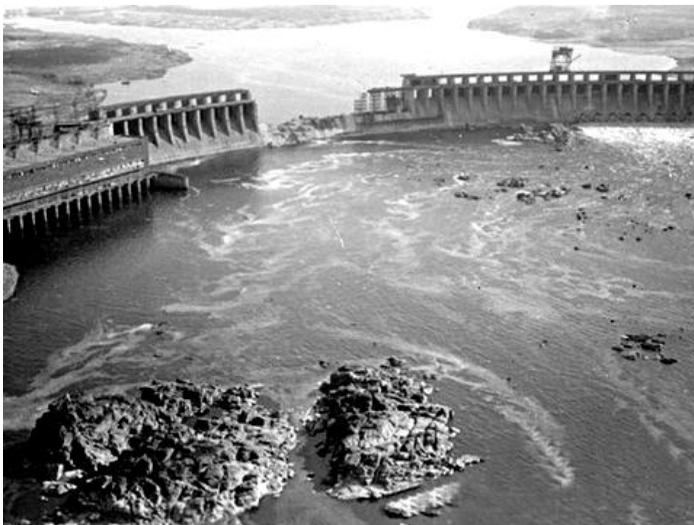


Рис. 3.34. Плотина ДнепрогЭС после взрыва

18 августа 1941 года советскими солдатами частично была взорвана плотина ДнепрогЭС Украина (рис. 3.34), чтобы препятствовать прорыву немецких войск. При взрыве вода хлынула вниз по течению 13-метровой волной, смывая все на своем пути. Погибло около 1500 человек. Второй раз плотина была взорвана отступающими немецкими войсками осенью 1943 года, опять-таки частично благодаря подвигу советских солдат.

Вблизи г. Оровилла в Северной Калифорнии в 1969 году закончено строительство самой высокой в США дамбы (235 м), за которой образовалось водохранилище объемом $4,4 \text{ км}^3$. Спустя шесть лет после подъема воды в водохранилище в августе 1975 года произошло землетрясение с магнитудой 5,7...6,0. Эпицентр находился на глубине 8 км. Землетрясение сопровождалось оживлением старого разлома, края которого вертикально сместились. Слабые толчки начались сразу после заложения водохранилища.

В 1961 году началось заполнение водохранилища на р. Койна (Индостан) с проектной высотой плотин 103 м и объемом 2780 млн м^3 . Основание сложено кристаллическими породами. В ночь с 10 на 11 декабря произошло 8–9-балльное землетрясение, унесшее 180 человеческих жизней и оставившее более 2 тыс. раненных. Сама плотина опасно повреждена. Ранее в окрестности было построено 12 крупных водоемов, но подземных толчков не наблюдали.

Подобная сейсмическая активность наблюдалась и у нас, например, в окрестности Курского гидроузла на р. Вахш в Таджикистане. В последнем квартале 1972 года отмечено 133 землетрясения (интенсивное заполнение водохранилища началось в 1972 году).

После заполнения водохранилищ изменяется гидрогеологический режим подземных вод, начинается «переработка» берегов, сопровождающаяся оползнями. Здания и сооружения, расположенные в оползневой зоне, разрушаются.

В Пенсильвании (США) на р. Саут было построено водохранилище емкостью 20 млн м³. Насыпная земная плотина имела длину 248 м, ширину в основании 61 м. В мае во время проливных дождей уровень воды стал угрожающе подниматься. Меры по отводу излишней воды не дали результатов. Вода стала переливаться через гребень плотины на участке длиной 90 м, произошел ее разрыв. Вода со скоростью гоночного автомобиля устремилась вниз. Высота фронтальной воды достигла 12 м. Все что попадалось на пути потока, уничтожалось. В 5 км от плотины располагалось депо. 16 шестидесятитонных паровозов были разбросаны в радиусе полукилометра. Погибло около 2,5 тыс. человек.

Плотина Саяно-Шушенской ГЭС (СШГЭС) на р. Енисей является самой мощной гидроэлектростанцией (и вообще электростанцией) в России (рис. 3.35). Мощность ГЭС – 6400 МВт, среднегодовая выработка 23,5 млрд кВт·ч. Плотина ГЭС образует крупное Саяно-Шушенское водохранилище сезонного регулирования, полным объемом 31,34 и площадью 621 км². Авария на СШГЭС произошла 17 августа 2009 года. На момент аварии станция несла нагрузку в 4100 МВт, из 10 гидроагрегатов в работе находилось 9 [86] (гидроагрегат № 6 находился в ремонте). В 8:13 по местному времени 17 августа 2009 года произошло внезапное разрушение гидроагрегата № 2 с поступлением через шахту гидроагрегата под большим напором значительных объемов воды. Персонал электростанции, находившийся в машинном зале, услышал громкий хлопок в районе гидроагрегата № 2 и увидел выброс мощного столба воды. Потоки воды быстро затопили машинный зал и помещения, находящиеся под ним. Все гидроагрегаты ГЭС были затоплены, при этом на работавших гидрогенераторах произошли короткие замыкания, выведшие их из строя. Произошел полный сброс нагрузки ГЭС, что привело в том числе и к обесточиванию самой станции. На центральном пульте управления станцией сработала светозвуковая сигнализация, после чего пульт был обесточен – пропала оперативная связь, электропитание освещения, приборов автоматики и сигнализации.



Рис. 3.35. Саяно-Шушенская ГЭС

Автоматические системы, останавливающие гидроагрегаты, сработали только на гидроагрегате № 5, направляющий аппарат которого был автоматически закрыт. Затворы на водоприемниках других гидроагрегатов оставались открытыми, и вода по водоводам продолжала поступать на турбины, что привело к разрушению гидроагрегатов № 7 и 9 (сильно повреждены статоры и крестовины генераторов). Потоками воды и разлетающимися обломками гидроагрегатов были полностью разрушены стены и перекрытия машинного зала в районе гидроагрегатов № 2, 3, 4. Гидроагрегаты № 3, 4 и 5 были завалены обломками машинного зала.

В связи с потерей энергоснабжения закрыть затворы можно было только вручную, для чего персоналу необходимо было проникнуть в специальное помещение на гребне плотины. Около 8:30 восемь человек оперативного персонала добрались до помещения затворов, после чего связались по сотовому телефону с начальником смены станции, который дал указание опустить затворы. Взломав железную дверь, работники станции в течение часа вручную осуществили сброс аварийно-ремонтных затворов водоприемников, прекратив поступление воды в машинный зал. Закрытие водоводов привело к необходимости открытия затворов водосливной плотины в целях обеспечения санитарного попуска в нижнем бьефе СШГЭС, дабы избежать разрушения самой дамбы.



Рис. 3.36. Разрушения машинного зала Саяно-Шушенской ГЭС

Ростехнадзор непосредственной причиной аварии назвал разрушение шпилек крепления крышки турбины гидроагрегата, вызванное дополнительными динамическими нагрузками переменного характера, которые длились 13 мин. Разрушению предшествовало образование и развитие усталостных повреждений, узлов крепления крышки генератора и отсутствие шести гаек, что привело к ее срыву и затоплению машинного зала станции.

В результате аварии на СШГЭС погибло 75 человек, оборудованию и помещениям станции нанесен серьезный ущерб (рис. 3.36). Работа станции по производству электроэнергии приостановлена.

Бетон в плотинах иногда интенсивно разрушается. К примеру на гравитационной плотине Баркер (США) через 30 лет эксплуатации бетон разрушился на глубину до 1 м. Для защиты крупных гидротехнических сооружений успешно применяют эмали и мастики на основе оксидных смол.

Так же безопасность гидросооружений снижается из-за их старения. Большинство из них эксплуатируется более 30 лет. Согласно данным мировой статистики именно в этот период возрастает вероятность аварий и повреждений гидроэнергообъектов. Выработка нормативного срока службы, а в ряде случаев полного исчерпания ресурса, несоответствие большого числа давно эксплуатируемых сооружений действующим современным нормативам – серьезная опасность повреждения гидроузлов и возникновения ЧС.

Наиболее частой причиной разрушения гравитационных плотин (около 50% общего числа катастроф) является нарушение устойчивости основания, недостаточная прочность контактной зоны и неравномерность осадки. В ряде случаев появляются зоны растягивающих напряжений (зоны разуплотнения) под напорной гранью высоких гравитационных плотин. Они возникают при определенных сочетаниях напора, геометрических размеров профиля и характеристик скального основания. Раскрытие контактного шва приводит к разрыву цементационной завесы и повышению противодействия.

Развитие процессов разуплотнения наблюдали, например, под напорной гранью Братской и Усть-Илимской плотин. Одной из причин разуплотнения является появление температурного растяжения, вызванного неравномерным распределением температуры в контактной плоскости. Наблюдения показывают, что напряжения в контактной зоне интегрально зависят от всех этапов возведения плотины. Существенное влияние на совместную работу плотины с основанием оказывает фильтрационное противодействие. С помощью дренажной системы можно его резко снизить.

Основными причинами аварий или аварийных ситуаций являлись:

- фильтрация воды под отдельными участками (плотина Пуэнтэс в Испании, Долгаррог в Северном Уэльсе) [13];
- оползни больших массивов грунта со склонов (водохранилище Вайонт в Италии);
- наличие в основании сильно трещиноватых и выветриваемых пород;
- наличие в основании плотины разлома;
- недостаточное сопротивление сдвигу плотин по основанию;
- чрезмерная фильтрация воды через тело плотины;
- разрушение материала тела плотины;
- недопустимые деформации основания и плотины.

Опыты на моделях выявили характерные схемы разрушения:

- возникновение трещин на контакте бетон–скала под верхней гранью;
- раскрытие межсекционных швов на напорной грани;
- появление трещин в бетоне у низовой грани, ориентированных по траектории главных сжимающих напряжений;
- появление трещин сжатия в береговых секциях.

В арочных плотинах не массивных с арочным эффектом возникают трещины у береговых упоров, раскрываются швы под напорной гранью береговых секций.

Отметим наиболее выдающиеся гидротехнические сооружения. К ним относится система Сноуи–Маутин в Австралии, включающая 15 плотин, 11 гидротехнических панелей общей длиной 77,5 мили, 10 электростанций, три из которых находятся глубоко под землей.

Ущерб от разрушения плотин может быть чрезвычайно большим. Разрушение самой конструкции плотины зачастую является лишь частью ущерба. Так же сопутствуют потери от разрушения находящихся рядом сооружений, потери предприятий, приостановленных в результате прекращения поступления электричества от ГЭС.

3.6. АВАРИИ, СВЯЗАННЫЕ С ПОТЕРЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ И НЕРАВНОМЕРНЫМИ ДЕФОРМАЦИЯМИ ОСНОВАНИЯ

Примеры влияния инженерно-геологических условий на безопасность зданий и сооружений приведены в работах [1, 3, 12, 15, 30, 34, 38, 39, 60, 74, 75, 80, 86, 91, 93, 94, 98, 102, 112, 122, 128, 151, 168, 175, 184, 194, 195, 197, 202, 203, 216].

В работе [13] описаны примеры безаварийного строительства крупнейших высотных зданий современности в сложных инженерно-геологических условиях.

Примером неравномерностей осадки является Исаакиевский собор в Санкт-Петербурге [99]. Фундамент был устроен в виде массивной каменной плиты толщиной 7,1 м на свайном основании из 10 762 свай диаметром 28...30 см. Расстояние между осями свай 70...75 см. Забивались сваи в слабый суглинистый грунт на глубину 6,4 м. Ниже свай оставался неуплотненный 6...8 м слой слабой ленточной глины, осадка и вытеснение которой в стороны продолжается до настоящего времени. Центральная часть фундаментной плиты осела больше, чем ее края. Плита искривилась и потрескалась. Купол собора отклонился с востока на запад на 15 см. Значительное повреждение получило и здание собора (рис. 3.37).

В 1912 году в Трансконе (Канада) сооружен элеватор из 85 железобетонных круглых силосов диаметром 4,37 м, высотой 27,4 м. Бункеры опирались на плиту, заложенную на глубине 3,66 м от поверхности [13].

18 октября 1913 года, когда все силосы быстро загрузили зерном, элеватор в течение суток получил катастрофическую осадку, сопровождающуюся значительным креном и односторонним выпором грунта. Сооружение незначительно деформировалось и оставалось стоять под углом 63° к горизонту (рис. 3.38). Затем все бункеры опорожнили, а элеватор установили в вертикальное положение с помощью домкратов, установленных на сваи, забиты до коренных пород.

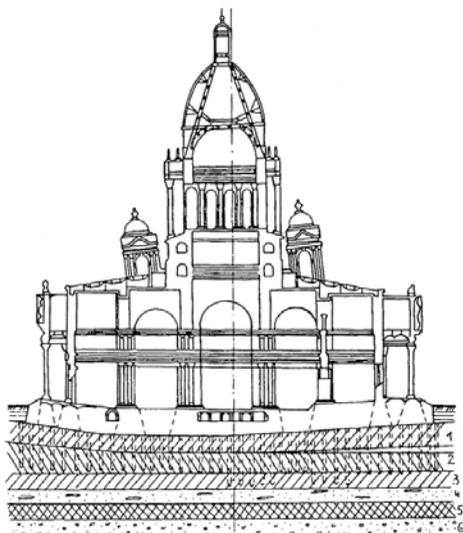


Рис. 3.37. Деформация Исаакиевского собора:

1 – тощий суглинок; 2 – жирный суглинок; 3 – слоистый жирный суглинок;
4 – ленточная глина; 5 – светлая глина; 6 – валунный суглинок

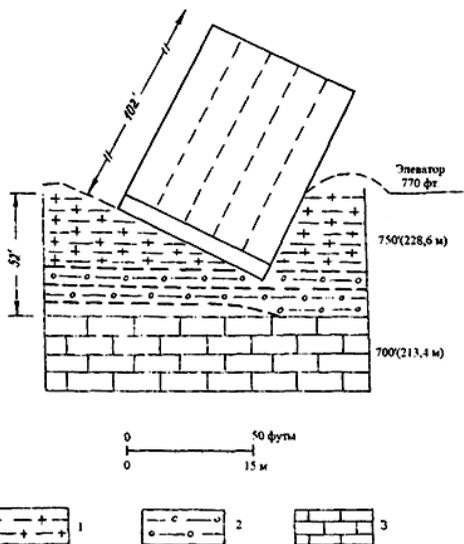


Рис. 3.38. Элеватор в Транконе:

1 – пылевая глина; 2 – глина с гравием; 3 – известняки

Изыскания до начала строительства ограничились лишь штамповыми испытаниями в приповерхностном слое грунта. Нагрузка на основание равнялась 250 кН/м^2 . Грунт определен как достаточно прочный, но это была корка, образовавшаяся после отступления ледника. В 1951 году проведены тщательные изыскания. Соппротивление сжатию глин уменьшалось в направлении от верхней нарушенной корки к нижней нормально уплотненной и составляло $160 \dots 55 \text{ кН/м}^2$. Средняя величина предельной несущей способности 10,7 м толщи глин равнялась 2,57 т/кв. фут. Для более глубоких слоев она не превышала 1,8 т/кв. фут (193 кН/м^2). Давление от широкого фундамента распространялось на глубоко залегающие слабые слои глин, в то время как напряжения под штампами были сосредоточены в пределах верхней подсушенной корки.

Приведем сведения о перемещениях башни, построенной в г. Пиза (Италия) на отметке около 2,5 м над уровнем моря. К строительству приступили в 1173 году и вели до 1350 года в три этапа (рис. 3.39). Когда высота кладки достигла 11 м, отметили осадку и крен башни в сторону р. Арго. Когда в 1350 году высота башни достигла 44 м, средняя величина осадки превысила 1,5 м. Отклонение центра верхнего сечения башни в сторону от вертикали достигло 4,8 м. После стабилизации осадки башня была надстроена на 10 м. После этого деформации грунтов продолжали развиваться. В настоящее время отклонение от вертикали на высоте 55 м и составляет более 6 м.

В 1932 году в основание башни через 351 скважину диаметром 50 мм произведено нагнетание около 1000 т цементного раствора [13].

За полвека наклон башни увеличился на 0,15%. Это примерно 165 мм за столетие.

Фундамент башни – кольцевой из каменной кладки диаметром 20 м, заглубленный менее чем на 2 м. Основание сложено мягкими аллювиальными отложениями. Давление на грунт составляет 420 кН/м^2 . Эксцентриситет нагрузки влияет как на сжимаемость, так и на скорость рассеивания избыточного давления. По измерениям 1962 года осадка южного края фундамента составляла 2,8 м, а северного – 1,2 м при давлениях 9 и 1 кг/см^2 соответственно.

Зафиксировано около сорока «падающих» башен. В нашей стране такие башни имеются в Москве, Казани, Соликамске, Невьянске и в других местах.

В Армении имеется качающаяся часовня. Скала, на которой она построена, откололась от массива во время землетрясения. При сильных порывах ветра башня заметно покачивается.

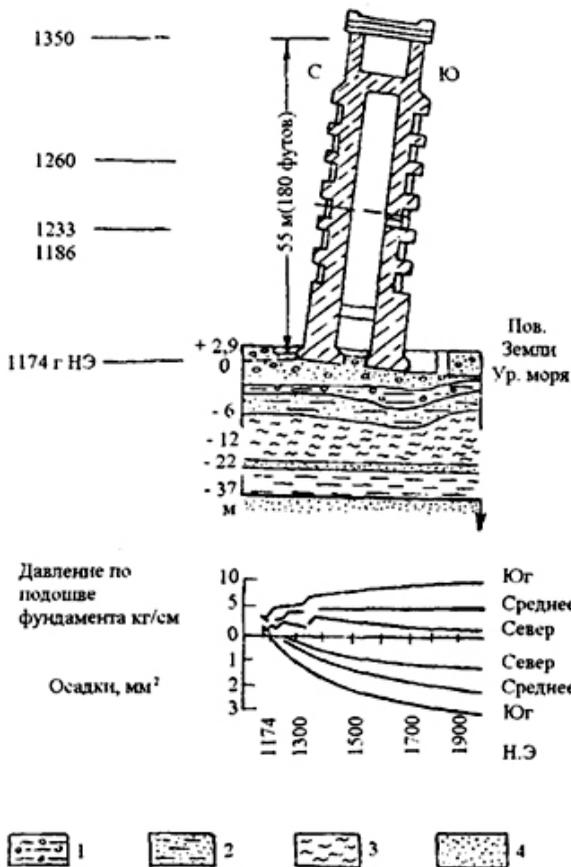


Рис. 3.39. Падающая башня в Пизе:

1 – серые глинистые алевроиты; 2 – глинистые пески;
3 – голубые глины; 4 – пески

Кирпичная башня высотой 97 м, построенная в IV веке в Венеции на площади Святого Марка, обрушилась спустя 500 лет. После ее восстановления она вновь рухнула через несколько столетий. Построенная в третий раз на том же месте башня существует 70 лет.

Хуцюнская башня в Китае построена свыше тысячи лет назад. Она имеет восьмиугольную форму в плане и семиярусную по высоте (47,5 м). При отклонении от вертикали на 2,3 м башня продолжает отклоняться со скоростью 1,6 мм/г. После укрепления опор в нижнем ярусе крен башни был приостановлен.

В работе [179] описан случай разрушения подвальной части дома, смонтированной в зимнее время из блоков толщиной 40 см. Пазухи засыпались мерзлым грунтом без уплотнения. Перекрытие под подвалом не было смонтировано. Давление насыщенного водой талого грунта разрушило стену подвала. Автор также неоднократно осматривал обрушившиеся стены от давления грунта и нагрузки на поверхности.

В апреле 1965 года произошла авария на складе влажного концентрата горно-обогатительного комбината. Несущими конструкциями являлись стальные 3-шарнирные арки пролетом 42 м и высотой 17,34 м. Длина здания 348 м. Фундаменты – отдельные монолитные железобетонные с размерами подошвы 4,1×6,5 м и глубиной заложения 6,2 м. Основанием фундаментов являлись глины с расчетным сопротивлением 0,3 МПа. На глубине 2 м расчетное сопротивление состояло 0,1...0,2 МПа. Уровень грунтовых вод находился на глубине 1,5 м от поверхности.

Разрушение началось с разрыва металлической связи между арками. Далее началось горизонтальное смещение фундаментов наружу. Максимальное смещение равнялось 4660 мм. Перед фундаментами образовался вал высотой 2,35 м на участке длиной 6 м.

Среднее давление от штабеля влажного концентрата составляло 0,26 МПа, а максимальное – 0,58 МПа. Устройство сплошных траншей под фундаментами опор, перерезавших слои естественного сложения без достаточного уплотнения при обратной засыпке, ухудшило сопротивление основания выпиранию грунта.

По факту этой аварии научно-техническим советом Госстроя СССР рекомендовано при проектировании таких складов на глинистых грунтах разработать ряд конструктивных вариантов усиления основания штабеля. НИИ оснований предложил устройство шарнирной железобетонной плиты с зубом по контуру плиты и уплотнением основания с помощью вертикальных дрен. Рекомендовано также обязательно проводить проверку устойчивости основания с учетом фактических гидрогеологических условий.

В практике встречаются грунтовые толщи с погребенными слоями биогенных грунтов (торфов, заторфованных грунтов, сапропелей). Находясь в активной зоне, они способствуют развитию значительных и неравномерных осадок. При забивке свай, когда острие не доходит до кровли сильно сжимаемого грунта, погружение их практически прекращается. После каждого удара молота свая перемещается вместе с некоторым объемом окружающего грунта на величину упругой деформации слабого слоя.

В ряде случаев биогенные грунты располагаются в толще лессового грунта II типа по просадочности. Предотвратить деформации

в этих условиях чрезвычайно сложно. Требуются хорошо продуманные конструктивные решения.

В работе [202] приведены примеры некачественных инженерно-геологических изысканий территорий, приводящих к серьезным повреждениям. К их числу относятся: неполное освещение грунтовой обстановки; неучет особенностей образования конкретных территорий; потери отдельных слоев; ошибки в классификации; слабый прогноз поведения в период строительства и эксплуатации; слабые знания региональных условий.

На рисунке 3.40 показаны деформации 3-этажного здания с подвалом спортивного комплекса. Площадка располагалась на засыпанной пойме реки. Раньше здесь был лесопильный завод. Мощность слоя отсыпки колебалась от 4 до 9 м. Разведочные скважины располагались за пределами контура здания, вследствие этого не был обнаружен насыпной грунт. Фундаменты выполнены сборными ленточными шириной 2,0...2,4 м. Осадки достигали 50 см и отмечались большой неравномерностью.

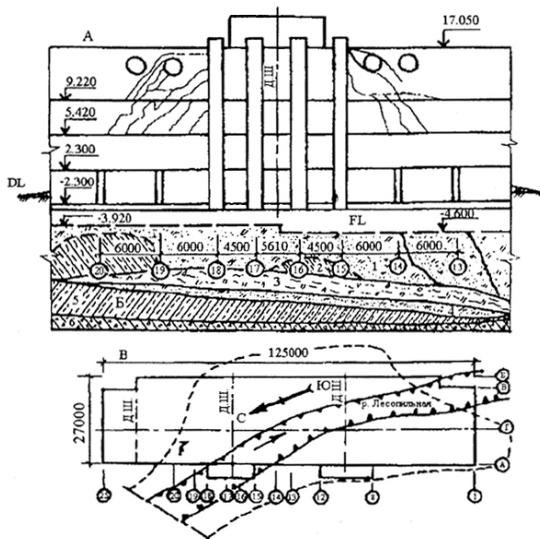


Рис. 3.40. Повреждения здания, вызванные ошибками при инженерно-геологических изысканиях:

- A* – части здания м/о 13-20; *Б* – геологический разрез по оси *Д*;
В – план площадки и здания; *Д.Ш.* – деформационные швы; *1* – насыпной глинистый грунт; *2* – текучепластичный суглинок; *3* – заиленные опилки; *4* – опилки; *5* – мягкопластичный суглинок; *6* – щебенисто-древянный грунт с глинистым заполнителем; *7* – площадь распространения опилок

Взвешивающее действие грунтовых вод. Повышение уровня вод вызывает снижение механических свойств. Понижение уровня грунтовых вод приводит к увеличению напряжений от действия собственного веса и к появлению дополнительных осадков.

Разуплотнение грунтов при снятии бытового давления. Это наблюдается при отрывке глубоких котлованов (8 м и более) и сопровождается подъемом дна котлована. При проведении горных работ иногда возникает горный удар – взрывообразное внезапное разрушение породы в окрестности выработки. Горные удары сопровождаются выбросом породы в выработку или проявляются в виде сейсмической волны.

Тиксотропные явления. Многие грунты могут разжижаться или размягчаться при динамических воздействиях, а затем после их прекращения вновь самопроизвольно восстанавливают свое состояние и прочность. Тиксотропность возникает по-разному в зависимости от дисперсности, минерального состава, минерализации и состава поровых вод, интенсивности механических воздействий. Так, монтмориллонитовые гидрофильные глины легко разжижаются и затем быстро восстанавливают прочность, а каолинитовые мало гидрофильные трудно размягчаются и разжижаются, и медленно восстанавливают свое состояние и прочность. Тиксотропные изменения являются результатом разрушения структурных связей.

Всплытие сооружений. Под действием напора грунтовых вод возможен подъем сооружений, сопровождающийся, как правило, креном. В конструкции появляются значительные трещины, разрушаются коммуникации, эксплуатация затрудняется или становится невозможной. Известен ряд конструктивных мероприятий, повышающий устойчивость сооружения: устройство анкеров, увеличения сил трения по боковой поверхности, повышение давления на грунт, уменьшение давления воды и др. При проектировании важно прогнозировать изменение гидрогеологических условий.

Сели – грязекаменные потоки, насыщенные твердым материалом с плотностью от 1,2 до 1,8 г/см³. Они возникают по долинам горных рек, в балках, оврагах, имеющих в верховьях значительные уклоны порядка 0,35. Вследствие большой скорости движения потока селя может переносить глыбы в несколько кубометров. Многообразная деятельность человека (вырубка леса, выгон скота, отвал породы при добыче руд в долинах рек) может вызвать селя антропогенного характера как в селеопасных районах, так и в тех районах, где их не было.

Влияние макро- и микроорганизмов на грунты оснований. Микроорганизмы могут изменить величину pH и превращать воды в агрессивные. Радина В. В. открыла роль микроорганизмов в образовании пльвунов. В водонасыщенном грунте происходит накопление

в виде пузырьков газообразных продуктов жизнедеятельности микроорганизмов. Они вызывают избыточное давление в жидкой фазе породы, являющееся энергетическим фактором ее подвижности. Прочность грунтов может уменьшаться за счет выделения микроорганизмами поверхностно-активных веществ, а в других условиях, наоборот, увеличится, например, вследствие процесса агрегирования.

Подработка территорий. При разработке угольных пластов земная поверхность деформируется. Здания и сооружения, расположенные над горными выработками, подвергаются деформациям и разрушению. Различают две составляющие вектора сдвижения – горизонтальное сдвижение и оседание. Перемещения зависят от мощности пласта, площади очистных работ, угла падения пласта. Считают [122], что оседание земной поверхности на Донбассе достигает в среднем 50...60% мощности обрабатываемого пласта. При разработке нескольких пластов деформации от каждого пласта суммируются. Процесс движения разделяют на три стадии: начальную, активную и затухающую. На начальной стадии, продолжающейся 1...3 месяца, скорость оседания земной поверхности достигает 50 мм в месяц (СП 21.1333.2010).

Формы повреждения конструкций при воздействии вынужденных смещений основания зависят от конструктивной схемы здания [122].

Для предотвращения повреждений применяют организационные, конструктивные и горнотехнические мероприятия. Суть организационных мер заключается в точном согласовании во времени планов горных и строительных работ. Последовательность строительства необходимо определять с учетом сроков начала и окончания активной стадии сдвижения земной поверхности.

Конструктивные мероприятия применяют в случаях, когда под застраиваемой площадкой намечается выемка пластов. К ним относятся: устройство замкнутых железобетонных поясов, разделение зданий на самостоятельные отсеки, устройство плитных фундаментов или в виде перекрестных балочных систем, применение систем выравнивания.

В качестве эффективной горнотехнической меры защиты зданий от влияния горных выработок являются: закладка выработанного пространства; оставление предохранительных целиков; применение таких систем разработки, при которых происходит равномерное движение горных пород. Используют гидравлическую, пневматическую и самоотечную закладку выработанного пространства (В. И. Антонов, В. В. Леденев, В. И. Скрылев, 2002).

Оползень – масса земли или горных пород, соскальзывающая в виде единого массива или в виде обломков по склону. Скольжение происходит по искривленной поверхности.

Неустойчивые склоны занимают значительные территории. Разрушение и повреждение зданий и сооружений происходит вследствие интенсификации оползневых процессов. Для предотвращения аварий применяют:

- террасирование или уполаживание склонов;
- выполнение водозащитных мероприятий;
- дренирование подземных вод;
- сооружение подпорных стен;
- устройство контрфорсов и контрбанкетов;
- одерновка – озеленение склонов;
- возведение противооползневых удерживающих стен из забивных и набивных свай.

Повреждение зданий и сооружений в карстовых районах. При растворении и выщелачивании поверхностными и подземными водами мела, мергелей, известняков и других карбонатных и сульфатных пород на поверхности образуются воронки и провалы, а в грунте – полости. Так, в районе г. Дзержинска, расположенного в долине р. Оки, на площади 300 км² насчитывается около 3000 карстовых воронок. С 1935 – 1959 годов здесь образовалось 54 провала. Одни из них был глубиной 28 м и диаметром 90 м. Карст значительно усложняет проектирование и строительство (Рекомендации, 1995).

Закарстованность пород оценивается отношением объема карстовых пустот и полостей к объему пород. Положение плоскостей, их размеры и оконтуривание выполняют путем проходки буровых скважин. Кроме того, используют комплекс геофизических методов: электроразведка, гравиметрия, сейсморазведка, магниторазведка, ядерные методы и др.

Провалы и проседания грунта происходят внезапно и представляют значительную опасность для зданий и сооружений.

Выбор противокарстовых мероприятий должен основываться на учете комплекса данных. Часто применяют следующие комплексы мероприятий: планировку территории; каптаж подземных вод; устройство опор глубокого заложения; искусственное уплотнение и укрепление пород; устройство противодиффузионных завес; конструктивные мероприятия.

Разрушение земляных сооружений. Деформирование и разрушение грунтовых массивов протекает во времени и связано с изменением прочностных свойств грунтов.

Основными видами деформаций являются:

- осадка;
- расползание в результате разжижения;

- оползание вследствие большой крутизны;
- оползание оттаивающего откоса;
- пучение откосов при замерзании и оползание при оттаивании;
- размыв дождевыми и тальными водами;
- оползание на пойменных территориях при затоплении во время паводков вследствие гидростатического взвешивания.

В работе [92] приведена классификация причин, условий и характера деформирования и разрушения земляных сооружений. Причинами разрушения считают две группы факторов: нагрузки (установившиеся, неустановившиеся и случайные) и изменение свойств грунтов.

В работе [226] приведена схема деформирования здания, расположенного на наклонном подстилающем слое (рис. 3.41). Осадки и крены возникают вследствие ослабления несущей способности грунтов при интенсивном увлажнении атмосферными осадками. Сопротивление сдвигу по подошве подстилающего слоя резко снижается.

Комплекс воздействий. На отдельные сооружения действует несколько видов нагрузок. Потеря устойчивости может произойти от одной или от сочетания нескольких нагрузок. Так, на плотину действуют: собственный вес, пригрузка воды, горизонтальное давление воды верхнего бьефа, гидростатическое взвешивание, гидродинамическое давление, давление льда, ветра, сейсмические импульсы и др.

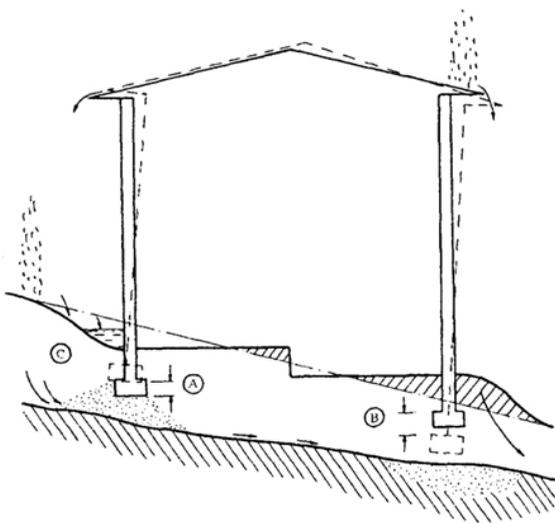


Рис. 3.41. Деформация здания, расположенного на наклонном подстилающем слое. Влияние атмосферных осадков

Возможны следующие виды разрушений:

- сдвиг по контакту с подошвой;
- сдвиг по поверхностям или зонам ослабления в подстилающих неоднородных породах;
- глубинный сдвиг;
- всплытие сооружения под воздействием гидростатического взвешивающего давления;
- опрокидывание вокруг нижнего ребра;
- потеря устойчивости вследствие суффозии или растворения составляющих;
- потеря устойчивости в результате развития оползневых процессов;
- потеря устойчивости вследствие катастрофических паводков;
- потеря устойчивости вследствие сейсмической активности, вызванной наполнением водохранилища;
- потеря устойчивости из-за повышения давления от селевых выносов;
- сдвиг от воздействия фильтрационного гидродинамического давления.

Загрязнение грунтовых вод. В районах промышленных предприятий, особенно химической и металлургической промышленности, состав грунтовых вод значительно изменяется: увеличивается общая минерализация, интенсифицируются агрессивные воздействия на подземные конструкции. Инфильтрация производственных стоков промышленных предприятий приводит к удорожанию строительства и эксплуатации объектов, к появлению трещин в конструкциях и аварийным ситуациям.

В производственных стоках химических предприятий HCl содержится 6000...35 000 мг/л, NaCl – 20 000...30 000 мг/л, H₂SO₄ – 300...700 мг/л. Минерализация грунтовых вод увеличивается в зимнее время года и уменьшается в период весеннего снеготаяния.

Влияние химических растворов на прочность грунтов. В грунтах, подверженных влиянию NaOH, максимальные значения pH достигали 10,5...12,3 при фоновой величине 7,5...7,8, ухудшались пластические свойства суглинков, уменьшались на 3–4 порядка фильтрационные свойства, увеличивалась коррозионная активность в 3 – 5 раз.

В результате длительных утечек полы вспучились на высоту до 80 см. Это привело к перекосам фундаментов технологического оборудования, нарушению соосности валов двигателей, искривлению подъездных путей и крановых балок.

Выветривание – сложная совокупность естественных процессов, как химических, так и механических, приводящих к разрушению горных пород. После отрывки котлованов происходит снижение механических характеристик верхнего слоя. Причиной этого является изменение температуры и влажности. Существуют разные критерии оценки степени выветрелости. Крупнообломанные грунты осадочного комплекса подразделяются на неветрелые, слабо выветрелые, выветрелые и сильновыветрелые.

Промерзание – оттаивание. Наличие заполненных водой микро- и макротрещин, пустот, пор является причиной снижения прочности. Модуль деформации грунта после нескольких циклов замораживания-оттаивания снижался до 5 раз. Степень деградации зависит от вида грунта, влажности, расстояния до грунтовых вод.

Повреждения зданий, построенных на просадочных грунтах. Такие грунты при замачивании получают значительные вертикальные деформации-просадки. В качестве источников замачивания чаще всего являются прорывы водонесущих коммуникаций, а также интенсивное обводнение территории. Под отдельными застроенными территориями формируются купола грунтовой воды, растущие вверх. Наибольшие осложнения вызывают грунты II типа по просадочности. Мощность их достигает 50 м, просадка от собственной массы – 1,5 м (г. Николаев, Украина).

В зданиях и сооружениях, построенных на грунтах II типа по просадочности, часто наблюдаются значительные повреждения: сквозные, вертикальные и косые трещины шириной раскрытия до 50 мм и более, трещины между панелями, плитами, между отдельными конструкциями; уменьшение опорных площадей балок, плит, ферм, перемычек, лестничных площадок и маршей; разрушение узлов сопряжений и заделки; перекосы и крены; разрывы сетей; нарушение эксплуатационной пригодности здания или сооружения; обрушение отдельных конструкций и фрагментов здания или сооружения; защемление деформационных и температурных швов и др. Примеры повреждений описаны в работе [91].

В ряде случаев ремонт значительно поврежденных объектов нецелесообразен. Затраты на их восстановление велики и могут превышать начальную стоимость объекта.

В работе [91, табл. 4.3] приведена классификация зданий по степени поврежденности.

Усилия, возникающие в конструктивных элементах, зависят от: величины и характера проявления просадок; неравномерных вертикальных и горизонтальных перемещений обводненного грунта; жест-

костных характеристик основания, здания или сооружения; типа источника замачивания; размеров здания или сооружения в плане; нагрузок на фундаменты и др.

Для предотвращения аварии необходима разработка и осуществление комплекса конструктивных и водозащитных мероприятий, организация аварийных служб. Все они подробно описаны в специальной литературе [39, 91].

Разрушение сооружений, построенных над геологическими разломами. При строительстве любых сооружений необходимо учитывать геологическую обстановку [41]. Наличие геологических разломов, геопатогенных зон негативно сказывается на работе конструкций и приводит к раскрытию трещин и дальнейшему разрушению (рис. 3.42).

Например, разрушение плотины Сен-Френсис в США, которая была в каньоне Сен-Френсис. Геологи предупредили о том, что в данном месте строить нельзя – там проходит геологический разлом, основание нестабильно и состоит из грязи и слюдяного кварца. Сразу после сдачи объекта в стене плотины образовались трещины. Через 2 года плотина рухнула.

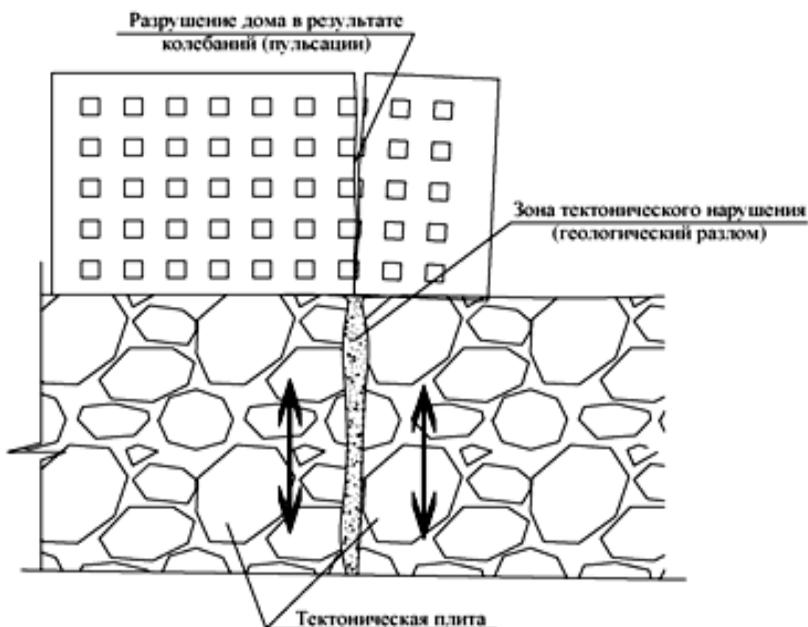


Рис. 3.42. Разрушение дома над геологическим разломом

Второй пример – авария Трансконского элеватора в Канаде, г. Виннипег, 1913 год [13]. Быстрая загрузка элеватора полезной нагрузкой в 25 000 т и неучет свойств несущего слоя грунта – глины, привели к перегрузке основания и возникновению выпора грунта из-под фундамента на 1,6 м. Построенное сооружение значительно накренилось, возникла аварийная ситуация. Такова официальная версия. На самом деле, это гигантское сооружение, имеющее размеры 23,5×58 м и высотой 31 м и установленное на железобетонную плиту толщиной 61 см (плавающий фундамент) всего за 23 ч после загрузки, буквально легло набок. При этом один его угол ушел в землю на 8,8 м, а противоположный – на 1,5 м. Поскольку элеватор не разрушился, то строителей невозможно было обвинить в произошедшем. Когда были проверены результаты инженерно-геологических изысканий, выяснилось, что в том месте, где угол элеватора ушел в землю на 8,8 м, по результатам бурения перед строительством, грунт был прочным. При повторном бурении, сделанном после аварии, грунт в этом же месте на всю глубину бурения оказался полужидкой глинистой субстанцией. Первая мысль, естественно, заключалась в том, что результаты бурения перед строительством не соответствовали факту. Но позже оказалось, что именно та часть фундамента, которая провалилась на 8 м, оказалась над зоной тектонического разлома.

Еще один всем известный пример, который потряс мир, – взрыв на Чернобыльской АЭС. По неофициальной версии при взрыве 4-го энергоблока было зафиксировано два сильных толчка. Сначала был один взрыв, а потом приблизительно через 20...30 секунд последовал второй – взрыв реактора. Оба эти толчка отмечены сейсмологами [41, 42]. Как выяснилось позже, при строительстве 4-й блок оказался над зоной тектонического нарушения. Согласно исследованиям Адама Гликмана, планетарная пульсация имеет определенную частоту [42]. Когда она попадает в резонанс с сильно вибрирующими наземными установками, которые находятся непосредственно над зоной тектонического нарушения, происходит взрыв (горный удар) и разрушение инженерных сооружений.

Также актуальна тема с геологическими разломами в Санкт-Петербурге и Москве, где из-за наличия множества разломов постоянно происходят разрушения сооружений.

Санкт-Петербург и область испещрены геодинамическими активными разломами земной коры и обилием подземных рек, которые играют решающую роль в формировании геопатогенных зон [6]. Город весь исполосован геотектоническими разломами и во всем городе есть немного мест, где человек может жить, не опасаясь за свою жизнь. Нынешняя территория Петербурга расположена в пределах зоны

сочленения Балтийского щита с Русской плитой – через него проходят четыре тектонических разлома. Ни в одном из городов России и мира нет такой тектонической напряженности. В городе много мест, где можно наблюдать проблемные дома. В Питере есть несколько техногенных озер в районе Гражданки. Таким объектом является знаменитая яма около Московского вокзала. На ул. Трефолева стоит дом № 10, внутри его кирпичной кладки на уровне земли стоит вода. При строительстве котлована начинается поступление воды, которая в некоторых случаях выходит под давлением, и откачать ее не удастся. Грунт на глубине ниже 3 м превращается в киселеобразную массу. Санкт-Петербург можно назвать самым непригодным для строительства. Но несмотря на все это город остается одним из самых красивых в России и имеет очень много старинных памятников архитектуры.

Понижение территорий при откачке подземных вод. В литературе, например в работе [13], описаны поучительные примеры из опыта эксплуатации зданий в Италии и Бразилии.

Антропогенные отложения. К ним относят новый тип молодых геологических образований, связанных с инженерно-строительной и хозяйственной деятельностью человека. В технической литературе эти отложения называют: искусственными, насыпными, техногенными и антропогенными. Мощности антропогенных отложений в насыпных шахтах достигают 500...800 м, терриконов – 100...300 м, грунтовых отвалов из карьеров – 10...150 м, намывных грунтов – 2...10 м, мощности культурного слоя достигают 40 м и более (в Киеве – 44 м, Москве – 24 м, Воронеже – 20 м).

Антропогенные отложения различаются по условиям образования, генезису, возрасту, составу, состоянию, прочностным и деформационным свойствам. Котлов Ф. В. выделил семь генетических комплексов: насыпные; намывные; отложения искусственных водоемов; искусственные подводные грунты; измененные водные осадки естественных водоемов; породы, искусственно преобразованные в естественном залегании; принесенные в породы материалы, конструкции и стихийное накопление подземного культурного слоя. Академик А. П. Виноградов считает, что человеком сбрасывается с отходами в окружающую среду 600 000 разнообразных химических веществ.

Подземное строительство. К номенклатуре подземных зданий и сооружений относятся: банки, гаражи, зрелищные учреждения, складские помещения, хранилища, транспортные коммуникации. Строительство подземных объектов вызывает в большинстве случаев значительное изменение инженерно-геологических и гидрогеологических условий. При этом формируется комплекс новых геодинамических процессов и явлений: сдвигание, разуплотнение пород, разруше-

ние и потеря связности, расслоение и пластические деформации, выжимание и разрывы сплошности. Особую опасность представляют внезапные прорывы вод, плывунов и газов, приводящие к возникновению аварийных ситуаций не только в подземных выработках, но и в наземных сооружениях.

Искусственное снижение уровня подземных вод может вызвать уплотнение грунтов, возникновение дополнительных и неравномерных осадок зданий и сооружений.

Выстроенные подземные здания или сооружения препятствуют стоку подземных вод, образуя в них значительный напор и подпор. Увеличение скоростей фильтрации может вызвать суффозию и выщелачивание. Повышение уровня подземных вод оказывает существенное влияние на устойчивость оснований наземных строений и окружающих территорий, приводит к подтоплению подвалов.

Лабораторными экспериментами одного из авторов в работе [105] показано влияние угла наклона подстилающего слоя на несущую способность и перемещения фундаментов при разных схемах нагружения.

Подземные конструкции, например коллекторы, иногда подвергаются биоповреждениям корневой системой растений. По ряду признаков это аналогично механическому воздействию. В поисках влаги корни проникают внутрь труб через имеющиеся дефекты разного происхождения. Другим, основным видом биоповреждений коллекторов, является воздействие бактерий.

Строительство на слабых водонасыщенных основаниях. Такие грунты встречаются почти во всех городах и регионах. Они отличаются большой сжимаемостью ($E \leq 5$ МПа), высокой степенью влажности ($s_r > 0,8$), низкой прочностью ($\varphi = 4 \dots 10^\circ$, $c = 0,005 \dots 0,025$ МПа), длительным процессом уплотнения, часто присутствием большого количества органических веществ. Несмотря на это, при проектировании оснований и фундаментов необходимо добиться, чтобы абсолютные осадки отдельных фундаментов и относительные разности осадок соседних не превышали предельно допустимых значений.

Для строительства часто создают искусственные основания путем уплотнения слабых водонасыщенных грунтов песчаными подушками и сваями, дренами, известковыми сваями. Перспективны дрены из искусственных материалов (рис. 3.43).

Картонные дрены состоят из трехслойного картона с поперечным сечением 3×100 мм и площадью поперечного сечения проходящих внутренних каналов 3 мм^2 . Дрены изготавливают в виде лент длиной 400 м. Их наматывают на барабаны, погружают экскаватором со специальными направляющими.

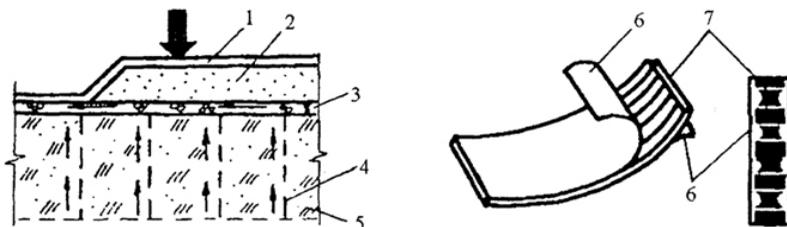


Рис. 3.43. Уплотнение грунта внедрением бумажных лент и пригрузкой балластом:

1 – балласт до уплотнения основного слоя грунта; 2 – то же, после уплотнения;
 3 – дренажный слой; 4 – ленты дрены; 5 – уплотняемый грунт; 6 – бумага;
 7 – пластиковая рифленая основа

В работе [60] дан анализ результатов наблюдений за деформациями жилых зданий, построенных 20 лет назад на приморской территории Ленинграда. В основании домов залегают (рис. 3.44): 1 – намывной песок; 2 – песок средней плотности, средней крупности; 3 – супеси озерно-морские с примесью растительных остатков, текучие; 4 – песок средней крупности, плотный; 5 – суглинки ленточные текуче-пластичные; 6 – глины ленточные текучие; 7 – морена-суглинок мягкопластичный и тугопластичный с гравием и галькой; 8 – супесь твердая; 9 – торф, уровень грунтовых вод расположен на глубине 15...20 м.

Осадки фундаментов достигают 70 см. Поверхность грунта на участке намыва непрерывно оседала со скоростью 10...15 мм/ч. Неравномерность оседания обусловлена переменной толщиной намывного слоя, наличием линз замывого слоя торфа и мусора. Неравномерность развития осадок зависит от:

- а) жесткости зданий;
- б) конструкции узлов сопряжения несущих элементов;
- в) технологии строительства;
- г) инженерно-геологических условий;
- д) степени загрузки соседних участков.

Для понижения чувствительности конструкций домов к неравномерной осадке были использованы:

- продольные балки в подвале (при поперечных несущих стенах и ленточных фундаментах под эти стены);
- сплошные плиты (у 12-этажных домов);
- продольные стены – диафрагмы в наземной части домов, широкие импосты поперечных несущих стен для опирания плит перекрытий, замена намывного песка низкого качества на песчаную подушку.

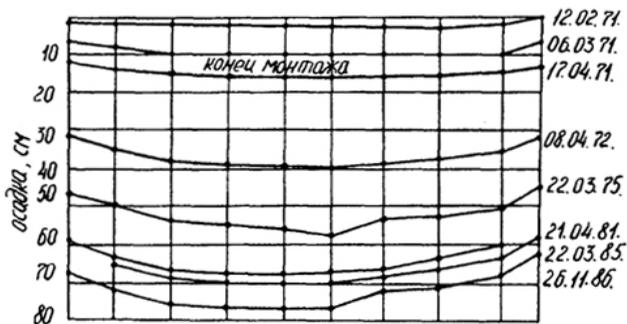
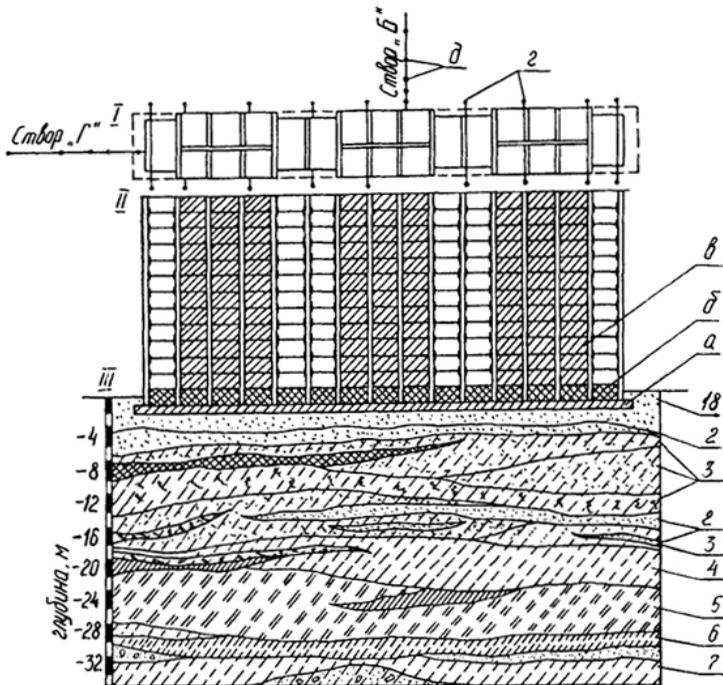


Рис. 3.44. Результаты инструментальных наблюдений за развитием осадки 12-этажного дома на плите (объект № 5): I – план 1-го этажа и территории; II – разрез дома; III – основания; IV – эпюра осадки продольной стены: а – фундаментная плита; б – балка-стена в подвале; в – стенка-диафрагма; з – марки; д – грунтовые марки в составе створов «Б» и «Г»

При строительстве домов в две очереди осадка торца здания 1-й очереди превысила осадку середины, что объясняется повторностью приложения нагрузки. Осадки домов на ленточных, плитных фундаментах и коротких сваях не затухали с начала строительства. Несмотря на значительные деформации (осадки, прогибы, перегибы) повреждения конструкций всех домов не были опасными. Глубина зоны деформации грунтов по замерам почти вдвое превышала вычисленную по СНиП. Вокруг зданий развивалась осадочная воронка выпуклой формы.

Осадочные воронки охватывают практически всю территорию кварталов. Намытый слой грунта увеличивает осадку фундаментов мелкого заложения и фундаментов на коротких сваях.

Для уменьшения влияния неравномерной осадки требуется повысить изгибную жесткость и выровнять нагрузку на основание от торцевых и внутренних стен.

Борьба с оползнями. Оползнями называют смещение земляных масс вниз под влиянием сил тяжести. Причины возникновения оползней подразделяются на пассивные (геологическое строение, рельеф местности, крутизна склонов) и активные (деятельность поверхностных и подземных вод; воздействие температуры, ветра, солнца; подрезка и пригрузка склонов; гидродинамическое давление; сотрясения и вибрации; обводнения; сейсмические явления) (А. И. Билеуш, 2009).

Оползание представляет собой длительные реологический процесс, проходящий через стадии зарождения, развития и затухания. По Попову И. В. оползни подразделяют на современные, отвечающие современному положению базиса эрозии и уровню обрезки (движущиеся, приостановившиеся, остановившиеся, закончившиеся), и древние, не отвечающие современному положению базиса эрозии и уровню обрезки (открытые и погребенные).

Маслов Н. Н. установил следующие формы нарушения устойчивости склонов и откосов: обвалы и вывалы, обрушение со срезом и вращением, скол при просадке, скольжение, оползень-сдвиг, сползание, спływ, пластичная и вязкая деформация, вековая переработка склона.

Признаками оползневых явлений являются: появление трещин в зданиях, перекосы и искривления дверных и оконных коробок, наклон опор, наличие хаотично наклоненного «пьяного» леса, разрыв сетей водопровода и канализации (СП 116.13330.2012).

Противооползневые мероприятия делят на предупредительные и коренные. К числу предупредительных относят запрещение: подрезки склонов и устройства прорезей, возведения на склонах насыпей и дамб, строительства зданий и сооружений, взрывных работ, полива, уничтожения растительности; ограничения скорости движения транспорта.

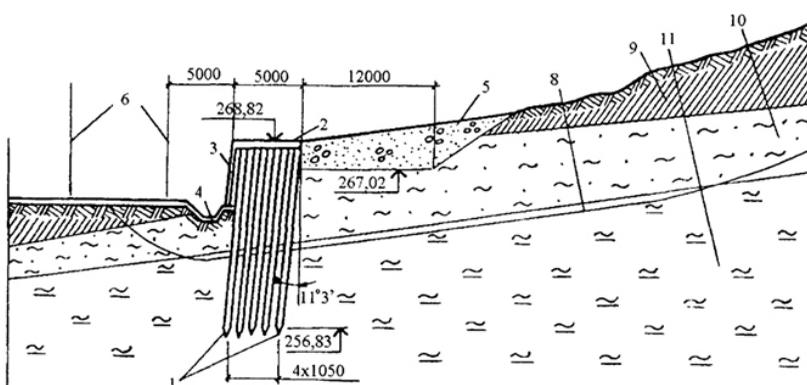


Рис. 3.45. Удерживающая конструкция на Раздольском горно-химическом комбинате:

- 1 – забивные сваи С 12-35; 2 – железобетонная плита ростверка;
 3 – ограждающая стенка; 4 – водоотводный лоток; 5 – дренажная засыпка;
 6 – оси железнодорожных путей; 7 – поверхность склона; 8 – расчетная поверхность скольжения; 9 – суглинки желто-бурые; 10 – суглинки иловатые мягкопластичные; 11 – глины полутвердые

К коренным мероприятиям относят возведения противооползневых сооружений: свайных, подпорных стенок, анкерных конструкций, армогрунтовых сооружений, решетчатых конструкций для укрепления поверхности склонов, дренажных конструкций.

Свайные противооползневые конструкции успешно применяют для закрепления оползневых участков в Крыму, на Кавказе, в Молдавии и других районах. В работе [39] описаны комплексы противооползневых мероприятий с включением свайных фундаментов.

В качестве противооползневых удерживающих конструкций также применяются:

- свайные ряды с подпорными стенками;
- комбинированные свайные конструкции (свайные стены, свайные стены с низко расположенным поясом, горизонтальными вертикальными анкерами и т.п.);
- массивные подпорные стены (монолитные железобетонные и бетонные, каменные, сборные из отдельных блоков);
- гибкие подпорные стены (монолитные железобетонные на свайном ростверке, по типу «стена в грунте»).

К факторам, приводящим к снижению прочностных свойств, относятся: давление воды в порах и трещинах (разжижение, поровое давление, тиксотропия и т.п.), выветривание и другие физико-

механические процессы (высыхание грунта, приводящее к растрескиванию, потере сцепления и возможности протекания воды; ионный обмен; миграция воды к фронту выветривания под влиянием электрического потенциала; размягчение трещиноватых глин и т.д.); нарушение текстуры (а вместе с ней и сопротивление сдвигу) грунта в результате снятия вертикальных и боковых нагрузок при устройстве выемок; проявление реологических свойств; деятельность земноводных животных и др.

3.7. РЕЗЕРВУАРЫ, ГАЗГОЛЬДЕРЫ, РАДИОМАЧТЫ И ОПОРЫ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

Наиболее частыми причинами разрушения металлических резервуаров и газгольдеров являются:

- нарушение последовательности и режимов сварки;
- низкое качество стали;
- применение стали, склонной к хрупкому разрушению;
- заполнение резервуаров продуктами на полную проектную емкость в зимнее время;
- совпадение дефектов материала и сварки в одном сечении;
- падение давления внутри резервуаров при изменении температуры, что приводит к образованию вмятин;
- внешние силовые воздействия на конструкции;
- взрывы от возгорания паров нефтепродуктов;
- недостатки норм проектирования, правил изготовления и монтажа конструкций;
- ошибки при эксплуатации;
- неравномерные деформации основания.

Разрушения резервуаров и газгольдеров встречаются в виде:

- разрыва корпуса по металлу сварного шва и по основному металлу;
- разрыва обвязочных уголков;
- разрывов и трещин в кровле;
- отрыва опор от стенок колокола;
- потери устойчивости поясов и раскосов ферм;
- разрушения при взрыве.

Полное разрушение РВС (резервуаров стальных) вместимостью 700 м³ произошло в Якутии при температуре –57 °С. В соответствии с типовым проектом резервуар предназначался для эксплуатации в условиях Крайнего Севера с расчетной температурой до –65 °С. Стенка резервуара должна быть изготовлена в соответствии с ГОСТом из низколегированной стали марки 09Г2С-15.

Восстановление картины аварии производилось по траектории трещины и кристаллографическому характеру ее поверхности. Из чего было установлено, что хрупкая трещина возникла в уторном шве в области стыка стенки с днищем и распространилась по образующей стенки на всю ее высоту. Интенсивный разлив нефтепродукта через образовавшийся проем привел к возникновению реактивной силы, под действием которой произошло лавинообразное разрушение стенки и днища резервуара. Анализ обследования конструкционного материала показал, что резервуар был изготовлен из кипящей низкоуглеродистой стали, что является нарушением требований проекта. Кроме того, некачественное выполнение сварных швов и высокие реактивные напряжения, возникшие при низких температурах, инициировали развитие хрупкой трещины. Эта трещина распространилась по всей высоте стенки и привела к полному разрушению резервуара, поскольку температура останков хрупкой трещины у исследованной стали значительно выше температуры окружающей среды в момент аварии.

Другим примером аварии может послужить разрушение РВС вместимостью 2000 м³, которое произошло в Ивановской области. Согласно проекту стенка резервуара была изготовлена из низкоуглеродистой стали марки ВСтЗсп-5. Из фрагмента развертки стенки разрушившегося резервуара (рис. 3.46) видно, что для изготовления стенки были использованы листы разных размеров, что является нарушением проекта. К тому же не соблюдены требования проекта к выбору марки стали.

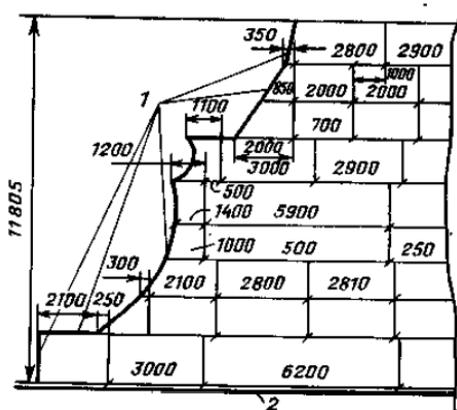


Рис. 3.46. Фрагмент развертки стенки разрушившегося резервуара вместимостью 2000 м³ и траектория развития трещины:

1 – траектория трещины; 2 – днище

В момент аварии температура стенки резервуара была выше температуры окружающей среды. Установлено, что трещина возникла в стыке стенки с днищем в сварном шве, с помощью которого был заварен монтажный проем, не предусмотренный проектом. По вертикальному сварному шву трещина пересекла первый пояс, распространилась по горизонтальному шву монтажного проема и перешла на основной металл второго пояса. Разрушение второго и последующих поясов по основному металлу сопровождалось образованием косоугольного излома, что является признаком вязкой трещины. Траектория трещины показана на рис. 3.46. Поскольку распространение трещины происходило под углом 45° к образующей стенки, то вследствие этого стенка резервуара оторвалась от днища. При этом реактивная сила, вызванная потоком выливающегося нефтепродукта, частично развернула стенку, так как она не была полностью оторвана от крыши, вместе с которой и отбросила ее на обвалование.

Результаты исследования и анализ поверхности трещины позволяют заключить, что авария резервуара вызвана появлением хрупкой трещины в сварном шве монтажного проема. Причиной появления хрупкой трещины явился дефект сварки монтажного проема, при которой образовался глубокий непровар. Можно также заключить, что допущенное отклонение от проекта – применение стали марки СтЗкп (кипящей) вместо ВСтЗсп-5 (спокойной) – не стало непосредственной причиной аварии, поскольку использованная сталь сохраняла достаточную трещиностойкость при температуре, при которой произошла авария, для того, чтобы исключить проникновение трещины в соседний пояс при жестком нагружении. Проведенный анализ показывает, что основную роль в обеспечении надежности резервуара играет качество сварки.

Особенность данной аварии заключается в том, что она сопровождается смешанным разрушением, т.е. образованием хрупкой и вязкой трещин. В практике известны случаи, когда хрупкая трещина, пройдя несколько миллиметров, превращалась в вязкую, и на этом процесс разрушения останавливался. В анализируемом случае распространение трещины продолжалось вязко, приведя к полному разрушению резервуара.

Вязкому разрушению резервуара способствовало постоянно увеличивающееся нагружение краев отверстия при истечении продукта, возникшее при частичном отрыве листа, которым был заварен монтажный проем.

Отметим еще одну аварию резервуара вместимостью 5000 м^3 , вызванную хрупким разрушением, которая произошла при температуре -34°C . В данном случае трещина произошла в сварном шве корпу-

са люка-лаза. При внешнем осмотре было установлено, что сварка корпуса люка-лаза проведена без вывода кратера сварного шва на технологическую прокладку. В результате чего образовался непровар, который послужил причиной возникновения области повышенной концентрации напряжения.

Появлению хрупкой трещины способствовали низкая температура окружающего воздуха и концентрация напряжения около отверстия в стенке резервуара, в которую вварен корпус люка-лаза. Неправильное размещение корпуса люка-лаза привело к тому, что сварной шов с дефектом оказался в области максимальной концентрации напряжения. Развитие хрупкой трещины сопровождалось разрушением корпуса люка-лаза с одновременным переходом на основной металл стенки резервуара. В результате края стенки резервуара потеряли устойчивость и раскрылись под действием гидростатического давления. Через образовавшееся в стенке отверстие произошел выброс продукта, что привело в дальнейшем к разрыву стенки резервуара.

В заключение можно отметить, что непосредственной причиной разрушения резервуара является концентратор напряжения в корпусе люка-лаза, вызванный тем, что при его сварке кратер не был выведен на технологическую прокладку, т.е. не были соблюдены требования при сварке к основному металлу люка-лаза.

Изучая статистику разрушений резервуаров, можно отметить, что на практике большинство хрупких разрушений РВС возникает от сварочных дефектов или трещин малоциклового усталости, возникающих вблизи мест концентрации напряжений.

Характерными местами разрушений являются технологические отверстия, уторные и монтажные соединения. Хрупкое разрушение РВС происходит под влиянием комплекса неблагоприятных факторов. В числе преобладающих факторов, определяющих хрупкое разрушение резервуаров, можно назвать температуру. Понижение температуры влияет на прочность металла. Известно, что в металле без трещин и надрезов прочность при понижении температуры не снижается, а в металле с концентраторами напряжений разрушение становится более хрупким с понижением температуры. Однако, как показывает практика эксплуатации резервуаров, низкая температура и соответствующая ей повышенная хрупкость основного металла не являются обязательными условиями внезапного разрушения конструкций.

На развитие хрупкого разрушения существенно влияют свойства сталей. Вероятность хрупкого разрушения увеличивается при понижении пластических свойств (охрупчивании) металла. В такой же качественной зависимости находится частота разрушения от ударной вязкости основного металла. В большей степени влияние ударной вязкости

сказывается при наличии значительных концентраций напряжений. Многие стали под влиянием ряда факторов могут перейти из вязкого состояния в хрупкое.

Аварии радиомачт и опор ЛЭП. Основными видами поврежденных этих сооружений являются: значительный крен, разрушение или вырывание анкерных креплений, потеря устойчивости отдельных элементов.

Происходит это по следующим причинам:

- недостаточная несущая способность анкеров в грунте;
- слабое крепление временных расчалок;
- неравномерное распределение усилий из-за большой разницы между диаметрами болтов и отверстий в болтовых соединениях;
- ослабление опорных частей непредусмотренными проектам вырезами и отверстиями;
- низкое качество узловых соединений.

При строительстве одного радиообъекта в декабре 1952 года обрушилось восемь стальных радиомачт высотой 186 м [226].

Упавшие мачты входили в систему из 13 мачт, расположенных в плане по пологой кривой (рис. 3.47) на расстоянии 80 м друг от друга. Девять мачт были смонтированы на всю высоту, а на остальных не хватало от одной до четырех секций. Мачты имели трехгранную форму с длиной стороны треугольника 2,2 м. Мачты опирались на железобетонные фундаменты посредством литых опорных частей.

Устойчивость системы из 13 мачт в законченном виде обеспечивалась следующим образом: крайние и средняя анкерные мачты раскреплялись в трех направлениях четырьмя ярусами оттяжек. Промежуточные мачты имели только наружные радиальные оттяжки и были связаны в общую систему большим количеством горизонтальных стальных канатов небольшого диаметра. Временные расчалки ставились в четырех ярусах и по четырем направлениям. В проекте производства работ (ППР) были предусмотрены расчалки диаметром 21,5 мм, в действительности использовали 21,5, 18,5 и даже 15,5 мм.

За несколько часов до аварии работы были прекращены из-за сильного порывистого ветра и снегопада. Направление ветра совпало примерно с направлением касательных средних мачт.

Авария началась с шестой мачты. Верхняя часть мачты сломалась на высоте 66 м и упала в направлении к седьмой, перебила ее временные и постоянные расчалки и повалила ее. Таким же образом были разрушены остальные мачты, по 13. Разрушения мачт происходило во фланцевых соединениях (рвались болты) либо по металлу труб. Разрушения сварных соединений практически нигде не было.

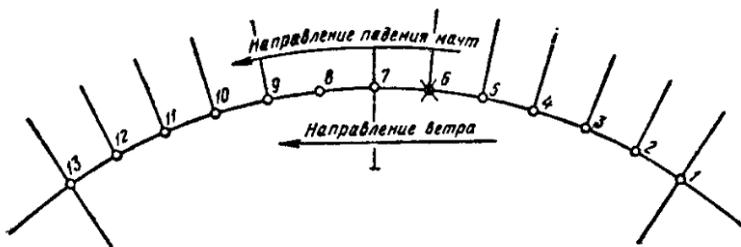


Рис. 3.47. Схема разрушения системы мачт

Причиной этой крупной аварии явилась недопустимая слабость закрепления временных расчалок, недостатки в организации производства работ и отступление от проекта.

В 1953 году на строительстве высоковольтной линии электропередачи Куйбышев – Москва при монтаже проводов обрушились две анкерно-угловые опоры типа У-15 и три опоры сильно деформировались.

Анкерно-уголовая опора У-15 (рис. 3.48) козловой типа имеет высоту 25,2 м и состоит из двух А-образных стоек, траверсы и подкоса, воспринимающего боковые горизонтальные усилия.

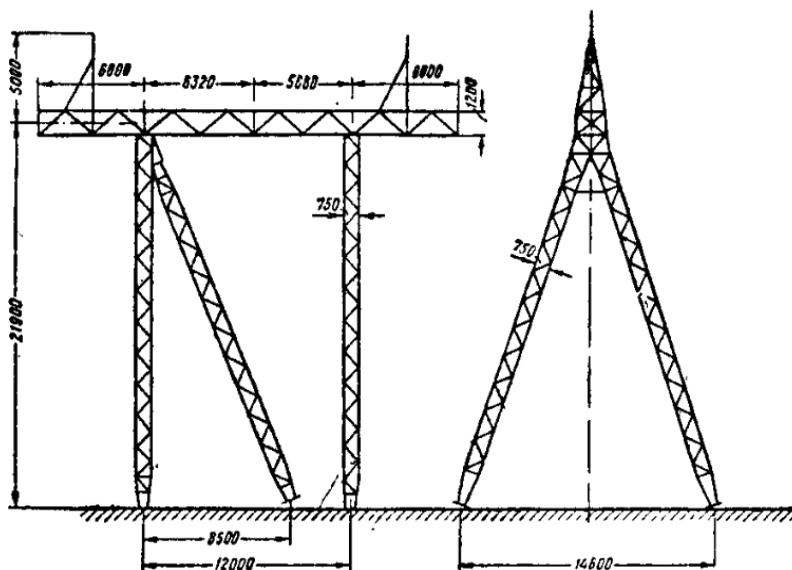


Рис. 3.48. Анкерно-уголовая опора У-15

Опора отличается небольшим весом – 13 т, ноги ее квадратного сечения 750×750 мм из четырех уголков 75×75×6 мм, соединенных по четырем граням К-образной решеткой из уголков 40×40×5 мм.

Опоры были рассчитаны на действие эксплуатационных, монтажных (одностороннее натяжение всех проводов) и аварийных (обрыв одного крайнего провода в гололедицу) нагрузок как шарнирно-стержневые пространственные конструкции без учета жесткости узла соединения между собой ног А-образных стоек.

Обрушение опор произошло от усилий натяжения проводов. Осмотром опор было установлено, что они были изготовлены и смонтированы с существенными дефектами: имели значительные искривления поясных уголков от сварочных деформаций и при транспортировке, имели эксцентриситеты в креплениях элементов решетки к поясам, ошибки в расположении болтовых отверстий в стыках ног.

Комиссия, производившая расследование аварии, пришла к выводу, что причинами обрушения опор были:

- пониженная, против расчетной, прочность А-образных ног опор при применении К-образной решетки;
- неравномерное распределение усилия между поясными уголками ног вследствие применения многоболтового стыка на болтах нормальной точности с большей разницей (до 3 мм) между диаметром болта и отверстия, а также вследствие искривления ног в результате той же податливости монтажного стыка.

3.8. СИЛОСНЫЕ КОРПУСА И БУНКЕРЫ

В работе [219] обсуждаются примеры аварий монолитных конструкций, вызванных грубыми отступлениями от проектов в части толщины стенок, количества арматуры и ее расположения, класса бетона и т.п. Так, в 1954 году обрушился монолитный железобетонный силос высотой 26,7 м, внутренним диаметром 9,5 м при толщине стенок 18 см. Силос был полностью загружен цементом в количестве 2600 т. Обследование после аварии показало, что на отдельных участках количество арматуры было занижено на 40%. Коэффициент запаса прочности был меньше единицы вместо двух, установленного нормами. Расстояние между стержнями достигало 50 см вместо 10...12 см по проекту. Бесконтрольная подача воздуха в силос приводила к повышению давления внутри силоса и увеличению напряжений в арматуре.

Анализ аварий других силосных корпусов показал, что основными причинами обрушения являются:

- грубые нарушения правил производства работ по возведению железобетонных сооружений в скользящих формах (повышенная

крупность щебня, некачественное уплотнение бетона, нерегулярная очистка форм, неудовлетворительный уход за бетоном, дефекты стальных форм и др.);

- отступления от проектов в процессе строительства;
- несоблюдение требований нормативных документов при проектировании;
- недостаточная квалификация и отсутствие опыта в строительстве;
- слабый технический контроль со стороны заказчика;
- грубые ошибки при эксплуатации;
- недостаточная изученность работ силосов под нагрузкой;
- неучет при проектировании особенностей инженерно-геологических и гидрогеологических условий.

В ряде случаев элеваторы получают значительные осадки и крены. Циклические нагрузки основания иногда вызывают нестабилизированные деформации основания. За элеваторами ведут постоянные наблюдения. Перемещения фундаментов замеряют с использованием настенных марок и глубинных реперов.

Приведем несколько примеров аварий силосных корпусов и бункеров.

В городе Ельце [219] после 3 лет эксплуатации произошла авария зернового элеватора. Силосы имели диаметр 6 м и были изготовлены из монолитного железобетона. Через 2 года с начала эксплуатации наблюдалось отслоение штукатурного слоя с наружной поверхности стен на высоте 4...5 м от подсилосной плиты. Затем в этих местах появилась оголенная арматура. Через 2 месяца при дальнейших деформациях образовались сквозные горизонтальные отверстия по всему периметру. А спустя еще 3 месяца начали образовываться вертикальные трещины с шириной раскрытия 5...6 мм.

Ввиду аварийного состояния силосный корпус начали разгружать. Сначала были разгружены наружные силосы, а внутренние остались заполненными. В результате перераспределения напряжений в основании под фундаментной плитой нагрузка на внешние стенки пустых силосов превысила их несущую способность и вызвала начальное разрушение.

За два дня до обрушения корпуса наблюдалась осадка силосов на 25...30 см с креном в сторону разгружаемых силосов. Осадка произошла вследствие разрушения бетона стен в зоне на высоте 4...5 м от подсилосной плиты по всему их сечению. Осадка вызвала выпучивание вертикальных арматурных и домкратных стержней. Через несколько дней произошло полное разрушение силосов.

Причинами аварии явились многочисленные срывы бетона в процессе возведения стен силосов и особенно в нижней зоне, некачественная заделка срывов и низкая прочность бетона в результате нарушения правил производства работ.

На Челябинском металлургическом комбинате через 25 лет эксплуатации произошло разрушение железобетонной угольной башни.

Угольная башня состояла из двух цилиндрических силосов диаметром 10,8 м, высотой 16,7 м. Сверху силосов имелось надсилосное помещение. Силоса были изготовлены из сборных ребристых железобетонных панелей. Панели с наружной стороны были стянуты арматурными пучками из высокопрочной проволоки диаметром 5 мм. Арматурные пучки были установлены в зоне горизонтальных ребер жесткости с шагом 2,3 м и обетонированы. В месте ребер жесткости панели соединялись через закладные детали стальными накладками, к которым приваривалась сетка с последующим бетонированием.

Первые замечания по состоянию силосов появились за 6 лет до аварии, когда было отмечено отслаивание защитного слоя закладных деталей сборных железобетонных панелей, коррозия закладных деталей, оголение арматуры с внутренней стороны панелей.

За 2 года до аварии отмечалось отслоение бетона и были приняты мероприятия по ремонту силоса. Однако никаких действий не предпринималось, вплоть до аварии.

Авария началась с образования вертикальной трещины в стене силоса на стыке панелей. Через час трещина увеличилась до 40 см и образовалась наклонная трещина в плоскости сборной стеновой панели. Через полчаса произошло обрушение силоса угольной башни. Авария повлекла за собой разрушение надсилосного помещения, газопроводов, кабельных и электрических сетей и остановку коксовой батареи.

Причиной аварии явилась потеря несущей способности стен силоса в результате коррозионного разрушения предварительно напряженной пучковой арматуры.

3.9. ГРАДИРНИ

Градирия – теплообменное устройство, в котором охлаждение воды осуществляется за счет ее испарения, при непосредственном контакте с воздухом. В зависимости от условий работы и конструктивного исполнения градирни подразделяются на открытые, башенные и вентиляторные. Наибольшее распространение получили башенные градирни. Они возводятся из монолитного железобетона в виде тонкостенных оболочек (толщиной 150...200 мм) или из металлического каркаса с обшивкой.

Атомные электростанции имеют 8...12 градирен с башнями диаметром 10...70 м и высотой 100...140 м. Изнутри на бетон воздействует подогретый (до 40 °С) увлажненный воздух. Стекающий конденсат с примесью агрессивных веществ, вводимых для предотвращения образования накипи в котлах, выщелачивает известь. Опорная колоннада и нижний пояс в зимнее время обмерзают. На наружные стены башни действуют отрицательные температуры (до –50 °С). Температурный перепад по обеим поверхностям стены достигает 90 °С. Разрушение материалов конструкций происходит интенсивно. Для защиты градирен рекомендуется окрасочная модифицированная эпоксидными эмалями и штукатурная гидроизоляция из коллоидных полимерцементных растворов (КПЦР).

В градирнях в первую очередь разрушаются железобетонные оболочки, которые работают в очень агрессивных условиях [56]. Сначала наблюдается зона фильтрации и выщелачивания бетона оболочки. На наружной поверхности оболочки образуются потоки конденсата. Миграция влаги сперва происходит через рабочие швы бетонирования, а потом через толщу бетона. Ее замерзание и оттаивание вызывает разрушение бетона.

Самопроизвольно башни градирен практически не разрушаются. Башни постоянно осматривают, и когда происходит критический износ всех конструкций, башню взрывают.

3.10. РАЗРУШЕНИЯ ПРИРОДНОЙ СРЕДЫ

В разных точках земного шара возникают кризисные геологические ситуации. Отмечается глобальное изменение климата. Перед лицом этой грозной опасности разрабатывается комплексная программа защиты геологической среды. Развиваются новые научные направления – социальная экология и инженерная геология. Ставятся нетрадиционные задачи оценки состояния геологической среды и прогноза происходящих в ней изменений.

Инженерная геоэкология – наука о системном изучении взаимодействия геологической среды с внешними средами, как природными, так и искусственными. Геологическая среда рассматривается как среда обитания человека и объект инженерно-хозяйственного преобразования [43]. Особую значимость приобрели задачи оценки состояния геологической среды и прогноза происходящих в ней под влиянием техносферы изменений. К ним относятся: подтопление территорий, загрязнение грунтовых вод, миграция болот и целый комплекс экзотических геологических и почвенных процессов и т.п.

Введено понятие инженерно-геологического потенциала территории, под которым подразумевается комплекс свойств геологической среды, определяемой составом, структурой и состоянием всех ее компонентов: горных пород, подземных вод, рельефа, геологических процессов и явлений.

Важное значение придается типизации геологической среды по степени устойчивости (по величине инженерно-геологического потенциала) к разным формам техногенной нагрузки. Это позволяет определить допустимую загрузку на среду. Реакции геологической среды на техногенные возмущения могут быть самыми разнообразными. Так, для Центральных регионов под воздействием интенсивного подземного водозабора наблюдается: изменение динамики и режима подземных вод – изменение их состава и агрессивности, оживление карстово-суффозионных процессов.

В заключение приведем основные причины аварий и аварийных ситуаций:

1. Ошибки в исходных данных для проектирования:

- некачественное проведение инженерно-геологических изысканий (недостаточная глубина и частота скважин, ошибки в обработке и анализе испытания грунтов, не учтены специфические свойства грунтов, не указаны возможные изменения свойств грунтов при эксплуатации);
- неполные данные о силовых, вибрационных, температурных, коррозионных и других воздействиях;
- отсутствие данных об условиях эксплуатации зданий.

2. Ошибки при проектировании:

- неправильное применение расчетной схемы или метода расчета;
- ошибки в расчетах;
- ошибки в назначении марок и классов материалов;
- недостаточные конструктивные мероприятия по обеспечению устойчивости отдельных частей здания и здания в целом;
- не учтены особые условия при строительстве и эксплуатации зданий;
- непонимание принципа работы конструкции;
- неучет взаимного влияния зданий.

3. Ошибки при строительстве:

- снижение прочностных и деформационных характеристик грунтов вследствие замачивания, промораживания, перекопки котлованов;
- применение непроектных материалов, изделий, конструкций;
- дефекты металлопроката, конструкций;

- низкое качество исходных материалов;
- низкое качество строительно-монтажных работ;
- неправильный выбор метода монтажа;
- отклонение от геометрических размеров;
- несоблюдение проектного положения арматуры в бетоне;
- изменение расчетных схем конструкций;
- нарушения технологии производства работ, принятой в проекте;
- неправильное транспортирование и хранение конструкций;
- неправильный уход за изготовленными конструкциями;
- неправильная планировка территории;
- неучет климатических условий при строительстве.

3.11. РАЗРУШЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ ОТ ВЗРЫВОВ БЫТОВОГО ГАЗА

В последние годы все больше появляется новостей о взрывах бытового газа. От взрывов каждый год страдают десятки и даже сотни людей. В большинстве случаев взрывы случаются по причине:

- нарушения техники безопасности и пренебрежения собственной безопасностью;
- износа газового оборудования;
- ветхости конструкций газопроводов;
- нарушения правил эксплуатации;
- отсутствия нормального обслуживания газовых сетей;
- плохо работающей вентиляции;
- неправильной транспортировки сжиженного газа;
- падении баллонов;
- неправильного хранения и эксплуатации;
- человеческого фактора.

При взрыве бытового газа выделяется колоссальная энергия, которая приводит к серьезным разрушениям. Один кубический метр газа соответствует 8 кг тротила.

Приведем несколько примеров.

16 марта 2004 года в Архангельске бывший слесарь городской газовой службы 27-летний Сергей Алексейчик решил отомстить за увольнение с работы. Как определило следствие, для этого он вскрыл системы газоснабжения в трех жилых домах, расположенных в центре города. В двух из них аварийная служба успела устранить утечку, в третью – панельную 9-этажку – доехать не успела. В результате взрыва погибли 58 человек.

21 декабря 2008 года на 4-м этаже в кирпичной 5-этажке в микрорайоне Южный пос. Строитель Тамбовского р-на Тамбовской обл. произошел взрыв бытового газа вследствие самовольного подключения жильцов квартиры к газопроводу. В результате взрыва пострадало три человека, 15 квартир и более 10 автомобилей.

В феврале 2012 года, когда из-за взрыва газа в Астрахани обрушился подъезд жилого 9-этажного дома. Десять человек погибли.

За 2014 год в России случилось как минимум 9 взрывов.

12 мая 2014 года в Хабаровске в жилом доме прогремел взрыв газа: 10 человек пострадали. В результате ЧП госпитализированы 10 человек, в том числе участковый полиции, который получил сильные ожоги, борясь с пожаром.

28 июня 2014 года взрыв бытового газа прогремел в жилом доме в Иркутске. В результате случившегося никто не пострадал.

27 июня 2014 года в Екатеринбургской 9-этажке произошел взрыв бытового газа. Пострадали мужчина и маленький ребенок.

5 августа 2014 года взрыв бытового газа прогремел в жилом доме в Мурманске. Под завалами оказался один человек.

7 октября 2014 года один человек погиб в результате взрыва в доме в Калуге. Причиной трагедии также стал взрыв бытового газа.

15 октября 2014 года семь человек пострадали при взрыве бытового газа в Дагестане.

24 октября 2014 года при взрыве газа под Липецком погибли пять человек.

3 ноября 2014 года произошел взрыв газа в жилом доме в Перми, погибли два человека.

17 ноября 2014 года следственный комитет (СК) возбудил дело по факту взрывов газа в домах в центре Москвы.

За 2015 год в различных регионах России произошло 15 взрывов бытового газа в домах.

12 февраля 2015 года в подмосковном г. Домодедово произошел взрыв газа на 5-м этаже жилого дома по ул. Рабочая. Погибло 2 человека, еще двое получили ранения.

19 февраля произошел взрыв в пос. Позариха (пригород Каменска-Уральского Свердловской обл.) на первом этаже 12-квартирного дома. Четверо детей получили ожоги, а женщина была госпитализирована с повреждением позвоночника. Взрыв частично разрушил три квартиры.

15 марта 2015 года в Екатеринбурге взорвалась газовоздушная смесь в квартире на первом этаже 5-этажного жилого дома по ул. Заводская, 14. Пострадали мужчина и женщина пожилого возраста,

впоследствии они скончались в больнице от полученных ожогов. В квартире, где произошел взрыв, обрушилась межквартирная перегородка, а также частично было повреждено потолочное перекрытие.

31 марта в многоквартирном доме в дер. Горшки (Пермский р-н Пермского края) при взрыве газа пострадал мальчик десяти лет, получивший незначительные ожоги лица. В результате газового хлопка частично обрушились межкомнатные перегородки в двух квартирах.

6 апреля при взрыве газа в многоквартирном жилом доме 87 по ул. Элеваторная в пос. Уральский Челябинской обл. Погибли женщина и мужчина, еще один житель дома был госпитализирован. В результате происшествия в одноподъездном здании обрушилась кровля, были повреждены перекрытия и стены на втором этаже.

12 мая в Тюмени произошло возгорание 2-этажных жилых домов 49 и 51 и гаража на ул. Правды. В момент прибытия пожарных произошел взрыв двух газовых баллонов, в результате чего погибли 52-летний мужчина и трое его детей.

21 июня в г. Фрязино (Московская обл.) при взрыве газа в жилом доме № 8 по Новому проезду пострадал 33-летний хозяин одной из квартир, он был госпитализирован с ожогами 1-й и 2-й степени в состоянии средней тяжести. В результате хлопка газа в квартире были выбиты окна, повреждена входная дверь.

25 июля в 5-этажном жилом доме на ул. Воронова в Верхней Салде Свердловской обл. произошел взрыв бытового газа. Хозяйка взорвавшейся однокомнатной квартиры была госпитализирована с ожогами, произошло частичное повреждение межквартирной перегородки.

24 августа в городе Щучье (Курганская обл.) произошел взрыв газа в многоквартирном жилом доме по адресу ул. Калинина, 24а. Пострадали два человека.

19 сентября в результате взрыва бытового газа и последовавшего за ним пожара в жилом доме № 22 по ул. Пробная в Петрозаводске погибла пожилая женщина, пострадали еще 10 человек, из которых семь были госпитализированы. Днем позже один из них скончался от полученных ожогов в больнице.

18 октября при взрыве бытового газа в одной из квартир 5-этажного дома в городе Кременки (Калужская обл.) пострадали два человека. От газового хлопка произошло обрушение стены, в результате был ранен и затем госпитализирован мужчина в соседней квартире в другом подъезде дома; сам же владелец квартиры, в которой взорвался газ, получил незначительные травмы.

22 сентября в Омске произошел взрыв бытового газа в 2-этажном жилом доме № 20 по 1-й Тепловозной улице. В результате погиб жилец квартиры № 6, ранения получили пять человек, в том числе жена погибшего, двое сотрудников газовой службы, участковый полицейский и пожилая соседка, которая вызвала сотрудников экстренных служб, когда почувствовала запах газа. Согласно показаниям свидетелей, мужчина отказывался открыть дверь в свою квартиру, а когда ее взломали, закурил рядом с отсоединенным от плиты газовым шлангом. Взрыв привел к частичному обрушению перекрытий на площади 70 м². Из здания были эвакуированы около 40 жильцов. 2 октября пострадавший дом был снесен.

Еще один случай произошел 29 октября 2015 года в пос. Корфовский (Хабаровский край). Там в результате взрыва в жилом 23-квартирном доме обрушился один из подъездов. По предварительным данным, погибли пять человек, в том числе малолетний ребенок.

20 декабря произошел взрыв в многоэтажке Волгограда. Из-за газового хлопка и последующего возгорания оказались разрушены и повреждены порядка 36 квартир. Около 100 человек остались без жилья. В результате ЧП пострадали и были госпитализированы восемь человек, в том числе двое детей.

16 февраля 2016 года в Ярославле (рис. 3.49) в результате взрыва бытового газа в 5-этажном панельном доме обрушился целый подъезд. Погибло четыре человека.



Рис. 3.49. Разрушение дома в результате взрыва газа, г. Ярославль

Нагрузки, создаваемые давлением при взрыве газа, значительно превышают предел упругой работы материалов. Имеется достаточно данных о характеристиках ожидаемых перепадов давлений и поведении сооружений при воздействии этих перепадов. Решением этих проблем могут послужить два варианта. Либо улучшить контроль над газовыми приборами и вентиляцией с целью уменьшить вероятность взрыва газа, либо установить требования к сооружениям, которые будут рассчитываться на нагрузки такого характера.

3.12. АВАРИИ ПРИ ПАДЕНИИ КРАНОВ

При нарушении проекта производства работ и пренебрежении техникой безопасности происходят страшные аварии. При падении кранов практически всегда гибнут люди. Поэтому техническому состоянию грузоподъемных механизмов нужно уделять особое внимание. Причинами повышенной аварийности чаще всего становится нарушение техники безопасности, сильная изношенность всех узлов и агрегатов (большинство кранов уже давно исчерпали свой срок службы), неблагоприятные погодные условия и человеческий фактор.

Падение башенных кранов в большинстве случаев влечет за собой повреждения строящегося здания.

Приведем несколько примеров.

16 февраля 2010 года в г. Ставрополе упал башенный кран. В результате были повреждены два строящихся частных дома. Один – 2-этажный жилой дом, другой – 4-этажный строящийся. Причины происшествия – сильный шквальный ветер, с порывами до 43 м/с, превышающий паспортные характеристики башенного крана. Пострадавших нет.

26 марта 2010 года в г. Красноярске на строительной площадке упал высотный башенный кран (рис. 3.50). Кран переломился у основания и рухнул на дорогу, повредив девять автомобилей и перекрыв автомобильную магистраль. В результате серьезно пострадали шесть человек, находившихся в машинах, и крановщик. Кран рухнул рядом с остановкой общественного транспорта.

27 марта 2010 года в г. Саранске (Республика Мордовия) на строящийся 16-этажный дом упал башенный кран. Это произошло во время проведения монтажных работ. Башню пытались поднять на максимальную высоту. По неизвестным причинам кран закрипел и упал на строящееся здание. Кран перегнулся через возведенные 7 этажей и рухнул на противоположную часть, при этом сломав пополам огромный тополь. Обломок дерева упал на проезжую часть и перегородил движение.



Рис. 3.50. Обрушение башенного крана, г. Красноярск

Лишь по счастливой случайности в это время автомобилей на проезжей части не было. Рабочих в строящемся доме в это время тоже не было. Если бы кран перегнулся в другую сторону, человеческих жертв избежать бы не удалось, поскольку там находился многоэтажный жилой дом. Кроме того, в нескольких метрах от места, куда рухнула стрела, находилась остановка общественного транспорта. Упавшая стрела крана повредила строящееся здание, забор вокруг объекта и крыши нескольких строительных бытовок.

27 марта 2011 года в г. Якутске кран упал на угол крыши 5-этажного общежития, а затем аккуратно сложился на ограждении стройплощадки и на детской площадке (рис. 3.51).



Рис. 3.51. Падение строительного крана на жилой дом, г. Якутск



Рис. 3.52. Падение двух башенных кранов, Санкт-Петербург

16 августа 2010 года в г. Санкт-Петербурге на территории строительной площадки упали сразу два башенных крана (рис. 3.52).

Оба строительных крана высотой 53 м каждый упали на строящиеся дома. Причем, если одна из конструкций лишь незначительно повредила угол строящегося корпуса, то второй кран нанес более серьезные повреждения: у новостройки поврежден фасад, обвалились бетонные балконы и перекрытия, выбиты рамы. Причиной ЧП стала гроза, сопровождавшаяся ливнем и шквальным ветром. Первую конструкцию шквальный ветер буквально согнул пополам, уже через пять минут рухнул второй кран. По словам очевидцев, краны накренились плавно и падали на землю несколько минут.

29 марта 2013 года в г. Козьмодемьянске Красноярского края при строительстве Богучаевской ГЭС произошло обрушение башенного крана. На момент падения в кабине крана находилась крановщица. Она пыталась спуститься с крана во время его падения. Авария произошла вследствие сильного шквального ветра. Кран на рельсовом пути начало сносить, доехав до конца путей он перевернулся. Погибла крановщица и еще пять человек.

10 мая 2014 года в Новороссийске упал строительный кран. Падение произошло в результате сильного ветра.

21 мая 2015 года в Кемерово результате сильного ветра упал башенный кран и частично задел фасад соседнего здания. Крановщица погибла.



Рис. 3.53. Падение крана на мечеть Аль-Харам, г. Мекка

11 сентября 2015 года в Саудовской Аравии в г. Мекке на крупнейшую мечеть Аль-Харам (рис. 3.53) упал строительный кран. Кран упал по причине сильнейшей песчаной бури. В результате погибло 107 человек и более 200 ранено.

6 февраля 2016 года в г. Москве на Кутузовском проспекте упал строительный кран и перекрыл движение. Никто не пострадал.

27 февраля 2016 года в Екатеринбурге упала стрела башенного крана. Погиб один человек. Авария произошла из-за технической неисправности. При падении стрела частично разрушила кровлю и балконы соседней 5-этажки, которая стояла рядом со строящимся зданием (рис. 3.54).



Рис. 3.54. Падение стрелы башенного крана, г. Екатеринбург

14 марта 2016 года в Ростове-на-Дону на проезжую часть упал строительный кран, по причине того что у него отвалилась стрела. Крановщик погиб.

3.13. ПОВРЕЖДЕНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ НЕПРАВИЛЬНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ

Соответствующая эксплуатация обеспечивает безаварийное состояние зданий и сооружений, создает условия для работы всех конструктивных элементов здания и оборудования в пределах установленных сроков эксплуатации.

Техническая эксплуатация включает в себя: постоянный уход за конструкциями и оборудованием; периодические осмотры и оценку технического состояния; профилактический и восстановительный ремонты.

Нарушение правил по эксплуатации наиболее опасно влияет на состояние несущих конструкций, оно оказывает серьезное влияние на ускорение износа, снижение надежности и долговечности здания.

Причиной износа ограждающих конструкций здания является неправильная защита. Защита всех конструктивных элементов, предохраняет их от атмосферных осадков, является основным условием правильной эксплуатации и содержания здания в надлежащем техническом состоянии. Любое повреждение элементов, предохраняющих здания от атмосферных осадков, является угрожающим по своим последствиям. Так, вода или снег, проникая даже через небольшие трещины или щели, расширяет их и становится причиной возникновения эрозионных и коррозионных процессов, а также создаст благоприятную среду для появления и распространения в деревянных конструкциях домовых грибов и плесени, в металлоконструкциях – коррозии.

Нарушение температурно-влажностного режима также оказывает отрицательное воздействие на конструкции зданий и сооружений. Причиной попадания влаги в эксплуатируемые помещения является неудовлетворительная работа вентиляции. Вследствие этого происходит образование повышенной влажности с возникновением конденсата. Примером может служить конденсат на поверхности наружных кирпичных стен. Кладка подвергается местному увлажнению. Увлажненные участки работают в менее благоприятных условиях, чем вся остальная кладка. Это приводит к значительному снижению теплоизоляционных свойств отдельных участков кирпичной кладки, а также к ее разрушению. Деревянные конструкции при длительном увлажне-

нии имеют свойство разрушаться от гниения, особенно в опорных частях. Несоблюдение нормального температурно-влажностного режима чердачного пространства вызывает образование в холодный период года наледей в зоне карнизов и нарушение фальцевых соединений.

К основным нарушениям эксплуатации относятся: недостаточный контроль и уход за водопроводно-канализационными и отопительными системами, отсутствие ухода за водосточными трубами, несвоевременное удаление снега с крыш и балконов, несвоевременный ремонт отмостки вокруг здания, что приводит к значительному проникновению атмосферных осадков в конструкции здания.

Наиболее опасными являются повреждения инженерного оборудования сетей центрального отопления и канализации, расположенные в стенах. Эти повреждения вызывают увлажнение всех частей здания, находящихся вблизи лопнувшей трубы. Аварии магистральных водопроводных линий, проложенных вблизи здания, также ведут к серьезным последствиям из-за размыва грунта под фундаментами водой, вытекающей под большим давлением из поврежденной водопроводной магистрали.

Причинами разрушения конструкций также является несоблюдение сроков периодических и текущих ремонтов.

Приведем пример разрушения здания из-за несоблюдения правил эксплуатации.

22 февраля 2010 года на юге Москвы произошло обрушение крыши ангара. В здании находились складские помещения и автосервис – площадь обрушения составила 300 м². Выяснилось, что за зиму кровлю ангара ни разу не чистили, и причиной обрушения стал прошедший снегопад.

3.14. ПРИЧИНЫ АВАРИЙ И ПОВРЕЖДЕНИЙ ЗДАНИЙ, СООРУЖЕНИЙ И НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ (ДЛЯ ЦЕНТРАЛЬНОГО ЧЕРНОЗЕМЬЯ)

Представлены материалы, полученные при техническом и визуальном обследовании более 100 зданий и сооружений на территории Курской, Воронежской, Липецкой и Тамбовских областях. Учтены данные других авторов.

Изыскания инженерно-геологические, гидрогеологические, климатические.

– Не полный анализ физико-механических свойств грунтов основания.

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

1. Проектирование.

1.1. Основания.

- Ошибки расчетов: неправильно принятая расчетная модель основания, граничные условия, тип контакта фундамента с основанием.
- Неучет пространственной изменчивости характеристик грунтов.
- Не сделан прогноз изменения свойств грунтов основания.
- Неправильно оценены особые условия строительства и эксплуатации.
- Не учтены особенности технологии строительных работ.
- Не разработаны конструктивные мероприятия по обеспечению устойчивости откосов.
- Не учтено влияние траектории нагружения.

1.2. Фундаменты.

- Ошибки в расчетах.
- Неправильно выбрана расчетная схема.
- Не учтены особенности технологии работ.
- Не учтены особые условия строительства и эксплуатации.
- Не учтены нагрузки на пол первого этажа.
- Не предусмотрели статические и динамические испытания свай.

- Неправильное назначение коэффициентов запаса.
- Не предусмотрен дренаж для отвода грунтовых вод.
- Не предусмотрены осадочные швы.
- Не учтено взаимное влияние разнонагруженных частей зданий (например, сплошной корпус на плите и легкое встроенное помещение на фундаментах из блоков).

- Отклонения от проектов: не соблюдена геометрия, использованы непроектные материалы (класс бетона, тип арматуры ...), нарушения технологии (например, не выдержан срок твердения бетона в зимних условиях), самовольные несогласованные конструктивные изменения.

1.3. Здания сооружения и несущие конструкции.

- Не учтен опыт строительства и эксплуатации подобных зданий и сооружений в сходных условиях.

- Не учтена совместная работа оснований, фундаментов, здания или сооружения.

- Не учтены неблагоприятные условия и степень их воздействия (например, просадочные, набухающие, насыпные, слабые водонасыщенные и другие грунты; динамические нагрузки, значительные температурные градиенты и т.п.).

- Ошибка в принятии расчетных схем и моделей конструкций, зданий или сооружений.

- Весьма приближенный расчет конструкций.

- Использование материалов с резко отличающимися деформационными характеристиками (например, при сопряжении стен из силикатного и обыкновенного глиняного кирпича).

- Неудачное конструктивное решение.

- Не учтены возможные изменения характеристик материалов во времени.

- Не учтены дополнительные нагрузки и воздействия, возникающие при строительно-монтажных работах (деформационные, температурные и др.).

- Не обеспечена пространственная изменчивость системы.

- Использование «устаревших» норм.

- Не учтено взаимное влияние рядом расположенных зданий и сооружений.

- Не предусмотрено наблюдение за перемещением наиболее ответственных зданий или сооружений и за НДС несущих конструкций.

- Не в полной мере предусмотрены мероприятия при строительстве в период низких и отрицательных температур.
- Не проверена возможность прогрессирующего разрушения.
- Не проверена несущая способность конструкций и устойчивости системы при аварийных ситуациях.
- Несовершенная методика расчета.

2. Строительство.

2.1. Основание.

- Перекопы (местные разрыхления).
- Замачивания.
- Заполнение водой.
- Промораживания.
- Набухание.
- Просадка.
- Не удален рыхлый насыпной грунт, чернозем.
- Осыпание грунта со стенок траншей и котлованов.
- Местное уплотнение котлована транспортом.
- Не выровнено дно траншей или котлованов.
- Не сделана выравнивающая песчаная подсыпка.
- Размеры траншей и котлованов в плане и по глубине не соответствуют проекту или нормам.
- Разжижение водонасыщенных мелких и пылеватых песков, илов, торфов при уплотнении катками, вибро- и трамбуемыми машинами.
- Нарушение технологии уплотнения, упрочнения и закрепления грунтов основания.
- Расструктуривание грунта при атмосферных воздействиях.
- Неравномерный подъем дна глубоких котлованов.
- Не выполнена вертикальная планировка на территории.
- Отрицательное воздействие напорных вод.
- Отрывка котлована глубже проектных отметок с последующей подсыпкой дна котлована до проектного уровня без надлежащего уплотнения.

2.2. Фундаменты.

- Низкое качество работ. Отсутствие надлежащего текущего и промежуточного контроля.
- Использование недоброкачественных материалов, непроектной прочности.

- Недопустимые отклонения размеров от проектных.
- Недопустимое смещение от проектных осей.
- Недобивка свай до проектного уровня.
- Недостижения сваями проектного отказа.
- Разрушение свай при забивке.
- Отсутствие перевязки блоков.
- Изготовление недостаточно жесткой опалубки.
- Некачественная вертикальная и горизонтальная гидроизоляция.
- Ранняя распалубка конструкций.
- Преждевременное замораживание бетона в монолитных конструкциях.
- Механическое повреждение конструкций.
- Использование отличных от проектных конструкций, материалов, схем армирования, узлов крепления.
- Неполный контакт сборных железобетонных конструкций с основанием.
- Нарушение технологии устройства обратной засыпки и пазух.
- Недопустимый наклон и крен конструкций фундаментов.
- Не выполнена или плохо выполнена антикоррозионная защита.
- Не выполнена консервация конструкций при длительных перерывах в работе.

2.3. Здания, сооружения, несущие надземные конструкции.

- Нарушена технология ведения работ.
- Использование недоброкачественных материалов и конструкций; непроектных марок материалов.
- Раннее замораживание бетона и раствора.
- Применение не проектных конструктивных решений.
- Неэквивалентная замена проектных материалов и конструкций.
- Дефекты сварочных работ.
- Падение материалов и конструкций на нижерасположенные конструкции. Механическое повреждение материалов и конструкций.
- Ошибочное изменение рабочих схем и условий работы конструкций.
- Несвоевременная постановка связей жесткости.
- Недопустимое отклонение конструкций от проектного положения как в плане, так и по вертикали.

- Пропуск или установка закладных деталей не в соответствии с проектом.
- Некачественное выполнение виброизолирующих работ и плохое крепление технологического оборудования.
- Ошибки в устройстве осадочных и температурных швов.
- Пересушка бетона омоноличивания в летнее время.
- Нарушение конструкций стыков.
- Некачественное выполнение монолитных железобетонных поясов и армированных швов.
- Не выполнена консервация конструкций при длительных перерывах в работе.
- Отсутствие распределительных железобетонных или стальных элементов под конструкциями, опирающимися на стены или пилястры.
- Уменьшение площадок опирания под плитами и ригелями.
- Отсутствие или недостаточное антисептирование древесины при влажном режиме работы.
- Нарушение последовательности монтажа.
- Отсутствие авторского и технического надзора.
- Ввод в эксплуатацию с существенными недостатками.

3. Эксплуатация.

3.1. Основания.

- Недопустимые неравномерные деформации вследствие:
 - а) равномерного повышения влажности грунтов вследствие подтопления территории верховодкой или грунтовыми водами;
 - б) неравномерного повышения влажности грунтов техногенными водами;
 - в) дополнительных деформаций грунтов оснований от рядом расположенных зданий;
 - г) просадки основания.
- Загрязнение грунтов и грунтовых вод химическими или технологическими растворами.
- Существенное уменьшение влажности грунтов у теплоагрегатов.
- Набухание грунтов основания.
- Развитие деформаций ползучести и других геологических процессов.
- Необоснованная отрывка ям, погребов или траншей у фундаментов, особенно при распорной конструктивной схеме здания.

- Воздействие не предусмотренных проектом нагрузок.
- Химическая и механическая суффозия грунтов основания.
- Гидродинамическое давление грунтовых вод.
- Прогрессирующая ползучесть.
- Не организован отвод атмосферных осадков.
- Вымывание песчаной подсыпки из под фундаментов напорными техногенными водами.

3.2. Фундаменты.

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

3.3. Здания, сооружения, конструкции.

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

- Воздействие пристраиваемых зданий и сооружений.
 - Механические повреждения.
 - Изменение расчетных схем вследствие перепланировки.
 - Повреждение виброизолирующих систем машин и механизмов.
 - Изменение технологии производства с увеличением нагрузок.
 - Возможное изменение коэффициентов запаса.
 - Неучитываемые воздействия от взрывов, пожаров, обвалов, обрушение вышележащих конструкций, удары.
 - Отрывка котлованов и траншей вблизи зданий при отсутствии или ненадежности ограждающих конструкций.
 - Отсутствие оценок эксплуатационных качеств здания, сооружения или отдельных несущих конструкций.
 - Прекращение наблюдений за перемещениями наиболее ответственных зданий и сооружений, НДС несущих конструкций.
 - Грубые ошибки при реконструкции, надстройке и усилении несущих конструкций.
 - Важное значение имеют не только абсолютные и относительные величины перемещений, но и скорости их развития.
 - Отсутствие технического обслуживания, несвоевременное проведение ремонтов и капремонтов.
- При высотном строительстве допускаются следующие ошибки:
- недостаточное экспериментально-теоретическое обоснование проектных решений;
 - отсутствие научного сопровождения строительно-монтажных работ;
 - недостаточный мониторинг НДС оснований и конструкций строящегося и окружающих объектов;
 - отсутствие прогноза развития неблагоприятных геологических процессов;
 - не учитывается влияние сейсмических колебаний;
 - не рассмотрено влияние технологии ведения работ;
 - отсутствует комплексный подход к безопасности.

4. РАЗРУШЕНИЯ ПРИ СТИХИЙНЫХ БЕДСТВИЯХ

4.1. ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ

Земля находится в непрерывном движении, что приводит к огромным изменениям рельефа [4, 5, 13, 40 – 43, 130, 151, 168, 181, 194].

Внешняя оболочка Земли представляет собой мозаику из семи крупных и нескольких мелких плит [9]. Плиты перемещаются относительно друг друга. Они могут двигаться в разные стороны, т.е. расходиться (дивергировать), двигаться навстречу друг другу, т.е. сходиться (конвергировать), проскальзывать относительно друг друга. Края плит являются глобальными системами распределения эпицентров землетрясения. К семи плитам относятся плиты Евразии, Африки, Северной Америки, Южной Америки, Тихого океана, Индо-Австралии и Антарктиды. Каждая состоит из океанической или континентальной пары или той и другой вместе.

Главными движущими силами являются тепло и сила тяжести. Океаническое дно разорвано вдоль срединно-океанических хребтов и разьединенные сегменты коры медленно движутся в стороны от осевого рифа со скоростью 1...8 см/год. Этот процесс носит название спрединга океанического дна. Срединно-океанические хребты рассматривают как область возникновения океанической коры, а глубоководные желоба – как область поглощения ее.

Землетрясения – серия упругих волн в твердых оболочках земли, возникающих в результате нарушения упругого равновесия [9, 37, 40, 41].

Непосредственными причинами землетрясения считают: образование тектонических разрывов, вулканизм, искусственное возбуждение и суммарное воздействием нескольких факторов. Наиболее многочисленные землетрясения происходят вдоль побережий Тихого океана и приуроченных к нему островных дуг. Здесь Тихоокеанская плита и несколько подчиненных плит медленно погружаются под континентальные окраины и островные дуги.

Определены тысячи разрывов, вдоль которых происходит скольжение, параллельное плоскости нарушения. Смещения вдоль разрывов достигают нескольких километров. Разрывы рассекают массивы горных пород на блоки. Трение между блоками выравнивает и полирует поверхности разрыва. Большинство разрывов наклонные. Перемещение по разрывам могут достигать 10 м/год и более. В долине Империял-Валли в Калифорнии при землетрясении 1940 года смещение дорог и огородных грядок достигало 11 м. Установлена прямая связь некоторых землетрясений с известными разрывами. Однако небольшое число разрывов являются активными источниками землетрясений.

Землетрясения рассматривают как фазу циклического накопления и разрядки напряжений в определенном объеме и в конкретной геологической структуре Земли. Одним из признаков, предвещающих землетрясение, является аномальная деформация земной коры.

Анализ последствий сильных землетрясений показывает, что при сейсмических воздействиях возникают не только поступательные, но и вращательные (крутильные) колебания [14]. В литературе за последние десятилетия уделено достаточно много внимания вращательным колебаниям при землетрясениях, так как наблюдения за разрушениями, вызванными землетрясениями, имеют уверенные примеры структурных разрушений, вызванных этими движениями (рис. 4.1). Следствием этого вида колебаний являются повреждения и разрушения инженерных сооружений, большей частью протяженных и высотных. В большинстве из них наблюдаются значительные повреждения или разрушения торцевых стен и изгиб центральных частей протяженных в плане сооружений. При этом вращательные и крутильные деформации при сильных сейсмических событиях могут оказывать определяющее влияние на устойчивость зданий и сооружений. Это было описано еще в середине прошлого века (Richter, 1958, Newmark, 1969) и другими исследователями. В результате этих работ существенным достижением стало понимание того, что вращение торцов зданий определяется не только формой здания и жесткостью конструктивных элементов, но в значительной мере также параметрами сейсмических колебаний и неоднородностью грунтов.



а)



б)

Рис. 4.1. Город Спитак, Армения:

а – сдвиг и разворот надгробного памятника; б – часовня, сдвиг и поворот

Интенсивность (сила) землетрясений определяется по его воздействию на людей, степени повреждения зданий и других построек, изменениям в горных породах и почвенном слое. Шкала интенсивности разработана в 1931 году Вудом и Нойманом. Она разбита на ступени (баллы от I до XII в порядке интенсивности). Степень повреждения зависит от грунтовых условий, размера и формы построения, прочности материалов. Величины интенсивности наносятся на карту и по ним проводятся изосейсм-линии, разделяющие участки с разной интенсивностью. Энергия землетрясения, выделяющаяся в его очаге, оценивается по шкале магнитуд, разработанной Ч. Рихтером в 1935 году. Шкала основана на измерении максимальной амплитуды колебаний, записанной на сейсмограмме с помощью стандартного сейсмографа на расстоянии 100 км от эпицентра. Энергия землетрясения с магнитудой 4,0 больше энергии с магнитудой 3,0 приблизительно в 30 раз. Магнитуда определяется как десятичный логарифм амплитуды наибольшего колебания грунта [4, 5, 151, 194, 195].

В среднем на Земле в год насчитывают свыше 20 сильнейших и 100...120 потенциально разрушительных землетрясений. Гибнет в среднем около 10 тыс. человек. Ежегодно случается несколько восьмибалльных землетрясений. Девятибалльные происходят реже, например Андижанское (1902), Гармское (1941), Чамекальское (1946), Ашхабатское (1948), Хантское (1949), Средне-Байкальское (1959), Газлийское (1976), из десятибалльных отметим Кебинское (1911) в средней Азии, Муйское (1957) в Сибири, из одиннадцатибалльных – Гоби-Алтайское (1957) на юге Монголии.

В Японии 11 марта 2011 года произошло одно из самых сильнейших землетрясений на земле магнитудой в 9 баллов [229]. Гипоцентр толчков находился восточнее о-ва Хонсю, в 130 км к востоку от города Сендай и в 373 км к северо-востоку от Токио, и находился на глубине 32 км.

После основного девятибалльного толчка последовала серия афтершоков, три из них магнитудой около 7,2 балла. Всего после основного было зарегистрировано более 400 толчков магнитудой более 4,5 балла.

Геофизик Росс Штейн сообщил, что землетрясение передвинуло часть северной Японии на 2,4 м в сторону Северной Америки, т.е. в направлении к эпицентру землетрясения. Часть северной Японии сделалась «шире, чем она была раньше». Наиболее близкий к эпицентру регион испытал наибольший сдвиг. Штейн также отметил, что 400-километровый участок побережья опустился на 0,6 м.

Землетрясение вызвало серию сильных цунами. На побережье Японии высота волн достигала 40,5 м, а на побережье Чили, за 17 000 км, около 2 м. Можно представить, какой силы было землетрясение, если волны достигли берегов Америки, пересекли при этом весь Тихий океан.

В результате землетрясения и цунами погибло более 15 000 человек, более 2500 тысяч пропало без вести и более 6000 ранены. Однако жертв могло быть во много раз больше. Но в Японии сработала система оповещения о землетрясении, и все кто успел выехать вглубь острова, спаслись.

Сильные толчки земной коры привели к остановкам и серьезным авариям на Японских АЭС. Но больше всего пострадала АЭС Фукусима-1, где произошла утечка радиоактивных веществ.

К числу наиболее разрушительных относятся землетрясение в г. Спитаке (Армения), прошедшее 7–8 декабря 1988 года. Очаг располагался под городом на глубине 12...20 км. Интенсивность землетрясения в Спитаке составила 10 баллов, в Ленинакане 9...10, в Кировокане и Степанакане – 8...9, в Ереване – 6 баллов. Ускорения колебаний оснований в горизонтальном направлении в Ленинакане составляли 250...570 см/с² при периодах 0,18...0,25 с. Спитак был почти полностью разрушен. В Ленинакане разрушено или повреждено около 80% зданий. Наиболее разрушительными оказались каркасно-панельные здания серии III. Эксперты отмечали низкое качество строительно-монтажных работ. Огромны человеческие жертвы. Периоды колебаний Спитакского землетрясения составили 0,15...0,60г. В этих же пределах находились периоды собственных колебаний зданий высотой 5...9 этажей. Для обеспечения сейсмостойкости необходимо было бы обеспечить период колебаний механизмов сейсмоизоляции, равный 2...3 с. Разрушительное землетрясение с магнитудой 8,4 произошло 6, 7 сентября 2017 года в Мексике.

На территории страны находится сеть инженерно-сейсмических станций (ИСС), работающих в режиме ожидания.

Характерными видами разрушений при землетрясении в Армении являются:

- повреждение связей навесных панелей;
- разрушение сжатой зоны колонн с оголением и выпучиванием арматуры;
- разрушение опорных зон балок, ферм, подкрановых балок;
- разрушение ребристых плит с оголением продольной арматуры в опорных зонах продольных ребер, отрывом полок от продольных и поперечных ребер;
- искривление сжатых стоек и местные разрушения верхнего пояса ферм с оголением рабочей продольной арматуры;
- смещение с опор плит покрытия, балок, ферм из-за нарушения сварных соединений;
- полное разрушение крупнопанельных зданий из-за низкого качества материалов, конструкций и работ.

Все более ощутимыми становятся землетрясения, инициированные инженерной деятельностью человека. Приведем примеры.

Закачка воды, зараженной радиоактивными отходами, в глубинные скважины в 1962 – 1970 годы в районе Денвера штата Колорадо вызвала более 700 небольших землетрясений. Частота землетрясений соответствовала объему и давлению закачиваемой воды.

Известны случаи связи землетрясений с заполнением водохранилищ. Так, в 1935 году в США, на границе Штатов Невада и Аризона было закончено сооружение плотины Гувер на р. Колорадо. Когда уровень воды поднялся до 100 м, начались сейсмические толчки. Они были столь неожиданны, что их не фиксировали. Затем установили местную сеть сейсмологических наблюдений. За период 1937 – 1947 годов количество слабых землетрясений измерялось тысячами. Глубина большинства из них не превышала 6...8 км. В мае 1939 года, когда водохранилище заполнилось, область была потрясена сильным толчком, выделившим столько энергии, сколько все взятые вместе.

По мнению специалистов Национального информационного центра землетрясений при Геологической службе США, землетрясения не прекратятся еще долго. Они подчеркнули, что в самых разных уголках планеты происходит в среднем в год одно землетрясение катастрофической степени (силой в 8 и более баллов), 18 землетрясений, которые можно квалифицировать как «очень сильные» (7,0...7,9 балла), 120 просто «сильных» землетрясений (6,0...6,9 балла), около 800 «умеренных» колебаний почвы (5,0...5,9 балла), более 6200 легких землетрясений (4,0...4,9 балла), почти 50 тысяч «слабых» (3,0...3,9 балла). Нетрудно подсчитать, что в среднем в день происходит порядка 150 землетрясений различной магнитуды колебаний.

Влияние инженерно-геологических и гидрогеологических условий на расчетную сейсмичность площадки строительства. В начале этого века началось изучение процессов разрушения зданий во время землетрясения и разработка норм проектирования сейсмостойких конструкций. Грунты разделяют на три категории по сейсмичности [4, 5, 151, 195].

К I категории относят: скальные трещиноватые, изверженные, метаморфические и осадочные, граниты, гнейсы, известняки, песчаники, конгломераты, вечномерзлые грунты, полускальные, мергели, окаменевшие глины, глинистые песчаники, ракушечники, гипсы, крупнообломочные особо плотные грунты, вечномерзлые грунты при сохранении мерзлоты в период строительства и эксплуатации. Для этой категории сейсмичность снижается на единицу.

К III категории относят пески: рыхлые, независимо от влажности и крупности; гравелистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности водонасыщенные; мелкие и пылеватые плотные и средней плотности влажные и водонасыщенные; грунты глинистые с показателем текучести $J_L > 0,5$; глинистые с показателем текучести $J_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e \geq 0,9$ для глин и суглинков и $e \geq 0,7$ для супесей; вечномерзлые нескальные при строительстве и эксплуатации по принципу II (допущение оттаивания грунтов основания). Для грунтов этой категории сейсмичность повышают на единицу.

По II категории по сейсмичности относят грунты, не вошедшие в I и III. Сейсмичность площадки в этом случае принимают равной сейсмичности района.

Основные требования к проектированию. Русские геологи В. И. Диванов и А. Н. Русанов открыли наличие в грунте узких «коридоров-волноводов», наиболее благоприятных для распространения сейсмических ударных волн. Выделим следующие рекомендации [4, 5, 14, 37, 40, 151, 181, 195, 236].

1. Разработка генеральных планов городов, промышленных предприятий должна осуществляться с учетом сейсмического районирования и инженерно-геологических условий.

В районах с сейсмичностью 8 и 9 баллов вводятся ограничения на строительство отдельных предприятий, учреждений; предусматривается вынос отдельных предприятий со взрывоопасными процессами за пределы жилой зоны; расчлняются крупные массивы транспортными магистралями и полосами зеленых насаждений; размещаются общественные здания массового посещения на территориях, наиболее благоприятных в сейсмическом отношении; ограничивается этажность зданий.

2. Выбор объемно-планировочных и конструктивных решений производится с учетом расчетной сейсмичности.

Здания должны иметь простую геометрическую форму без значительных перепадов по высоте. В случае необходимости предусматривается разрезка здания антисейсмическими швами до фундамента на отсеки правильной геометрической формы без перепадов по высоте. Вводятся ограничения на длину и ширину зданий (отсеков), расстояние между стенами, высоту этажей, периметры стен, вынос балконов, отношение высоты этажей к толщине стен и др. Антисейсмические швы устраиваются также между участками здания при расположении перекрытий на разных уровнях.

3. Проектирование сейсмостойких зданий и сооружений осуществляется с учетом следующих положений (принципов):

- учет сейсмических воздействий производится при интенсивности в 7, 8 и 9 баллов;
- расчет выполняется при первой группе предельных состояний на основное и особое сочетание нагрузок;
- снижение сейсмической нагрузки достигается уменьшением массы, наилучшим сочетанием динамической жесткости с характеристиками затухания колебаний;
- тщательное микро сейсморайонирование территорий;
- равномерное распределение жесткостей и масс;
- обеспечение монолитности и равнопрочности элементов;
- создание условий, облегчающих развитие в элементах пластических деформаций;
- применение систем сейсмозащиты: конструкций с подвесными и катковыми опорами, с односторонними включающимися или выключающимися связями, с гасителями колебаний между фундаментами и опорными частями зданий, с повышенными диссипативными свойствами в виде сейсмоизолирующего скользящего пояса в фундаменте, экранирование зданий, использование гравитационно-упругих систем сейсмоизоляции В. В. Назина [130] (рис. 4.5, 4.6), ударных гасителей колебаний;
- изучение влияния параметров гасителей на поведение амплитудно-частотных и импульсивно-частотных характеристик;
- повышение жесткости зданий или сооружений (устройство антисейсмических швов и поясов, армирование кирпичных стен, предварительное напряжение арматуры в стыках, применение материалов повышенной прочности, усиление армирования железобетонных конструкций и др.);
- использование более обоснованных величин динамических характеристик материалов, конструкций, зданий и сооружений;
- выбор рациональных конструкций фундаментов для конкретных видов зданий и инженерно-геологических условий;
- внедрение опыта проектирования в других странах и учет результатов анализа разрушительных землетрясений;
- повышенный контроль качества строительно-монтажных работ;
- учет скручивающего действия, которое возникает при колебаниях земной поверхности.

Значение коэффициента динамичности β_i зависит от параметров землетрясения, категории грунта по сейсмическим свойствам и периода i -го тона свободных колебаний. При отсутствии данных о параметрах прогнозируемого землетрясения значения β_i принимаются по графикам рис. 4.2 или по формулам табл. 4.1.

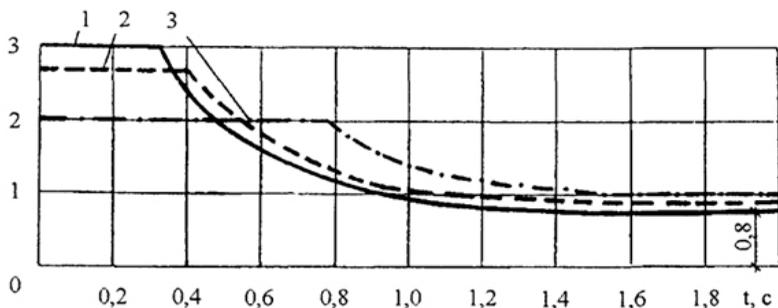


Рис. 4.2. Коэффициенты динамичности β_i для грунтов по категориям: 1 – I; 2 – II; 3 – III

4.1. Значение коэффициента динамичности β_i

Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Участок графика (периоды T , с)	Значение β или формула для участка
I	От 0 с до 0,10 с	$1 + 15T$
	При T более 0,10 с	$1,3/T^{2/3}$, но не более 2,5
II	От 0 с до 0,15 с	$1 + 10T$
	При T более 0,15 с	$1,8/T^{2/3}$, но не более 2,5
III	От 0 с до 0,20 с	$1 + 7,5T$
	При T более 0,20 с	$2,3/T^{2/3}$, но не более 2,5

Сейсмоизолирующие системы разделяют на пять классов:

- 1) опорные с безразличным отношением равновесия на шаровых опорах;
- 2) опорные системы с гибкими стойками;
- 3) опорные с устойчивым положением равновесия на телах вращения;
- 4) на маятниковых подвесках (рис. 4.4);
- 5) с пневматическими, гидравлическими и шахт-кранами для защиты фундаментов.

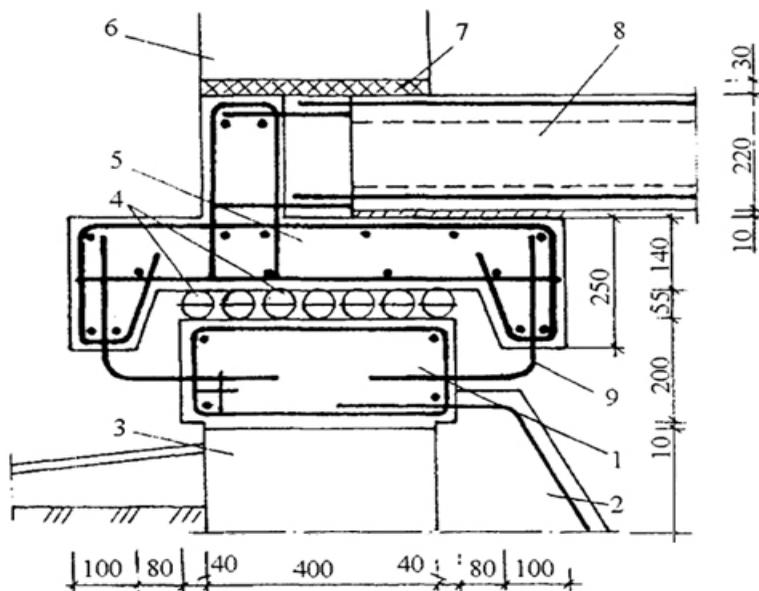


Рис. 4.3. Железобетонный механизм сейсмоизоляции на сфероидах:

1 – железобетонный пояс фундамента; 2 – контрфорс; 3 – фундамент;

4 – цементно-песчаный сфероид; 5 – железобетонный пояс стены;

6 – стена; 7 – упругая прокладка; 8 – перекрытие над подвалом;

9 – условная тормозная связь

К сейсмостойким конструкциям относят:

- кирпичные стены с повышенным сцеплением раствора с камнем;
- кирпичные стены с прокладкой в горизонтальных швах сеток;
- кирпичные, мелкоблочные и крупноблочные стены с вертикальным армированием стальными арматурными каркасами;
- кирпичные и мелкоблочные стены, усиление горизонтальными антисейсмическими поясами;
- железобетонные каркасы со связями, диафрагмами жесткости, ядром жесткости, с заполнением каменной кладкой.

В США широко применяют изоляторы Золтана, состоящие из стальных и резиновых прокладок. Ставят их в узлах опирания балок и колонн. Работают изоляторы как сейсмичные предохранители. Обладая упругими свойствами, они гасят колебания, возникающие при землетрясении. Стальные элементы не касаются друг друга, а усилия передаются через резиновые блоки и поглощаются за счет упругого сжатия резины.

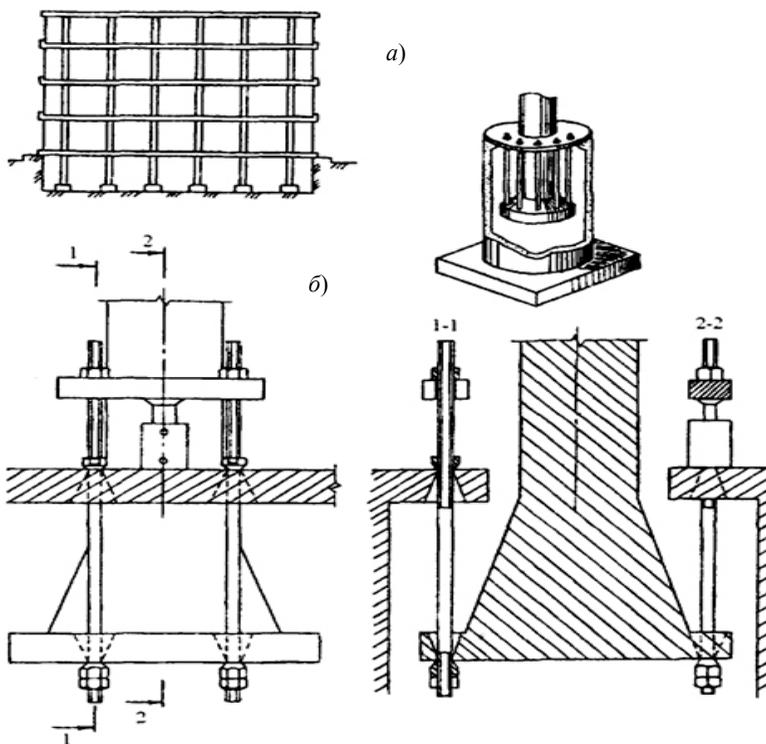


Рис. 4.4. Варианты конструкции фундаментов на тьяжах:
a – Мексика; *б* – Япония

Гравитационно-упругая система сейсмоизоляции В. В. Назина. Система (рис. 4.5, 4.6) представляет собой [130] группу сборных железобетонных стоек высотой на этаж (3500...6500 мм). Торцы стоек очерчены по сфере радиусом больше половины их высоты. Стойки помещены в сборные железобетонные стаканы с плоскими днищами и внутренними стенками, очерченными по форме усеченного конуса.

Нижний стакан замоноличен в фундаменте, верхний – в перекрытии первого этажа здания. Между сферой торца стойки и днищем стакана помещены упругие прокладки. Для поглощения резонансных больших амплитуд колебаний предусматривается устройство, создающее силу сухого трения.

Период собственных колебаний системы сейсмоизоляции должен быть значительно больше, чем доминирующий период в спектре колебаний грунта во время землетрясения. Демпфирующая система, вклю-

чающая элементы сухого трения, используется для необходимого демпфирования собственных колебаний конструкций и предотвращения больших амплитуд колебаний при резонансе.

Современное сейсмостойкое строительство ставит перед собой задачу дать зданию возможность «парить» над землей, не разрушаясь [229].

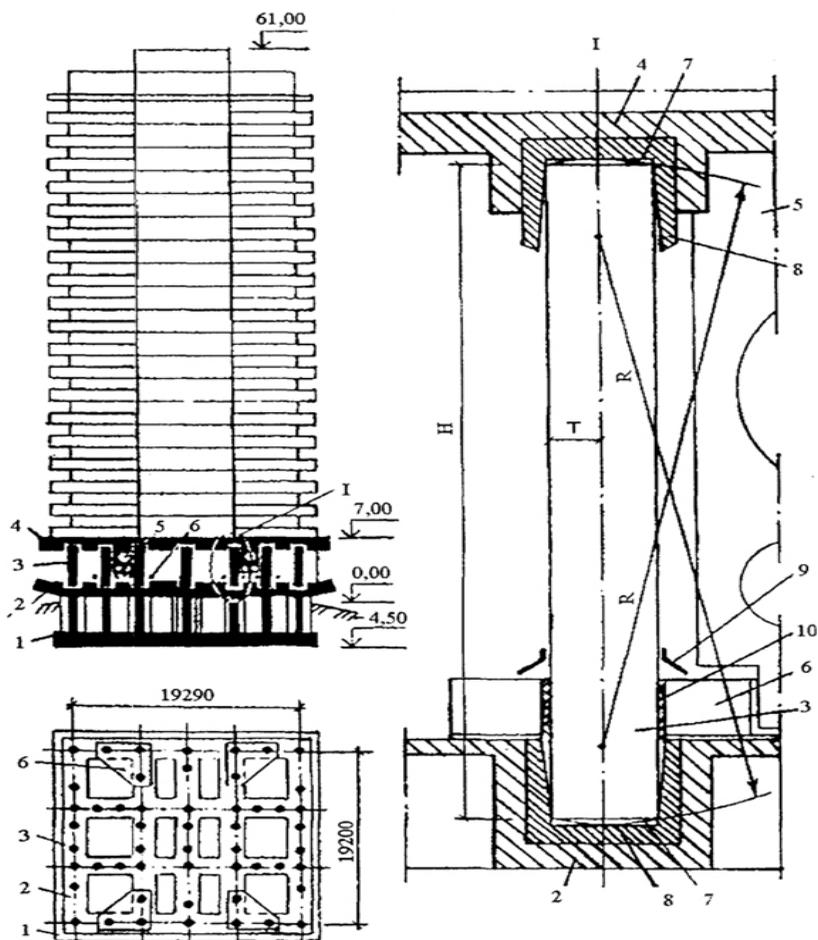


Рис. 4.5. Гравитационно-упругая система сейсмоизоляции (ГУСС):

1 – фундамент; 2 – нижний пояс системы; 3 – сферическая стойка;
4 – верхний пояс системы; 5 – тормозная связь; 6 – груз сухого трения;
7 – упругая прокладка; 8 – стакан; 9 – зонт; 10 – поролоновая прокладка

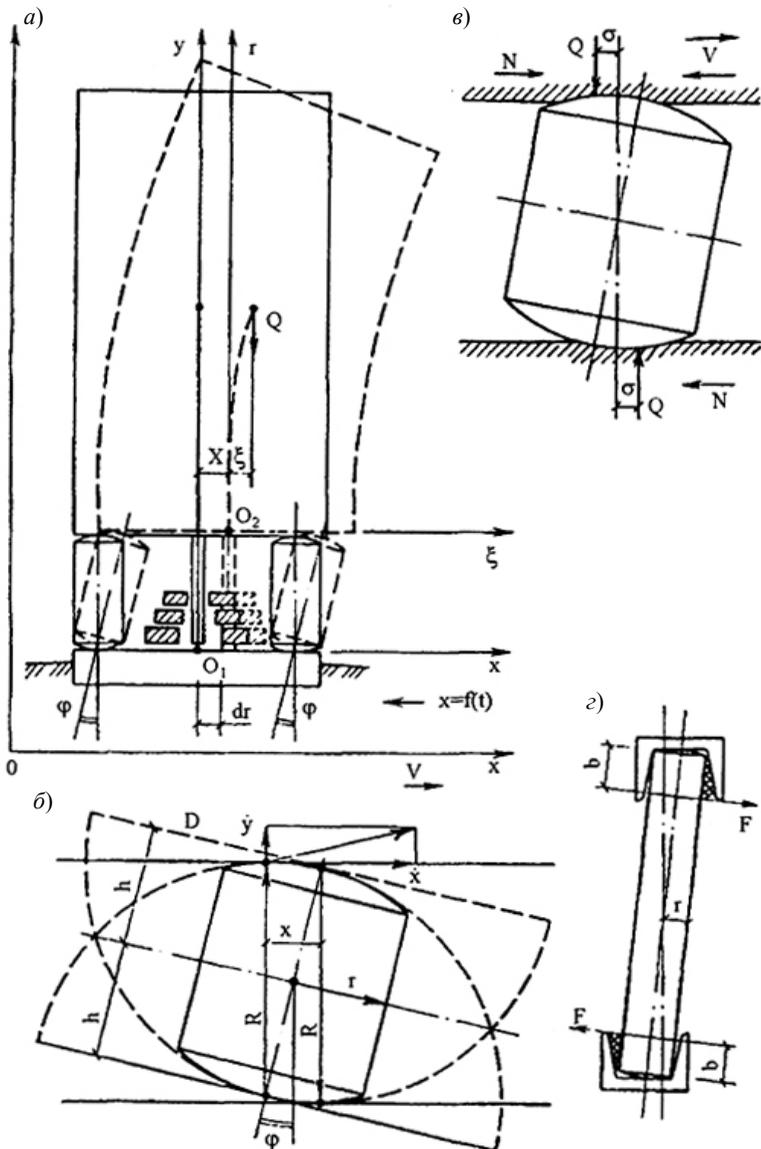


Рис. 4.6. Расчетная схема здания:

a – схема здания; *б* – к определению обобщенной скорости системы;
в – к определению силы активного сопротивления от образования прокладки
 смятия; *г* – к определению упругой восстанавливающей силы



Рис. 4.7. Сейсмозащита моста в Казахстане

Виброконтроль является системой устройств, служащих для уменьшения сейсмической нагрузки на здания. Эти устройства можно классифицировать на: пассивные, активные и гибридные.

Приведем примеры методов сейсмозащиты сооружений.

Сухая кладка стен. Первыми строителями, использовавшими данный метод сейсмозащиты, стали инки – древние жители Перу. Особенностью их архитектуры является необычно тщательная подгонка каменных блоков без использования строительных растворов. При землетрясениях камни «плясали» на своих местах, не теряя взаимного расположения, после укладывались на свои места. Можно считать сухую кладку стен одним из первых в истории устройств пассивного виброконтроля.

Инерционный демпфер или инерционный гаситель. Представляет собой установленный на высотном здании или другом сооружении массивный бетонный блок, который колеблется с резонансной частотой данного объекта, с помощью специального пружинного механизма под сейсмической нагрузкой. Примером служит небоскреб Тайбей 101. Он оборудован маятниковым подвесом в виде стального шара весом 660 т (рис. 4.8), расположенным между 92-м и 88-м этажами.



Рис. 4.8. Инерционный демпфер небоскреба Тайбей 101

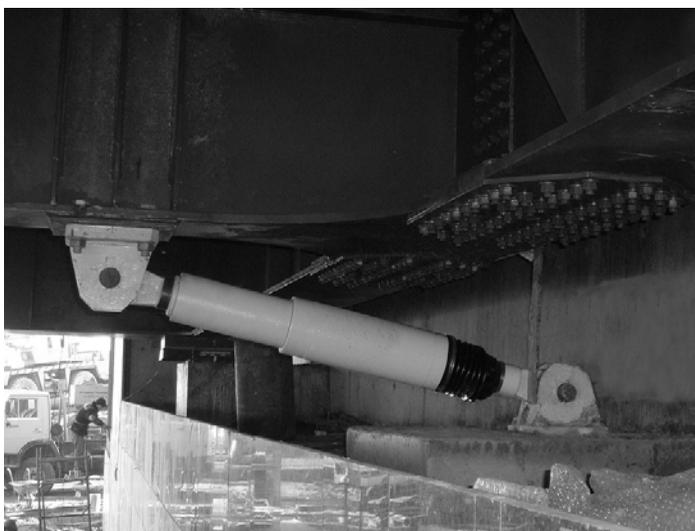


Рис. 4.9. Гистерезисный демпфер

Гистерезисный демпфер (рис. 4.9) предназначен для улучшения работы зданий и сооружений под сейсмической нагрузкой за счет диссипации сейсмической энергии, проникающей в эти здания и сооружения. Имеются в основном четыре группы гистерезисных демпферов, а именно:

- 1) жидкостный вязкоупругий демпфер;
- 2) твердый вязкоупругий демпфер;
- 3) металлический вязкотекучий демпфер;
- 4) демпфер сухого трения.

Демпфирование вертикальной конструкцией предназначено для улучшения работы зданий и сооружений под сейсмической нагрузкой за счет предотвращения резонансных колебаний с помощью дисперсии сейсмической энергии.

Эффект демпфера (гасителя) достигается за счет придания зданию пирамидальной формы (рис. 4.10) или с помощью соответствующей конфигурации массы этажей и их жесткости [66].



Рис. 4.10. Здание Transamerica Pyramid в Сан-Франциско, Калифорния

Многочастотный успокоитель колебаний (МУК) является системой устройств для вибрационного контроля, которая колеблется с определенными резонансными частотами данного объекта под сейсмической нагрузкой. Каждый МУК включает в себя ряд междуэтажных диафрагм, обрамленных набором выступающих консолей с различными периодами собственных колебаний и работающих как инерционные демпферы. Использование МУК позволяет сделать здание как функциональным, так и архитектурно привлекательным.

Приподнятое основание здания (рис. 4.11) является инструментом вибрационного контроля в сейсмостойком строительстве, который может улучшить работу зданий и сооружений под сейсмической нагрузкой.

Эффект приподнятого основания здания основан на следующем. В результате многократных отражений, дифракций и диссипаций сейсмических волн в процессе их распространения внутри основания передача сейсмической энергии в надстройку (верхнюю часть здания) оказывается сильно ослабленной.



Рис. 4.11. Приподнятое основание здания



Рис. 4.12. Свинцово-резиновая опора

Эта цель достигается за счет соответствующего подбора строительных материалов, конструктивных размеров, а также конфигурации оснований для конкретной площадки строительства.

Свинцово-резиновая опора (рис. 4.12) – это сейсмическая изоляция, предназначенная для улучшения работы зданий и сооружений под сейсмической нагрузкой за счет интенсивного демпфирования сейсмической энергии, проникающей через фундаменты.

Однако механически податливые системы, какими являются сейсмически изолированные сооружения со сравнительно низкой горизонтальной жесткостью, но со значительной так называемой демпфирующей силой, могут испытывать значительные перегрузки.

Пружинный демпфер является изолирующим устройством, подобным по замыслу свинцово-резиновой опоре, только в качестве изолятора используется стальная пружина. Два небольших 3-этажных дома с такими устройствами расположены в Санта-Монике (Калифорния) (рис. 4.13).

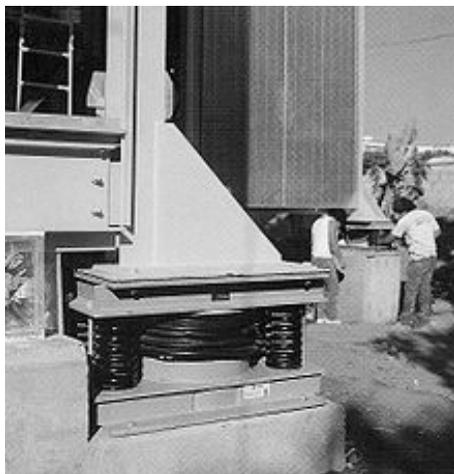


Рис. 4.13. Пружинный демпфер

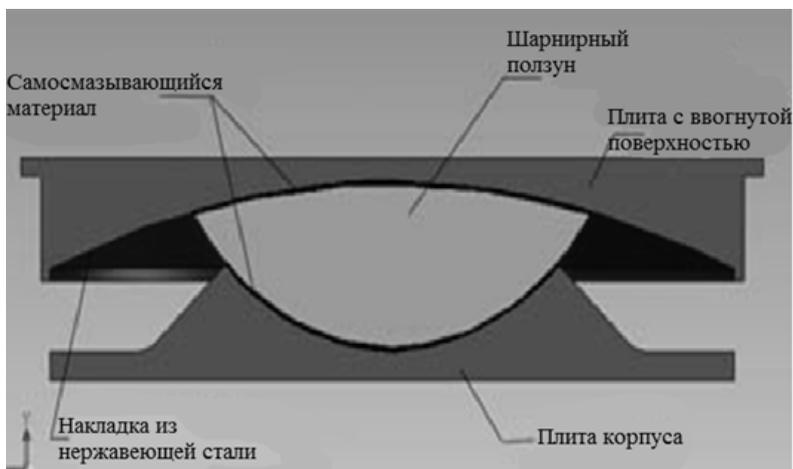


Рис. 4.14. Фрикционно-маятниковая опора

Эффективность применения мер защиты, в частности мер сейсмозащиты, продемонстрировало землетрясение 1989 года в г. Лос-Анджелесе, которое по силе не уступало Спитакскому, но не вызвало никаких разрушений сооружений при полном отсутствии человеческих жертв. А Спитакское землетрясение, обрушившееся на объекты, не защищенные в необходимой степени (добавим и низкое качество строительных работ), унесло более 25 000 жизней.

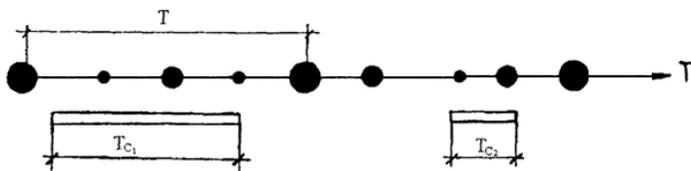


Рис. 4.15. Соотношения интервалов времени между сильными землетрясениями T и временем существования сооружения T_C

Сейсмический риск. Здание или сооружение за срок службы может не подвергаться расчетным по интенсивности землетрясениям. Затраченные на антисейсмические усиления средства могут быть не использованы. Вероятность бесполезности затрат будет тем большей, чем большим будет интервал времени между сильными землетрясениями (рис. 4.15).

Отношение $T_C/T_S = \lambda_S$ отражает опасность попадания расчетного землетрясения в промежуток времени существования сооружения. Для сооружения со сроком службы T_{C1} эта вероятность велика, а со сроком службы T_{C2} – сравнительно мала.

Ремонт и восстановление зданий. Техническая возможность и целесообразность восстановления, выбор способов усиления определяется в каждом случае индивидуально с учетом ряда конкретных факторов. Усиливают отдельные конструкции, связи между ними, повышают пространственную жесткость.

Наиболее распространены следующие способы восстановления зданий: обжатие металлическими тязами, устройство наружного металлического каркаса и железобетонных рам, изготовление цементными или полимерными растворами и др.

4.2. ВОЗДУШНЫЕ ВОЗМУЩЕНИЯ

Воздушные возмущения возникают в результате неустойчивого состояния воздушной массы.

Торнадо. Это сравнительно небольшие образования в атмосфере. Диаметр в среднем составляет 400 м, средний путь – 25 км. Скорость ветра в торнадо порой достигает 400 км/ч. Энергия огромна. В 1931 году в штате Миннесота торнадо поднял в воздух железнодорожный вагон со 117 пассажирами, перенес на 24 м и без повреждений опустил в кювет. Сильные перепады давления разрушают объекты. Восходящие потоки воздуха поднимают вверх различные предметы и переносят их на расстояния до нескольких сотен метров. Предметы ударяют в здания и могут вызвать большие разрушения [2].

В США ежегодно регистрируются около 900 торнадо. Большинство из них приходится на Долину Смерчей, протянувшуюся от западного Техаса до Канзаса. Информацию о торнадо для проектировщиков дает Институт исследований стихийных бедствий Техасского технического университета. При разработке проектных решений исходят из следующих критериев: доступность, возможность исследования, уровень защиты и экономичность. В школьных зданиях предусматриваются защитные зоны, расположенные ближе к центру и соединенные коридорами с классными комнатами. Давления, индуцированные ветром, могут вызвать разрушения любых слабых связей. Вследствие аэродинамического эффекта наиболее высокие давления возникают по углам крыш и стен, в районе карнизов. Важно обеспечить надежные соединения между элементами крыши и конструкции стен.

Тропические циклоны (тайфуны, циклоны, ураганы). В средних широтах на границе различно нагретых воздушных масс, т.е. на теплом или холодном фронте, за счет перепада давлений возникает такое синоптическое атмосферное движение, как внетропический циклон, охватывающий огромную территорию, иногда до 3000 км в диаметре. При этом по краям такого циклона дуют сильные ветры, которые могут усиливаться до шторма. В основном внетропические циклоны, характерные для средних широт Евразии, движутся с запада на восток со скоростью порядка 20 км/ч летом и 50 км/ч зимой. Скорость ветра достигает 320 км/ч. Чудовищная сила тропического циклона является результатом исключительно больших градиентов давлений. Иногда ветер дует в одном направлении со страшной силой. Затем наступает полное безветрие. После чего ветер начинает дуть снова, но в противоположном направлении. В 1953 году бюро погоды США официально приняло систему наименования тропических циклонов женскими именами в их алфавитном порядке. Диаметр циклона составляет от 480 до 900 км.

21 сентября 1974 года появились начальные сведения об урагане «Фифа», который пронесся над Никарагуа, Гондурасом, Сальвадором, Гватемалой и Мексикой. Ущерб, причиненный ураганом, превысил миллиард долларов. Последствие урагана сказывалось на экономике перечисленных стран в течение пяти лет. Давление ветра на сооружение пропорционально квадрату скорости. Наибольшая скорость ветра зарегистрирована 12 апреля 1934 года в Нью-Гемпшире и равнялась 416 км/ч. Давление ветра составляло 722 кг/м².

Наиболее изучено воздействие ураганных нагрузок на мосты, высотные сооружения. Устойчивость мостов, например, исследуется на моделях в аэродинамических трубах.

Ураган «Катрина» – самый разрушительный ураган в истории США. Это был ураган 5 категории по шкале ураганов Саффира–Симпсона, шестой по силе ураган Атлантического бассейна за всю историю наблюдений. Произошел в конце августа 2005 года. Наиболее тяжелый ущерб был причинен Новому Орлеану в Луизиане, где под водой оказалось около 80% площади города. В результате стихийного бедствия погибли 1836 жителей, экономический ущерб составил \$125 млрд (оценка 2007).

За несколько дней, разрушая все на своем пути, он прокатился по побережью Флориды, Мексиканскому заливу и штату Луизиана. Главный город штата Луизиана – Новый Орлеан был затоплен, разрушены и затоплены населенные пункты в прибрежных районах Луизианы, Миссисипи и Алабамы. Более 1000 человек погибло.

Шторм «Харви» (США, Хьюстон, конец августа 2017) – один из наиболее разрушительных. Ущерб превысил более 250 млрд долларов. Огромные повреждения вызвал ураган «Ирма», скорость ветра достигала 250 км/ч.

Воздействие ветровой нагрузки на здания и сооружения.
По СНИП 2.01.07–85 ветровую нагрузку ω определяют как сумму средней ω_m и пульсационной ω_p составляющих, т.е. $\omega = \omega_m + \omega_p$ [129].

Нормативные значения пульсационной составляющей ветровой нагрузки ω_p на высоте z находят в зависимости от состояния первой f_1 , второй f_2 и предельной собственной частоты f_v колебаний.

Для сооружений цилиндрической формы при $f_1 < f_v$ необходимо дополнительно производить расчет на резонанс. Критическую скорость ветра, вызывающую резонансные колебания сооружения в направлении, перпендикулярном ветровому потоку, допускается определять по формуле

$$V_{kp1} = \frac{d}{T_i Sh}, \quad (4.1)$$

где T_i – период собственных колебаний сооружения по i -й формуле; Sh – число Струхала поперечного сечения (для круга Sh = 0,2, для сечения с угловыми точками Sh = 0,15).

Критерий подобия Струхала

$$Sh = ndv, \quad (4.2)$$

где n – частота срыва вихрей; d – размер сооружения.

Инерционную силу, приложенную к середине участка j , при колебаниях сооружения по i -й собственной форме определяют по формуле

$$G_{ijn} = M_j \xi_i \eta_{ij} v, \quad (4.3)$$

где M_j – масса j -го участка; ξ_i – коэффициент динамичности; η_{ij} – приведенное ускорение; v – коэффициент, учитывающий пространственную корреляцию пульсации скорости ветра.

Различают два явления аэродинамической неустойчивости: вихревое возбуждение и галопирование гибких призматических конструкций.

Для описания скоростей ветра используют степенной закон

$$v(z) = v_{\text{анем}} \left(\frac{z}{z_{\text{анем}}} \right)^a, \quad (4.4)$$

где $v(z)$ и $v_{\text{анем}}$ – скорости ветра на уровне z и на стандартном уровне расположения анемометра (10 м).

Нестационарные динамические силы зависят от чисел Рейнольдса Re . При $Re < 10$ имеет место ламинарный поток, при $Re > 50$ начинается попеременный отрыв вихрей от сооружения цилиндрической формы, $150 < Re < 300$ поток становится турбулентным, а отрыв вихрей нерегулярным. Начиная с $Re = 300$ в отрыве вихрей наблюдают периодичность. На колебания потока налагаются турбулентные флуктуации. Заметим, что

$$Re = vd/v = \rho vd/\mu, \quad (4.5)$$

где v – скорость невозмущенного потока; ρ – плотность воздуха; μ – его вязкость; ν – кинематическая вязкость.

4.3. ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ, ПОВРЕЖДЕННЫЕ ПОЖАРОМ

В результате пожаров в зданиях повреждаются их конструкции вплоть до полного разрушения. Степень огневого воздействия на строительные конструкции зависит от их материала, размеров, температуры и длительности пожара [41, 79, 97, 120, 121, 135, 150, 188, 232].

Деревянные конструкции [97, 219, 232]. При огневом воздействии на деревянные конструкции из них выделяются горючие газы, которые сгорают вне древесины. Под действием высокой температуры и отсутствии достаточного количества воздуха происходит перегонка, древесина нагревается и обугливается. Влажность древесины уменьшается, а прочность необугленных слоев конструкции возрастает. При

тушении пожара вода, попадая на древесину, увлажняет ее, и прочность становится равной той, которую она имела до пожара.

При восстановлении деревянной обгоревшей конструкции весь обуглившийся слой древесины должен быть удален, так как он длительное время сохраняет неприятный запах. В деревянных конструкциях определяют сечение элементов за вычетом толщины обугливания.

Расчетное сопротивление древесины при этом принимают как для древесины, не подвергшейся огневому воздействию.

Стальные конструкции [102]. Стальные конструкции выполняются из малоуглеродистой стали. При нагреве стальных элементов выше 600 °С они получают большие деформации и не могут быть использованы по назначению.

Усиление стальных конструкций, подвергшихся огневому воздействию при пожаре, производится теми же методами, что и конструкции, не поврежденные пожаром.

В стальных элементах определяют их сечение, при этом учитывая время возведения здания. Определяются прогибы в вертикальной и горизонтальной плоскостях.

Расчетное сопротивление стали принимают в зависимости от времени выпуска стального проката без учета огневого воздействия. При этом учитывают наличие искривлений оси поврежденного элемента.

Каменные конструкции [102]. Каменные конструкции (стены, столбы, своды) повреждаются с поверхности. Повреждения выражаются глубиной шелушения кирпича. При этом конструкции из силикатного кирпича получают более глубокие повреждения по сравнению с конструкциями из керамического кирпича. В результате тепловых воздействий при пожарах каменные стены и своды могут получить большие деформации, приводящие к образованию трещин. Усиливают каменные конструкции, поврежденные пожаром, так же как и конструкции, не подвергшиеся огневому воздействию. Остаточная несущая способность каменной кладки также зависит от температуры и длительности пожара. Камни кладки и раствор повреждаются только на ее поверхности. В расчетах остаточной несущей способности необходимо учитывать наличие трещин в кладке.

Железобетонные конструкции [102]. Наиболее сложным является учет степени огневого повреждения при пожарах железобетонных конструкций. Разнородность материалов, составляющих железобетон, при нагреве приводит к разным температурным деформациям, нарушает связь между цементным камнем, крупным и мелким заполните-

лями и арматурой. В результате в железобетонных элементах происходят необратимые изменения механических свойств, снижение прочности на сжатие и растяжение, дополнительные прогибы.

Изменения механических свойств бетона при его нагреве и последующем охлаждении в настоящее время оцениваются очень приблизительно. Это затрудняет определение несущей способности железобетонных элементов, подвергшихся огневому воздействию при пожаре и последующему охлаждению, особенно для сжатых элементов. Обычно после пожара нет точных данных о температуре нагрева конструкций и продолжительности пожара. Приходится судить об этом по состоянию и цвету поверхности железобетонных конструкций после огневого воздействия пожара на них.

Для принятия решения по использованию конструкций, подвергшихся огневому воздействию при пожаре, производят техническое обследование пострадавшего здания. Целью технического обследования является определение остаточной несущей способности поврежденных пожаром конструкций.

Для расследования причин аварий организуют технические комиссии: государственную или местную в зависимости от величины убытка. Местную комиссию возглавляет руководитель предприятия организации или учреждения.

В задачи комиссии входят [79]: исследование основных параметров огневого воздействия; выяснение причин обрушения (повреждения) конструкций во время пожара: оценка влияния огневого воздействия на строительные конструкции и определение ущерба; разработка мероприятий по ликвидации последствий пожара.

Результаты работы местная комиссия оформляет техническим актом, к которому прилагают протоколы лабораторных исследований материалов, конструкций, поверочные расчеты. Для оценки технического состояния конструкции, возможности и целесообразности восстановления здания или сооружения привлекают строительных экспертов. Они проводят экспертизу причин обрушения конструкций при пожаре, выясняют недостатки и преимущества различных типов строительных конструкций, определяют пригодность демонстративных конструкций для дальнейшей эксплуатации, определяют отступления от проекта и нормативных документов, разрабатывают рекомендации по восстановлению эксплуатационных характеристик конструкций опасной зоны.

Выделяют участки сильных, средних, слабых разрушений и неповрежденную зону. Участки разрушения включают обрушившиеся части здания, разрушенные конструкции. Признаком разрушения считают

остаточные прогибы, превышающие предельно допустимые в 10 и более раз.

За предел жесткости строительных конструкций принимается [120] время в часах и минутах от начала их огневого стандартного испытания до возникновения одного из определенных состояний по огнестойкости.

Различают несколько состояний по огнестойкости:

- плотность (по образованию в конструкциях сквозных трещин);
- теплоизолирующая способность (по повышению температуры на необогреваемой поверхности в среднем более чем на 160 °С);
- потеря несущей способности (обрушение или прогибы).

Длительность пожаров на различных предприятиях существенно отличается и колеблется в пределах от 0,2 до 12 ч. В промышленных зданиях длительность пожара составляет 2...4 ч, температура 1200...500 °С. В цехах химических производств, длительность пожара достигает 6...8 ч, температура – 1500...2000 °С.

Степень риска обрушения железобетонных конструкций зависит от удельной огневой нагрузки (табл. 4.2).

Удельную огневую нагрузку q , МДж/м², определяют по формуле

$$q_0 = b_0 \sum (M_i Q_i) / F_{\text{пож}}, \quad (4.6)$$

где $0 < b_0 < 1$ – коэффициент выгорания; M_i – масса горючих материалов; Q_i – низшая теплота сгорания, кДж/кг, i -го горючего материала; $F_{\text{пож}}$ – площадь горения.

4.2. Степень риска обрушения железобетонных конструкций

Класс огневой нагрузки	Удельная огневая нагрузка, МДж/м ²	Степень риска обрушения
1	Нулевая – 0	Нет
2	Незаметная – 20...200	
3	Очень слабая – 200...400	
4	Слабая – 400...800	Малая
5	Умеренная – 800...1500	
6	Сильная – 1500...2500	
7	Очень сильная – 2500...3500	
8	Разрушительная – 3500...5000	Высокая
9	Опустошительная – 5000...10 000	
10	Катастрофическая – 10 000	

При нагреве железобетонный элемент удлиняется на величину, большую удлинения бетона и меньшую удлинения арматуры. В элементе возникают внутренние напряжения с растяжением в бетоне и сжатием в арматуре [121]. Арматура расширяется больше, чем бетон и разрывает его. При температуре выше 300...500 °С возникает ползучесть и релаксация напряжения в бетоне и арматуре. Напряжения в арматуре и бетоне между трещинами снижается, а удлинение железобетонного элемента приближается к удлинению бетона. Деформации от резкого температурного расширения арматуры и бетона оказывают такое же влияние на напряженное состояние как и усадка бетона при нормальной температуре.

На рисунке 4.15 приведена схема разрушения балок из конструкционного керамзитобетона (Милованов А. Ф., Алимханов Н. Ж. Расчет наклонных сечений изгибаемых элементов из жаростойкого керамзитобетона // Бетон и железобетон. 1989. № 10. С. 13–14). Балки армировали рабочей арматурой 2Ø20 А-III и поперечной Ø6 А-I.

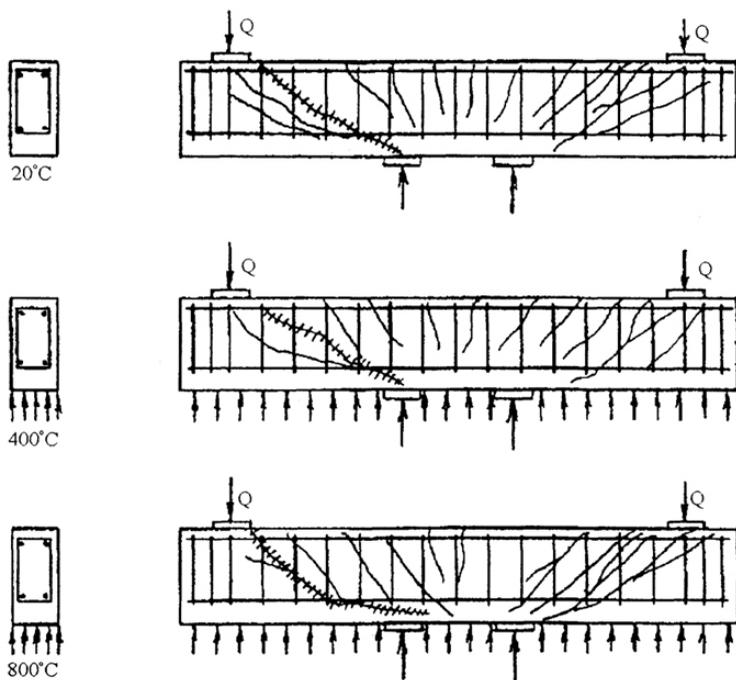


Рис. 4.15. Характер развития наклонных трещин при разрушении балок прямоугольного сечения с укороченными хомутами

После одностороннего нагрева до достижения заданной арматуры и 2-часового выдерживания балки нагружали сосредоточенными силами, приложенными на консольных участках. Нагрев со стороны крайнего сжатого волокна бетона до 400 °С увеличивает раскрытие наклонных трещин в 1,1 раза, а до 800 °С – в 2,3 раза. Односторонний кратковременный нагрев до 400 °С снизил прочность наклонных сечений балок в среднем на 10%, а до 800 °С – на 20%.

Пожар проходит три стадии:

- 1) начальная стадия (5...30 мин), характеризуется возгоранием материалов ($t_1 = 100...250$ °С);
- 2) стадия интенсивного горения ($t_2 = 600...400$ °С);
- 3) стадия медленного снижения температуры.

Огневое воздействие на строительные конструкции характеризуется мощностью, определяемой количеством теплоты пожара на единицу площади в единицу времени.

Цвет бетона, подвергшегося огневому воздействию, изменяется в зависимости от вида заполнителя и вяжущего. При температуре до 300 °С тяжелый бетон принимает розовый оттенок, при 400...600 °С – красноватый, при 900...1000 °С – бледно-серый. Коэффициент линейного расширения заполнителей изменяется в широких пределах. Вследствие этого при умеренно высоких температурах сцепление заполнителя с цементным раствором резко снижается. Происходит температурное «растопливание» при $t \approx 300...400$ °С. При дальнейшем увеличении температуры образуются макротрещины. Образцы, прогретые при $t \geq 700$ °С, после охлаждения разрушаются. Взрывоопасное разрушение бетона возникает при быстром нагреве поверхности. Часто это происходит в статически неопределимых, преднапряженных и тонкостенных элементах.

При пожаре наблюдается значительный (до 1000 °С) перепад температур между обогреваемой и необогреваемой поверхностями. Вследствие этого прочность по сечению изменяется. Предельная сжимаемость бетона с повышением температуры нагрева на 200, 400 и 500 °С увеличивается в 1,6, 2,2 и 2,3 раза по сравнению с ненагретым бетоном. Остаточные пределы прочности бетона на сжатие различных слоев бетона в момент разрушения резко отличаются.

Не защищенные от огня тонкостенные металлические конструкции наиболее чувствительны к тепловому потоку. При $t \leq 200$ °С дополнительные деформации металла незначительные. С увеличением температуры остаточные деформации резко возрастают.

4.3. Изменение состояния других материалов при повышении температуры

$T, ^\circ\text{C}$	Изменение состояния при пожаре
<i>Силикатный кирпич</i>	
300	Возрастание прочности до 60% первоначальной
600	Начало снижения прочности
700	Снижение прочности в 2 раза, образование трещин
900	Снижение прочности в 5 раз, интенсивное образование трещин
<i>Глиняный кирпич</i>	
800...900	Возникновение малых поверхностных трещин, более сильное образование трещин в цементно-песчаном растворе
900...1000	Незначительные отколы углов кирпича, выступающих на поверхность, шелушение поверхности раствора
1000...1200	Сильное повреждение кладки на 10...15 мм, откалывание лещадок, выкрашивание раствора на 10...20 мм
1200...1350	Размягчение легкоплавких включений на толщину прогрева
<i>Древесина</i>	
110	Высыхание с выделением летучих веществ
110...150	Пожелтение
150...250	Образование коричневой окраски
250...300	Возникновение следов воспламенения древесины
400...600	Незначительное обугливание по толщине
600...800	Образование крупнопористого древесного угля
800...1000	Значительное выгорание мелкопористого угля
Более 1000	Полное выгорание древесины, обрушение конструкций
<i>Сталь</i>	
200...250	Разрушение лакокрасочного защитного покрытия
300...400	Коробление элементов конструкций
Более 400	Резкое падение прочностных характеристик стали и несущей способности конструкций

Нагруженные элементы конструкции после нагрева до 500...600 °С имеют значительные деформации и через 15...20 мин обрушаются. При $t = 1100...1300$ °С происходит изменение структуры и снижение механических свойств. При $t > 1400$ °С отдельные участки конструкции оплавляются.

В горячих цехах появляются большие температурные перемещения [79], приводящие к отклонению конструкций от проектного положения. При наличии связей возникают дополнительные усилия. Они могут привести к искривлению элементов и появлению трещин. Источниками тепловых воздействий являются доменные, сталеплавильные, сталелитейные печи, конвекторы и чугунолитейные вагранки и др.

Воздух вблизи несущих и ограждающих конструкций нагревается до 50...150 °С. Многократный импульсный нагрев до 50...70 тепломсмен в сутки приводит к короблению плит и расшатыванию структуры бетона.

Расчет на огнестойкость металлических конструкций включает:

- определение критической температуры, при которой происходит исчерпывание несущей способности при заданных нагрузках;
- определение времени прогрева элементов до критической температуры, т.е. предела огнестойкости.

Если при $t = 20$ °С модуль упругости равен 1, то при 200 °С – 0,94; 300 °С – 0,90; 400 °С – 0,86; 500 °С – 0,80; 600 °С – 0,72; 700 °С – 0,59. Предел текучести при этих температурах соответственно равен: 0,85; 0,77; 0,7; 0,58; 0,34; 0,11.

Железобетонные конструкции подвергаются воздействию как климатической, так и технологической температуры. Технологические температуры могут колебаться от 180 до 1200 °С, климатические от 60 до 70 °С. В южной строительно-климатической зоне преимущественно применяют высокопрочные быстротвердеющие портландцементы и низкоалюминатные портландцементы. Быстрый набор прочности цементного камня приводит к образованию плотных оболочек новообразований, препятствующих поступлению воды к негидратированным цементным зернам.

Для изготовления жаростойких бетонов применяют:

- гидравлические вяжущие – портландцемент, быстротвердеющий портландцемент, шлакопортландцемент; глиноземистый, высокоглиноземистый;
- воздушные вяжущие – жидкое стекло, триклазовый цемент;
- химические связующие – силикат натрия, фосфатин и др.

Разработан самовспучивающийся жаростойкий бетон. После затворения водой происходит увеличение объема исходного материала в 2–2,5 раза. Бетон используют для изготовления жаростойких ограждений конструкций с объемной массой 400...450 кг/м³. В процессе эксплуатации нефтехранилищ на конструкции действуют температуры от 100...150 °С и ниже, а в критических условиях – выше 400 °С.

По данным работы [79] прочность бетона повышается, а модуль упругости понижается при температуре до 100 °С:

- бетон сохраняет свою нормальную прочность, модуль упругости уменьшается при температуре 100 °С;
- коэффициент теплового расширения растет при температуре свыше 120 °С;
- усадка бетона возрастает при повышении температуры;
- ползучесть бетона возрастает до 3 раз с повышением температуры;
- деформация ползучести при переменной температуре воздействия увеличивается;
- прочность бетона при температуре от 400 до 500 °С вследствие разрыхления структуры резко уменьшается;
- модуль упругости уменьшается на 40...50%;
- остаточные деформации ползучести и усадочные сильно увеличиваются.

В ряде случаев пожары сопровождаются взрывами. При этом на конструкции действуют два вида особых нагрузок – динамические и высокотемпературные. Возможно существенное влияние предварительного нагрева на динамическую прочность или предварительного динамического нагружения на температуру разрушения бетона.

В современных высотных зданиях дым и огонь в считанные минуты распространяется по всем этажам через лифтовые шахты и лестничные клетки. Так, 30-этажное здание гостиницы «Хилтон» в г. Лас-Вегасе (США, 1981 г.) в течение 10...15 мин было охвачено огнем. Пожар возник на 8-м этаже. Так же быстро распространился пожар в гостинице «Россия» (25 февраля 1977 г.).

Наибольший ущерб приносят пожары на химических и нефтеперерабатывающих предприятиях, лакокрасочных заводах и т.п. Они охватывают прилегающие территории и для их ликвидации требуется длительное время. Примером тому является пожар вблизи г. Мехико (Мексика, 1984 г.). Столб огня и дыма достигал почти километровой высоты. Практически уничтожен был весь поселок. Причиной явилось

короткое замыкание в одной из лабораторий. Крупнейшие пожары произошли в г. Сингапуре (Малайзия, 1972 г.), Маниле (Филиппины, 1982 г.), на площади 3...4 га уничтожены все здания.

Пример результатов обследования после пожара железобетонных конструкций корпуса № 2 комплекса производства дисперсных красителей ПО «Пигмент». Проект корпуса № 2 разработан^{*} в 1980 году институтом Гипроорхим г. Москвы. Здание – прямоугольное в плане с размерами в осях 30×181,2 м; в осях 25-33-А-Е – 4-этажное; в осях 18-25-А-Е – 5-этажное. Высота этажей составляет 6 и 7,2 м. Здание по осям II, 17-18, 23-24 разделено поперечными температурными швами. В осях 1-2-Д-Е; 22-23-А-Б и 31-32-А-Б расположены кирпичные вставки с лестничными клетками и лифтовыми шахтами на всю высоту здания с выходом на кровлю.

Каркас здания выполнен из сборных железобетонных конструкций серии ИИ-20 с опиранием плит перекрытия на ригели прямоугольного сечения. В осях 1-23-А-Е покрытие выполнено из односкатных преднапряженных балок пролетом 12 м по серии 1.462-1в1,2 марки 2Б012-4А-ШВ. Армированы предварительно напряженной арматурой 5Ø25 А-ШВ вместо проектной 8Ø18А-IV. Поперечная арматура у опоры 2Ø8 А-III с шагом 200 мм. Бетон класса В25 на гранитном щебне. По балкам покрытия смонтированы предварительно напряженные плиты по серии 1,463 вмп 3 (шифр 223-67). Размеры плит в плане 1,5×6 и 3×6 м. Железобетонные колонны по осям А и Е, В и Г высотой 10,8 м, поперечным сечением 400×600 мм, армированы 6Ø32 А-III. Стык колонн выполнен на высоте 60 см от верха плит перекрытия. Поперечная арматура 10Ø6 А-III. Бетон колонн предусмотрен классов В35 и В40 на гранитном щебне. Колонны выполнялись по чертежам института Гипроорхим серии ИИ 22-3/70. Балки перекрытия пролетом 6 м изготовлены по серии ПК01-115 двускатные марки БД 6-3. Армированы в пролете 3Ø25 А-III, у опоры 2Ø25 А-III. Поперечная арматура у опоры 2Ø12 А-II с шагом 100 мм. Бетон класса В25 на гранитном щебне. По рядам А, Б, В, Г, Д и Е выполнены металлические вертикальные связи между колоннами. Наружные стены – навесные керамзитобетонные толщиной 240 мм по серии 1.432-5в1. Кровля рубероидная, многослойная.

В конструктивном отношении участок корпуса в осях 1-17-А-Е представляет собой в поперечном направлении 4-этажную раму. На 1, 2 и 3 этажах рама 5-пролетная с жесткими узлами. На 4-м этаже рама 3-пролетная с шарнирными верхними узлами. Продольная устойчивость здания обеспечивается жесткими дисками покрытий и вертикальными металлическими связями между колоннами.

13 мая 1983 года в 11 часов 15 минут в строящейся камере хранения льда (размером в плане 8,2×16,2 и высотой 7,0 м) на отм. ±0 во время производства электросварочных работ возник пожар. Сгорела теплоизоляционная облицовка толщиной 200 мм из пенополистирола ПСБ-С вместе с деревянным каркасом и фанерной обшивкой стен по теплоизоляции на высоту 3,6 м. Штукатурка по пенополистиролу стен и потолка не выполнялась.

Продолжительность пожара составила около одного часа. Огневому воздействию подверглись строительные конструкции в осях 18-21 между рядами А-Б-В на отметках +7,2 и +13,15. В целом пожар (с точки зрения его воздействия на конструкции) можно характеризовать как слабой степени огневой интенсивности по следующим причинам:

1. При сгорании (в случае постороннего источника огня) полистирол не дает большого пламени.

2. Через систему проемов в перекрытиях и оконные проемы происходил значительный отвод тепла наружу и, следовательно, конструкции прогревались слабо.

3. Пламя практически не касалось железобетонных конструкций на отм. +7,2 и совсем не достигало конструкций на вышележащих отметках.

В результате пожара произошли разрушения третьей категории.

После пожара в осях 18÷21 между рядами А-Б-В колонны, ригели и плиты перекрытий вплоть до отм. +13,15 в результате теплового воздействия имели сильные повреждения защитного слоя бетона (бетон легко откалывался при ударе молотком). В плитах перекрытия на отм. +7,2 и +13,15 имелись сквозные отверстия. Прогибы в указанных конструкциях от пожара отсутствовали.

Разработаны следующие рекомендации. В результате тщательно анализа режима огневого воздействия, оценки качества арматуры и бетона конструкций следует считать, что физико-механические свойства арматуры и бетона (за пределами защитного слоя) практически не изменились. Считать пригодными к эксплуатации без усиления колонны и ригели. В указанных конструкциях нарушенный защитный слой удалить, бетон расчистить и восстановить защитный слой с помощью торкретирования или затирки цементным раствором марки М200 по сетке «Рабица». В плитах перекрытий (на отм. +7,2 и +13,15) бетон, поврежденный сквозными отверстиями, удалить и вновь восстановить с устройством дополнительного армирования сеткой из 04-5 (А-I) с шагом 150×150 мм. В плитах перекрытий (на отм. +7,2 и +13,15) поврежденный бетон только в пределах защитного слоя восстановили

с помощью торкретирования или затирки цементным раствором марки М200. Поврежденный защитный слой бетона в ребрах плит восстановить с помощью торкрета или затирки цементным раствором М200. Деформированные металлические элементы связей и других конструкций восстановить, вырезать и заменить новыми из того же профиля.

Второй раз пожар возник 2 июля 1992 года во время производства электросварочных работ на 4-м этаже в осях 4-П-А-Е. В зоне очага пожара в районе фильпрессов, транспортеров температура на высоте 2...6 м составляла 1200...1300 °С, на высоте 0...2 м – 800...900 °С, в других местах – 200...800 °С.

После ликвидации пожара оказались обрушенными плиты покрытия в осях 5-6-Г-Б (частично в В-Б), 6-7-А-Г, 7-9-В-Е (частично в В-Б), 9-11-Г-В (частично в В-Б). В ночь на 3 июля произошло обрушение балки по оси 8 в рядах Г-Е. Это обрушение привело к излому колонны по оси В-Е на уровне 0,5 от уровня пола 4-го этажа.

Во многих плитах панели оказались полностью разрушенными. Ребра потеряли несущую способность за счет нарушения структуры бетона и резкого снижения прочности, снятия предварительного напряжения, снижения сцепления арматуры с бетоном. Остальная часть плит в осях 3-П-А-Б пришла в полную негодность и было рекомендовано их демонтировать. Ряд плит поврежден коррозией: имелись трещины в бетоне, коррелирована арматура. Их можно было бы отремонтировать, но, учитывая неудовлетворительное состояние балок покрытия, решено также демонтировать. Плиты в осях 2-3 рядами А-Г и В-Г не демонтировались. Защитные слои рекомендовано восстановить. Решено также кровлю снять и утеплить, заменить утеплитель на более легкий.

Балки покрытия подвергались температурному воздействию неравномерно. Изменился цвет бетона – он стал светлым. Появились трещины с шириной раскрытия до 2 мм. В балках ВД6 местами произошел отрыв сжатой полки от стенки. Балки 2Б012 были покрыты сеткой трещин, защитный слой бетона на отдельных участках отстал. Прогиб этих балок значительно превышал допустимый, достигая 12 см.

Значительное повреждение балок произошло из-за потери предварительного напряжения в продольной арматуре, нарушения сцепления арматуры с бетоном, снижения прочности бетона до класса В7.5...В12.5 (прочность бетона определяли молотком Физделя). Прямая прочность бетона при температуре выше 400 °С снижается вследствие нарушения структуры бетона. При нагреве затвердевший цемент, обезвоживаясь, дает усадку, а щебень расширяется.

Металлические столики, на которых установлены балки БДб, деформировались. Принято решение балки демонтировать.

Отмечены следующие дефекты в колоннах: появились трещины с шириной раскрытия до 1 мм, нарушен защитный слой бетона, отслоился бетон от продольной арматуры, оплавлен бетон и арматура, снижена прочность бетона до класса В-7.5. Часть колонн должна быть заменена, часть подлежала восстановлению. Образовались трещины в кирпичных стенах лестничной клетки. Ширина трещин при нагреве достигала 8 мм, а после остывания всех элементов каркаса уменьшилась до 1 мм. Металлические оконные переплеты на отдельных участках значительно деформированы. Разработан проект восстановления корпуса, предусматривающий демонтаж, замену и усиление несущих и ограждающих конструкций, восстановление защитного слоя и антикоррозионной защиты, заделку трещин в кирпичных стенах, замену поврежденных вертикальных связей и переплетов, восстановление гидроизоляции пола и другие работы.

Пожар в клубе «Хромая лошадь» – крупнейший по числу жертв пожар в постсоветской России, произошедший 5 декабря 2009 года в ночном клубе «Хромая лошадь» в Перми по адресу: ул. Куйбышева, 9, и повлекший смерть 156 человек.

Согласно основной версии, возгоранию способствовала небольшая высота потолка и имевшийся на нем декор из ивовых прутьев и холста. Ударившие в потолок искры привели к его возгоранию. Быстрому распространению огня способствовали:

– использованный вопреки строительным нормам пенопласт (из-за жалоб жителей дома клуб решили звукоизолировать, хотя пенопласт не служит звукоизоляционным материалом и должен применяться только внутри конструкции);

- пластиковая отделка стен;
- скопившаяся на потолке пыль;
- высокая температура воздуха в помещении.

К часу ночи температура была выше 30°С. Так же следует обратить внимание, что сам потолок был пропитан огнезащитными веществами и от пожара практически не пострадал. Зато загорелся пенополистирол, а «его горение сравнимо с напалмом, при возгорании огонь буквально лился сверху на людей», отмечал один из следователей этого дела.

Главной причиной массовой гибели стала незаконная реконструкция здания, а не пиротехника, считает пермский губернатор О. А. Чиркунов. В интервью «Известиям» он сказал, что пиротехника – это причина пожара, а не гибели людей.

Чиркунов считает, что люди погибли из-за незаконной реконструкции, которая стала результатом попустительства чиновников. Люди погибли по причине того, что «оказались заперты в ловушке, потому что из-за незаконной реконструкции здания пути эвакуации были перекрыты», сказал он.

4.4. НАВОДНЕНИЯ

Наводнение – значительное затопление местности в результате подъема воды. Природно-климатическими условиями возникновения наводнений являются: выпадение осадков в виде дождя, таяние большого количества снега и льда, цунами, освобождение водохранилищ.

Типы наводнений:

- дождевого типа;
- затопление побережья в результате поднятия уровня моря при шторме или уровня рек;
- вследствие опускания суши;
- наводнения при обильном таянии снега;
- наводнения, связанные с разрушением защитных сооружений (дамбы, плотины);
- наводнения из-за недостаточной пропускной способности водоотводов [2, 180, 237].

Наводнения влекут за собой затопление жилищ, промышленных и сельскохозяйственных объектов, разрушение зданий и сооружений или снижение их капитальности.

В России наводнения, наряду с другими стихийными бедствиями, занимают первое место по повторяемости и материальному ущербу.

При крупных катастрофах, когда вода собирает площадь в несколько сотен квадратных метров, поток воды может наносить огромный ущерб. Деревянные строения разрушаются в течение 3...4 ч. Разрушение кирпичных зданий происходит за 5...10 сут, из-за размыва оснований. Более устойчивы блочные бетонные здания с фундаментами из бетонных (железобетонных) плит.

Основной причиной разрушения зданий является водонасыщение и размыв грунта основания, вследствие чего он теряет прочность и подвергается вымыванию. Далее следует неравномерная осадка здания, которая влечет за собой разрушение конструкций зданий, обрывание канализационных, газовых и водопроводных труб, а также электрических кабелей.

Опасное воздействие поток воды может оказать на инженерные коммуникации, пересекающие русла рек, – мосты и дороги. При затоплении может произойти размыв грунта между опорами и подмыв опор, что в дальнейшем повлечет за собой разрушение всей конструкции.



Рис. 4.16. Размытие грунта автодороги Тюмень – Ханты-Мансийск

Примером аварии из-за гидрологического воздействия может служить размытие грунта автодороги Тюмень – Ханты-Мансийск (рис. 4.16). Утром 20 июля 2015 года на 447 км федеральной автодороги произошло проседание грунта, в результате чего были разрушены асфальтовое покрытие дорожного полотна и находящийся рядом мост через ручей Нюрым. Причиной размыва стали протяжные ливни, которые увеличили поток воды в ручье.

4.5. СЕЛИ

Селевые потоки – временные горные потоки смесей воды и обломочного материала. Они делятся на маломощные (суммарный объем селевого выноса до 10^4 м³), среднемощные ($2 \cdot 10^4 \dots 10^5$ м³), мощные ($10^5 \dots 9 \cdot 10^5$ м³), катастрофические ($>10^6$ м³). Основными параметрами потока являются: плотность, вязкость, скорость движения, высота и ширина дальности продвижения, предельная крутизна прекращения потока, расход, продолжительность, повторяемость, размер крупных включений и их масса. Имеющиеся математические модели позволяют прогнозировать процессы движения и трансформации селевых потоков, определять гидростатические и динамические давления, принимать конструктивные решения по снижению давления и возведению селезащитных конструкций и предотвращению селей.

5. ПРИМЕРЫ ИЗ ПРАКТИКИ

5.1. РЕАЛЬНЫЕ УСЛОВИЯ РАБОТЫ КОНСТРУКЦИЙ

В период возведения и особенно эксплуатации зданий и сооружений основания, фундаменты, надземные конструкции и узлы сопряжений находятся в постоянном взаимодействии. Происходит изменение механических характеристик материалов и грунта, напряженно-деформированного состояния вследствие проявления реологических свойств, накопление и развитие дефектов как в материале, так и в стыковых соединениях [10, 15, 19, 21, 28, 34, 35, 45, 60, 69, 77, 92].

Важно оценить долговечность строительных конструкций, т.е. способность оценить работоспособность в течение длительного времени с учетом планируемых восстановлений [23, 32, 155]. Продолжительность работы элементов здания или сооружения под нагрузкой и внешними воздействиями до наступления первого состояния называют техническим ресурсом.

Погрешности подразделяют на внезапные и постепенные. Внезапные погрешности возникают при просадках грунтов, перегрузках и динамических воздействиях. Постепенные – при постепенном повышении влажности глинистых грунтов, воздействии многократно повторяющейся нагрузки и агрессивной среды.

При проектировании оснований, как правило, не учитывают повышение влажности грунтов и подъем подземных вод. Совершенно не принимают в расчет изменение (обычно ухудшение) механических свойств грунтов вследствие насыщения вод технологическими растворами и маслами. Так, например, на территории ПО «Пигмент» в г. Тамбове в течение 25 лет уровень грунтовых вод поднялся до 10 м. В пределах контура каждого здания грунт пропитан растворами, используемыми в данном цехе. Воздействие растворов и масел приводит к заметному снижению прочностных и деформационных характеристик грунта. Это снижение может быть постепенным, но возможно и внезапное при достижении определенного порогового значения. Особенно опасно такое ухудшение характеристик грунта для фундаментов, подверженных значительным моментам и горизонтальным нагрузкам. В связи с этим при проектировании крупных промышленных предприятий следует прогнозировать изменение свойств грунтов при неизбежном повышении влажности и концентрации растворов, попадании масел в грунты.

Значительные повреждения несущих конструкций зданий связаны с неоднородностью механических свойств грунтов. Анализ материалов инженерно-геологических изысканий для центральной части г. Тамбова показал значительный разброс физико-механических свойств: $\rho = 1,55 \dots 2,00 \text{ г/см}^3$; $e = 0,5 \dots 1,1$; $E = 0,4 \dots 25,0 \text{ МПа}$. Коэффициент неоднородности по сжимаемости $\alpha = E_{\max}/E = 1,5 \dots 6,0$. Такие результаты получены по данным компрессионных и штамповых испытаний, статического зондирования. Удельное сопротивление зондированию песков, например, изменяется от 2 до 34 МПа. При получении показателей свойств грунтов возможны значительные погрешности, так как обычно не соблюдаются требования ГОСТов. В то же время имеется и существенная неоднородность грунтов строительных площадок.

Для повышения надежности проектных решений необходимо районирование территорий по степени неоднородности. Проектирование оснований, фундаментов и надземных частей зданий и сооружений следует вести с учетом степени неоднородности грунтов основания. Это потребует некоторого перерасхода материалов, но повысит долговечность зданий. При $\alpha > 2,5$ следует повысить жесткость зданий путем устройства армированных швов или железобетонных поясов в кирпичных зданиях, дополнительного армирования стеновых панелей и усиления стыков в панельных зданиях.

В последние годы заметно возросла агрессивность воздушной среды. На химических предприятиях, наряду с недопустимой концентрацией агрессивных веществ в воздухе, часто возникают протекания жидкости из технологических трубопроводов и емкостей. Вследствие этого происходит ухудшение физико-механических характеристик строительных материалов. По интенсивности ухудшения этих характеристик можно судить о степени агрессивности среды. Часто структурные изменения в материале вследствие коррозии, например, в бетоне не заметны. Однако прочность материала снижается, а деформативность повышается. Известны случаи появления коррозионных трещин, например, в предварительно напряженной арматуре.

В практике эксплуатации зданий и сооружений часто имеются видимые коррозионные разрушения в конструкциях и узлах сопряжений. Остаточную прочность материала, устойчивость конструкции трудно определить. Разработка надежных методов расчета при деградации материалов представляется нам чрезвычайно важной.

Часто причиной появления и развития дефектов является неудовлетворительная эксплуатация здания или сооружения: систематическое протекание воды с крыши, замачивание стен и основания, перегрузки вследствие изменения технологического процесса, поврежде-

ния конструкций машинами и механизмами, невыполнение ремонтных и ремонтно-восстановительных работ.

Обследование зданий ПО «Пигмент» в г. Тамбове показало, что на конструкции и здания в целом действует комплекс неблагоприятных факторов. С одной стороны, опасное воздействие на грунты растворов и масел при почти повсеместном подтоплении грунтовыми водами, с другой – постепенное коррозионное разрушение бетона, арматуры и прокатной стали. В местах протечек происходят значительные локальные разрушения. Они приводят к нарушению совместной работы бетона и стали, изменению расчетных схем, ослаблению стыковых соединений.

Увеличение интенсивности движения транспортных средств приводит к ухудшению эксплуатационного состояния зданий, сооружений и строительных конструкций. В процессе многократного повторного нагружения происходит появление микро- и макротрещин, т.е. разрушается структура и накапливаются повреждения. Интенсивность накопления повреждений для определенного вида грунта зависит от уровня нагрузки, частоты и числа циклов, истории нагружения, эксплуатационного режима.

Циклические напряжения приводят к снижению механических характеристик. К моменту разрушения коэффициент поперечного расширения бетона достигает критического значения. При циклическом воздействии нагрузки в основании наблюдается перераспределение напряжений, плотности, коэффициентов асимметрии.

Многократные повторные нагружения вызывают расстройство стыковых соединений, появление новых дефектов структуры. Возникают новые и развиваются имеющиеся трещины. Бетон по берегам трещин раскрашивается, и силы зацепления в наклонных трещинах резко снижаются. Нагельный эффект здесь ослабляется. На отдельных участках конструкций изменяется жесткость и перераспределяются усилия. Как известно, коррозия арматуры в месте трещин происходит при ширине раскрытия $\alpha_{crс} > 0,25$ мм. При этом их следует заделывать цементными или полимерными составами.

При разработке методов расчета оснований фундаментов следует учитывать реальные условия взаимодействий оснований, фундаментов и надфундаментных конструкций. В процессе строительства и эксплуатации зданий или сооружений происходят изменения:

- физических и механических характеристик вследствие сезонных и многолетних изменений влажности, химического состава грунтовых вод;

- нарушение структуры грунта при отрывке котлованов и устройстве фундаментов;
- характеристик строительных материалов («старение» бетона, накопление повреждений и др.);
- нагрузок на основание и фундамент вследствие перераспределения жесткостей и усилий в конструкциях и узлах сопряжений, возникновения циклических, динамических, температурных и других воздействий;
- условия нагрузок на фундаменты из-за ошибок при строительстве и расстройстве стыковых соединений.

В отдельных случаях, например при строительстве на просадочных грунтах, повышение влажности может привести грунт в пластическое состояние. Изменение условий эксплуатации приводит к дополнительным перемещениям фундаментов и надземных конструкций, т.е. будет происходить приспособление оснований и конструкций к меняющимся условиям работы оснований и конструкций.

Воздействие перегрузок от монтажа оборудования. Для монтажа оборудования, устанавливаемого по полу 1-го этажа, иногда используют существующие конструкции, балки, колонны, фундаменты. На монтажные нагрузки эти конструкции не были рассчитаны. В результате происходят значительные повреждения конструкции и дополнительные деформации основания.

Воздействие вибрации. Интенсивным источником вибраций является рельсовый городской транспорт (трамвай, метрополитен), железнодорожный транспорт, инженерно-техническое оборудование зданий (лифты, насосные установки), система отопления, канализации, мусоропроводов.

Вибрация используется в ряде технологических процессов: виброуплотнение, прессование, вибрационное бурение, рыхление, вибротранспортировка.

К виброопасному оборудованию относятся клепальные, рубильные станки, отбойные молотки, шредеры, трамбовки, вибраторы, дрели, шлифовальные машины, электропилы и др.

Вибрация оказывает на конструкции здания негативные механические воздействия [200], вызывая изменения ее состояния. Напряжения в каждой точке конструкции напрямую связаны с деформациями, возникающими в этой точке. Поэтому могут быть выражены через параметры вибрации. При этом пиковые значения напряжения связаны с пиковыми значениями скорости. Теоретически по результатам измерений вибрации можно определить механические напряжения и срав-

нить их с допустимыми значениями для данного элемента конструкции в зависимости от вида и продолжительности воздействия динамической нагрузки, свойств строительного материала и типа конструкции.

На состояние конструкции помимо пиковых напряжений влияют также накопительные усталостные изменения материала, которые невозможно определить по результатам измерений вибрации. Обычно усталостными эффектами пренебрегают, если динамическое напряжение менее 10% допустимого статического напряжения.

Помимо изменений состояния самой конструкции вибрация вызывает изменения свойств грунта, на котором установлено здание. Одним из таких изменений является локальное уплотнение грунта, которое может привести к повреждению конструкции из-за неравномерной осадки под фундаментом здания. Если вибрация носит долговременный характер, то уплотнение грунта может произойти даже на большом расстоянии от источника вибрации.

Еще более опасным явлением является разжижение грунта и потеря несущей способности под воздействием вибрации. Наиболее подвержены разжижению слабосвязные водонасыщенные грунты.

Воздействие на фундаменты электрокоррозии. Интенсивное разрушение железобетонных фундаментов может происходить вследствие коррозии от действия блуждающих токов (электрокоррозия). Источником их являются установки, использующие постоянный ток: аккумуляторные батареи, щиты постоянного тока, электролазерные устройства и т.п. Причиной возникновения блуждающих токов является повышенная проводимость отдельных слоев грунта и недостаточная изоляция токонесущих элементов. Попав в железобетонную конструкцию, ток распространяется по ответвлениям арматуры с силой, обратно пропорциональной омическому сопротивлению. На поверхности анодных участков появляется слой продуктов коррозии, в 2–2,5 раза превышающей первоначальный объем арматуры. Бетон под действием давления разделяется трещинами на куски, не подвергаясь заметным структурным изменениям.

Воздействие глубинных газов на конструкции фундаментов. Когда здание находится над геологическим разломом, из недр Земли выделяется много газов: водород, радон, углекислый газ, метан [41]. Водород окисляется раньше, чем доходит до поверхности земной коры, и превращается в родниковую воду. Остальные газы не успевают окисляться. Здания, находясь в зоне геологического разлома, начинают давать неравномерные усадки, что приводит к появлению трещин.

Через трещины газы проходят внутрь самих конструкций и разрушают материал. От них страдает (окисляется) стальная арматура, которая борется с разрушением в фундаментах, так как бетон рушится еще раньше от механических воздействий. Влияние этих факторов в совокупности превращает несущий конструктивный материал в простые непрочные соединения. Вследствие этого инженерное сооружение рушится.

Коррозионная активность грунтов. Грунты – очень агрессивная коррозионная среда, которая состоит из множества химических элементов [69, 140, 190, 218, 220]. Коррозионная агрессивность грунтов (табл. 5.1) определяется: влажностью, pH, аэрацией, составом почвы, пористостью, электропроводностью. По коррозионной активности грунты различают: высокой, средней и низкой агрессивности. Глинистые грунты из-за способности удерживать в себе воду считаются наиболее агрессивными. Песчаные грунты наоборот – инертны. Торфяные, болотные почвы содержат в своем составе большое количество органических кислот и обладают сильным негативным воздействием. Влага, находящаяся в почве, превращается в электролит и способствует ускоренному прохождению электрохимической коррозии. При неоднородности грунта возникают гальванические элементы и происходит неравномерная коррозия материала. Наличие в грунтах множества различных микроорганизмов вызывает биокоррозию.

Капиллярный подъем вод в грунтах [194]. Любой грунт имеет поры, а каждая пора – это тот же капилляр, по которому вода свободно поднимается, вопреки силе тяжести. Высота подъема капиллярной влаги зависит от типа грунта. В глинистых грунтах капиллярный подъем достигает 1,5 м, а в песчаных – 30 см. Высота подъема влаги в песках мала из-за слишком больших пор, соответственно капиллярная сила мала. Глина плотнее песка и имеет частицы меньшего размера, соответственно поры меньше, а капиллярный эффект больше.

5.1. Степень агрессивности грунтовых вод по водородному показателю и жесткости

Агрессивность воды	Содержание в 1 л воды солей кальция или магния	Степень
7 – нейтральная	До 3	Мягкая
<7 – кислотная	3...6	Среднежесткая
>7 – щелочная	6...10	Жесткая

Капиллярный эффект нужно учитывать при заложении фундамента. Влага может подниматься на 1,5 м и выше. Если основание фундамента оказывается ниже этого уровня, то фундамент окажется во влажном грунте. А это означает снижение несущей способности грунта и угрозу переувлажнения фундамента. Поэтому нужно обязательно предусматривать гидроизоляцию.

Капиллярные явления возникают не только в грунте, а также во всех каменных строительных материалах. При устройстве фундаментов чаще всего используется бетон. Он также имеет пористую структуру. По его порам влага распространяется как вверх, так и вглубь материала. Если подошва фундамента опирается на влажный грунт, то влага через подошву будет подниматься вверх. Вследствие увлажнения начнется постепенное разрушение фундаментов и стен. Чтобы этого не происходило, необходимо делать горизонтальную и вертикальную гидроизоляцию, между грунтом и подошвой фундамента, а также между цоколем и стеной дома.

Различают следующие степени обводненности:

– необводненное – подошва располагается выше горизонта грунтовых вод, фундаменты и стены находятся в зоне капиллярного подъема;

– временно обводненное – подошва фундамента располагается выше горизонта грунтовых вод, на фундаменты и стены воздействует сезонная верховодка и капиллярная вода;

– постоянно обводненное – фундаменты и стены полностью или частично находятся в водоносном слое.

Капиллярный подъем вод в грунтах достигает следующих величин, м:

– пески крупнозернистые	0,03...0,15;
– пески среднезернистые	0,15...0,35;
– пески мелкозернистые	0,35...1,10;
– супеси	1,1...2,0;
– суглинки мелкие	2,0...2,5;
– суглинки мелкие и тяжелые	3,5...6,5;
– глины	до 12;
– илы	до 25.

5.2. ОШИБКИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ, СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЭКСПЛУАТАЦИИ

Дефекты, возникающие при строительстве и эксплуатации зданий, снижают эксплуатационные качества и сроки службы, иногда требуют остановки производства. Чрезмерные деформации часто вы-

зываются неравномерной осадкой оснований. Причиной этих осадок является несоблюдение требований СНиП при строительстве и эксплуатации зданий, несвоевременный и некачественный ремонт.

Ошибки при изысканиях и проектировании. Ошибки при инженерных изысканиях (геодезические, геологические, гидрогеологические). Ошибки, которые часто допускаются при изысканиях [54, 92]:

- неправильная информация об гидрогеологических и инженерно-геологических условиях строительной площадки;
- выбор материала без учета особых условий работы основания и конструкции;
- применение неэффективной защиты конструкций от воздействия воды и растворов;
- ошибки в выборе расчетной схемы;
- не учитывается комплекс природных факторов, влияющих на формирование и развитие геологических процессов (геотектонические разломы, подземные реки, морозное пучение);
- не вскрываются слои слабых грунтов, пlyingунов, горных выработок вследствие недостаточной глубины исследования;
- неполный анализ физико-механических свойств грунтов основания;
- ошибки и неточности в определении грунтов;
- недостаточная глубина и число точек бурения;
- не определен химический состав грунтовых вод и грунтов и их агрессивность по отношению к бетону и стали;
- не проводятся наблюдения за участками, потенциально склонными к оползням, селям, лавинообразованию;
- не прогнозируется повышения уровня грунтовых вод или длительное обводнение оснований в процессе эксплуатации; возрастание коррозионной активности;
- не учитывается состояние зданий, построенных ранее.

Ошибки при строительстве:

- нарушение естественного сложения грунтов, затопление котлованов и траншей водой;
- промораживание грунтов основания;
- недопустимое отклонение осей фундаментов от проектного положения;
- неисполнение требований к материалам и конструкциям, эксплуатировавшимся в особых условиях, к их гидроизоляции и антикоррозионной защите;
- неудовлетворительное качество строительно-монтажных работ;

- разрушение естественной структуры транспортом;
- нарушение технологии водопонижения;
- попадание под фундаменты чернозема и рыхлого грунта;
- неполное забивание свай до проектной отметки;
- недопустимое отклонение свай от проектного положения;
- повреждение свай при забивке;
- невыполнение конструктивных и водозащитных мероприятий;
- низкое качество строительных материалов;
- нарушение технологии бетонных работ;
- замораживание бетона, приводящее к резкому снижению прочности и появлению трещин;
- повреждение фундаментов механизмами;
- самовольное изменение проекта;
- плохое качество заделки колон в стаканную часть фундаментов;
- выполнение обратной засыпки при недостаточной устойчивости фундаментов.

Дефекты, связанные с эксплуатацией:

- замачивание грунтов основания;
- несвоевременная ликвидация протечек технологического оборудования;
- нарушение сроков выполнения ремонтно-восстановительных работ;
- изменение нагрузок на конструкции при замене технологического оборудования;
- скопление пыли;
- складирование устаревшего оборудования или материалов;
- перегрузки полов, фундаментов, грунтов, конструкций;
- динамические нагрузки;
- насыщение конструкций грунтовыми водами;
- неправильно организовано отведение атмосферных осадков;
- разрушение фундаментов коррозией;
- проявления деформаций просадки, набухания, выщелачивания, ползучести.

Повреждение основания при производстве работ нулевого цикла. В практике наблюдаются перекопы котлованов, разрушение естественной структуры транспортом, промораживание, затопление водой, разструктурирование под воздействием температуры и осадков. Иногда это приводит к серьезным последствиям.

Неправильная эксплуатация зданий. Наблюдения показывают, что ликвидация утечек производится в лучшем случае на другой день.

Для удаления воздушных пробок из отопительной системы воду спускают на пол подвалов. Толщина слоя воды достигает 30 см. В отдельных подвальных помещениях вода постоянно покрывает пол. В ряде обследованных зданий, в том числе в корпусе ТГТУ по ул. Мичуринской, дождевая вода из-за неисправности ливневой канализации все время скапливается в подвале. Все это приводит к замачиванию основания и снижению прочностных и деформационных свойств грунта.

В последнее время резко возросло число случаев отрывки в подвалах жилых зданий ям для хранения картофеля и овощей. Особенно это опасно при ленточных фундаментах, что может привести не только к повышению трещин, но и к разрушению здания.

На отдельных объектах химического комбината в г. Уварове на первых этажах здания или вблизи них скапливаются насыпи сырьевых материалов высотой до 4 м. Это приводит к появлению дополнительных напряжений в основаниях фундаментов и дополнительных, часто неравномерных осадок. На этом же комбинате вблизи корпусов образуются огромные лужи, не пересыхающие даже в сухую погоду. Насыщение основания водой при вибрационных и динамических воздействиях может резко снизить прочность грунтов. Дополнительные и неучтенные проектом нагрузки возникают при скоплении производственной пыли на перекрытиях и покрытиях. При насыщении пыли водой при высоте куч до 2 м возникают значительные нагрузки на основание. Так, при осмотре конструкций на складе огарка Уваровского химического комбината было сделано предупреждение, что на днях должно произойти обрушение плиты покрытия вследствие чрезмерного скопления пыли. Мероприятий никаких не было сделано. Обрушение действительно произошло с падением пыли и конструкций на нижележащий этаж. При этом возникала не предусмотренная проектом значительная динамическая нагрузка на фундаменты и основание. Не исключено разрушение ступеней отдельных фундаментов, значительные перенапряжения в конструкциях.

Кладка стен и столбов старых зданий и сооружений часто отличается значительными колебаниями в прочности кирпича (0...20 МПа) и раствора (0...15 МПа). Это отмечали, например, при обследовании здания по ул. Носовской (г. Тамбов), в котором сейчас находится банк.

Аварии может вызвать снятие в старых зданиях и сооружениях элементов крепления: кованых тяжей, хомутов, скоб, анкеров.

Значительные повреждения могут возникнуть при сносе одного здания, примыкающего к действующему и служащему контрфорсом.

На некоторых зданиях с металлическим каркасом выступающие части фундаментов постоянно засыпаны сырьем. Происходит коррозия

бетона и опорных частей рам. Узлы сопряжений фундаментов с рамами не осматривают и не знают их состояние. Это может привести к серьезной катастрофе.

Снижение прочностных свойств грунтов при затоплении котлованов. Грунты при намокании изменяют свои механические свойства. К примеру, глинистые грунты с естественной влажностью имеют большую прочность, но после намокания превращаются в киселеобразную субстанцию, не способную нести заданную нагрузку. Это приводит к большим усадкам и выпячиванию грунта из-под основания.

При строительстве Воронежского спортивного комплекса вблизи ул. Кольцовской талыми водами был заполнен котлован глубиной до 4 м. К этому времени было изготовлено около 40% отдельных монолитных фундаментов. Часть котлована, ближняя к названной улице, длительное время была покрыта слоем воды. Исследования геологов показали, что в этой части суглинок тугопластичной консистенции стал мягкопластичным. Механические характеристики резко снизились. Запроектированные площади подошв фундаментов оказались недостаточными. Рассмотрены два варианта. По первому предусмотрено демонтировать фундаменты и изготовить свайные фундаменты из забивных свай. По второму варианту планировалось устроить сеть дренажных скважин до расположенного на глубине 2 м ниже дна котлована песка средней крупности и осушить суглинок. Последний вариант был принят для исполнения. Дренажные скважины заполнялись щебнем. Через месяц влажность суглинка существенно снизилась, прочностные характеристики возросли и были продолжены работы по устройству фундаментов.

Часто допускают грубые ошибки при устройстве буронабивных фундаментов. Скважины обычно бурят «насухо», вычищают разрыхленный грунт со дна, зачищают грунт у дна скважины, при необходимости устанавливают арматуру, заполняют скважину бетоном с уплотнением вибраторами. Под подошвой фундаментов остается обвалившийся рыхлый грунт.

Обследование деформированных зданий (на ряде объектов Воронежской и Курской областей) показало, что под подошвой фундаментов имелся рыхлый грунт (часто осыпавшийся чернозем), бетон не уплотняли и он имел пористую структуру, оси фундаментов не совпадали с проектными осями, вблизи фундаментов отрывали котлованы или траншеи.

Не редки случаи, когда в течение нескольких месяцев котлованы под фундаменты или с изготовленными фундаментами затапливаются дождевой или снеговой водой. Это наблюдали при строительстве

зданий Курского политехнического института, корпуса «Д» ТГТУ и др. Такое замачивание и, как правило, неравномерное по площади приводит к появлению ослабленных участков основания, а в последующем и к неравномерным деформациям.

Насыщение основания агрессивной по отношению к бетону арматуре и грунтам водой может привести к резкому снижению несущей способности фундаментов и основания.

На предприятиях химической промышленности неизвестно состояние подземных конструкций, степень снижения их прочности, скорость коррозии, степень снижения характеристик основания. При определенных сочетаниях параметров возможно резкое возрастание скоростей процессов.

Разрушение отдельных фундаментов. В отдельных фундаментах зазор между стенками стакана и колонной должен заполняться бетоном на щебне мелкой фракции. Прочность бетона должна быть не ниже прочности бетона фундамента и класс бетона должен быть не менее 15 МПа. Толщину дна стакана принимают не менее 200 мм из условия продавливания колонной до замоноличивания стыка. Заделку зазора между колонной и стаканом фундамента выполняют некачественно и возможны (но достаточно редки) случаи продавливания фундамента колонной.

Такой случай имел место на Воронежском механическом заводе при строительстве убежища. Сооружение состояло из отдельных фундаментов, сборных железобетонных колонн, объединяющей монолитной железобетонной плиты толщиной 60 см, обваловки из грунта толщиной до 2 м. После выполнения всех работ в ночное время отдельные колонны прорезали фундаменты и ушли в грунт (тугопластичный суглинок) до 1,5 м. Плита получила сложную пространственную деформацию. Требовалась полная разборка сооружения.

Нередки случаи консервации готовых фундаментов на длительное время. В этот период возможны механические и другие повреждения. При продолжении строительства необходим специальный осмотр фундаментов, осмотр основания, определение прочности бетона. В составленном акте указывают все обнаруженные дефекты и делают заключение о возможности использования фундаментов для дальнейшего строительства.

Рассмотрим один поучительный случай. В первом квартале 1977 года были закончены работы по устройству отдельных монолитных железобетонных фундаментов ампульного цеха Курского химико-фармацевтического завода. После этого работы были прекращены и фундаменты засыпали грунтом. Через два года провели осмотр

нескольких фундаментов в целях определения их технического состояния и возможности их использования. После отрывки четырех фундаментов до уровня подошвы установлено, что стаканная часть всех фундаментов имела трещины шириной раскрытия до 4 мм. Прочность бетона в стаканной части, определенная с помощью молотка К. П. Кашкарова, составила 7...25 МПа, ниже стаканов – 15...25 МПа.

Причиной появления трещин является периодическое замерзание-оттаивание влаги в условиях высокой влажности грунта, бетона и скопления воды в стаканах. Стаканные части фундаментов с трещинами рекомендовано усилить железобетонными рубашками толщиной 10 см.

Ошибки при устройстве свайных фундаментов. Как известно, на территории ЦЧР широко распространены просадочные грунты 1-го типа. Они расположены ниже растительного слоя и имеют мощность от 2 до 10 м. В проектах, как правило, предусматривают прорезку просадочного грунта и заглубление свай в непросадочный. Сваи в пределах одного фундамента часто имеют разную глубину погружения, отличающуюся до 2 м и более. Вследствие этого концы одних свай могут находиться в просадочном грунте, других – в непросадочном. При замачивании грунтов возникают значительные неравномерные осадки и крены. Такие случаи имели место, например, в г. Воронеже на цилиндрических емкостных сооружениях кормозавода. После замачивания основания емкости получили недопустимый крен.

В свайных фундаментах иногда отмечается низкое качество бетонных работ при устройстве монолитных ростверков. Так, на главном корпусе Золотухинского сахарного завода в Курской области, на инженерно-лабораторном корпусе в г. Курске прочность бетона оказалась существенно ниже проектной. Одной из причин этого является плохая организация работ, особенно при бетонировании в зимних условиях (Золотухинский сахарный завод) и низкая квалификация рабочих.

Проектная несущая способность свай в песчаных грунтах занижена. При устройстве свайных фундаментов под жилые дома пос. Волокно г. Курска встретились со следующей особенностью. Строительная площадка сложена песками мелкой и средней крупности, средней плотности. Под нагрузку порядка 500 кН были запроектированы сваи сечением 30×30 см и длиной 6 м. Практически сваи смогли погрузить на 3,5...4,0 м. Последующее проведение статических испытаний свай показало, что при нагрузке на сваи до 1000 кН осадки не превышали 5 мм. Разрушающая нагрузка не была установлена. С подобным явлением столкнулись и в Воронежской области.

В последнее время все чаще возводятся здания на насыпанных оврагах (ряд зданий в Курске и в Воронеже). В городе Воронеже один из корпусов электромеханического завода строился на овраге, засыпанном в начале века навозом и мусором. В качестве фундаментов предусмотрены свайные из забивных свай. Насыпной слой был удален и после проводилась планомерная засыпка песчаным и глинистым грунтом с послойным уплотнением колесным транспортом и бульдозером. Через насыпь забивали сваи. Соппротивление грунта по боковой поверхности в пределах насыпной толщи не учитывали.

В первоначальном проекте свайных фундаментов для Курской обувной фабрики (построенной на овраге) учитывали положительное трение по боковой поверхности, в том числе и в пределах насыпного слоя. Учитывая низкое качество земельных работ, по настоянию одного из авторов это отрицательное трение не учитывали.

Деформации зданий вследствие просадки грунта оснований.
На территории Курской, Воронежской и Тамбовской областей широко распространены просадочные грунты 1-го типа по просадочности ($\epsilon_{sl} = 0,01 \dots 0,12$; $\rho_{sl} = 0,05 \dots 0,50$ МПа). В проектах часто предусматривают уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками. Строители, как правило, переходят на другие способы подготовки основания, так как это трудоемкий и длительный процесс, быстро изнашивается оборудование. Часто переходят на свайные фундаменты или не выполняют никаких мероприятий.

Леденев В. В. вместе с профессором А. М. Алексеевым и доцентом Б. С. Одингем в 1960-х годах внедряли забивные призматические сваи в г. Курске и Тамбове. При этом просадочные деформации практически исключались.

При возведении зданий на отдельных или ленточных фундаментах без проведения противопросадочных мероприятий при аварийном замачивании водой или водой, скопившейся в близлежащих к зданию котлованах, происходили просадки грунтов и появлялись трещины в стенах зданий и узлах сопряжений конструкций. Ширина раскрытия трещин достигает 40 мм. Просадка протекает в течение 3...15 дней. Послепросадочные деформации незначительны. Приведем пример.

Главный корпус завода чертежных приборов в г. Рыльске – 1-этажное 4-пролетное каркасное здание размером в плане 72×126 м, высотой до фонаря 10,08 м. Сечение железобетонных колонн 40×50 см. По колоннам уложены продольные и поперечные балки, а по ним сборные железобетонные ребристые плиты покрытия. Каркас корпуса смонтирован в 1968 году, а в момент осмотра (июнь 1976 года) внутри велись отделочные работы.

Колонна в осях Ж-13 просела на 7,5 см. За период наблюдения, в период с 24 мая по 8 июля, дополнительных осадок не было. Глубина заложения фундамента 2 м, размеры подошвы в плане 3,2×3,4 м. До глубины 1,5 м вскрыт насыпной грунт, ниже до глубины подошвы гумусированный суглинок с кротовинами. Основанием фундаментов является макропористый суглинок ($\omega = 0,209...0,233$; $\omega_p = 0,183...0,233$; $e = 0,93...1,05$; $\varphi = 12...17^\circ$; $c = 0,02...0,25$ МПа; $E = 2,4...12,4$ МПа; $\varepsilon_{sl} = 0,033...0,051$ ($\rho = 0,2$ МПа) и $\varepsilon_{sl} = 0,041...0,064$ ($\rho = 0,3$ МПа). Мощность слоя 2,6...3,1 м. Ниже залегает непросадочный суглинок. Причиной просадки явилось насыщение основания водой из внутренней славной канализации. Осадка основания должна по расчету составить 2,3 см, просадка – 5,4 см.

Ряд зданий в г. Тамбове, построенных на просадочных суглинках 1-го типа, получили значительные повреждения. По данным представителей проектного института давление на грунт сначала принимали около 0,5 МПа, затем уменьшили до 0,3 МПа и не учитывали снижение механических характеристик грунтов основания вследствие замачивания или повышения влажности, а также проявления просадочных свойств. Конструктивных и водозащитных мероприятий не предусматривали.

Деформация конструкций при недопустимых равномерных осадках фундаментов. В 1-этажных каркасных зданиях, возведенных на слабых глинистых основаниях, часто наблюдались косые и вертикальные трещины у верха опорной части балок.

Причинами появления трещин являются значительные неравномерные осадки соседних фундаментов и колонн, наклон при этом балок, имеющих защемленные верхние опорные концы плитами покрытия и соединенные приваренными накладками.

Повреждения от вибраций, вызванных движением транспорта. В процессе эксплуатации здания подвергаются воздействию вибрации как естественной (связанной с такими явлениями, как ветер или землетрясение), так и техногенной (вызванной деятельностью человека, например, строительными работами, движением транспорта) природы (табл. 5.2). Вибрация может стать причиной повреждения конструкции здания при снижении ее эксплуатационной надежности: уменьшить устойчивость, ухудшить несущую способность перекрытий. Признаками снижения эксплуатационной надежности является появление трещин, оторванных от несущего каркаса элементов и т.п.

Помимо изменений состояния самой конструкции вибрация вызывает изменения свойств грунта, на котором установлено здание. Одним из таких изменений является локальное уплотнение грунта, которое может привести к повреждению конструкции из-за неравномерной осадки под фундаментами здания [86, 106, 200].

5.2. Типичный диапазон параметров вибрации зданий для некоторых источников возбуждения

Источник возбуждения	Диапазон частот, Гц	Диапазон перемещений, мкм	Диапазон скоростей, мм/с	Диапазон ускорений, м/с ²	Длительность
Движение дорожного (рельсового) транспорта	1...80	1...200	0,2...50,0	0,02...1,00	Д/К
Взрывы	1...300	100...2500	0,2...500,0	0,02...50,00	К
Забивка свай	1...100	10...50	0,2...50,0	0,02...2,00	К
Работа машин вне здания	1...300	10...1000	0,2...50,0	0,02...1,00	Д/К

Примечание: В таблице применены следующие обозначения:
Д – долговременный процесс; К – кратковременный процесс.

Колебания подземной и надземной частей здания и основания при интенсивном движении транспорта приводит к дополнительным неравномерным осадкам, крену, перекосам, появлению трещин в конструкциях и стыках.

В городе Тамбове проведен осмотр ряда жилых зданий в связи с появлением трещин (ул. Московская, Октябрьская и др.). Жилые кирпичные дома высотой 2 – 5 этажей имели деревянные поперечные стены – перегородки. Надежной промежуточной связи между наружными продольными стенами не было. Влажность грунта основания фундаментов в последние годы резко возросла. Грузоподъемность машин и интенсивность движения также возросли. Вследствие вибрации от транспорта и снижения прочностных характеристик грунта в несущих кирпичных стенах, деревянных перегородках и перекрытиях появились многочисленные трещины. Характер трещин в наружных стенах свидетельствовал о том, что продольные стены у улицы получили наклон в сторону дороги. Неравномерные дополнительные осадки этих стен вызывали вертикальные сквозные трещины. В удаленных от дороги продольных наружных стенах трещин было значительно меньше. Вертикальные разрывные трещины появились в торцовых стенах. Сеть мелких трещин имела в штукатурке по перегородкам и потолкам. Со временем появились новые трещины, а с существующих постоянно осыпалась мелкая растворная пыль, что свидетельствовало

о нестабилизированных деформациях здания. Жильцы говорили о том, что ночью слышно потрескивание в стенах и перекрытиях. После поэтажного усиления зданий напряжениями металлическими тяжами деформации зданий практически прекратились.

Группа общественных и производственных зданий в г. Тамбове получила одинаково расположенные схемы трещин. Здания кирпичные. Окна площадью 12...16 м. Ширина простенков 1,0...2,5 м. Толщина стен над и под окнами 51 см, простенков – 64 см. У простенков часто устраивались кирпичные пилястры или колонны для опирания ригелей. Фундаменты бутобетонные или сборные железобетонные. Грунты в основании – суглинки непросадочные или 1-го типа по просадочности, мелкие пески. Сквозные вертикальные трещины исходили из верхних углов оконных проемов. Ширина раскрытия трещин почти одинаковая по всей длине и высоте зданий. Причиной появления трещин, на наш взгляд, явилась разная жесткость и нагруженность простенков и участков с оконными проемами. Увеличение влажности грунтов способствовало появлению и развитию трещин.

К дефектам железобетонных фундаментов относятся неровности, каверны, раковины, пустоты, необработанные рабочие швы, сколы, рыхлая структура, непараллельность плоскостей и перпендикулярность граней.

Повреждения от коррозии и выветривания. Отметим одну досадную оплошность на Тамбовском кирпичном заводе № 1. В одном из цехов в качестве несущих элементов покрытия были установлены двускатные железобетонные балки. По всей длине здания по середине пролета был изготовлен металлический остекленный фонарь. Вода с крыши постоянно стекала на балки. В результате коррозии получили значительное разрушение почти все балки при относительно небольшом сроке службы. При протекании воды с крыши на сборные железобетонные ребристые плиты было повреждено коррозией около 40 плит. Из цеха формовки кирпича вода стекала в яму и далее фильтровала грунт, в том числе в основание фундаментов. Учитывая значительную относительную высоту стен, превышающую 20 м, устойчивость фундаментов стен может быть легко нарушена.

Разрушение кирпичной кладки вследствие выветривания чаще всего происходит в месте примыкания стены к фундаменту, где наиболее неблагоприятные условия эксплуатации. Вследствие этого резко возрастает эксцентриситет нагрузки на фундаменты. На рассматриваемом здании цоколь был завален отходами кирпичного производства и мусором. После отрыва и осмотра кладки у цоколя оказалось, что местами кирпич разрушен на глубину до 11 см.

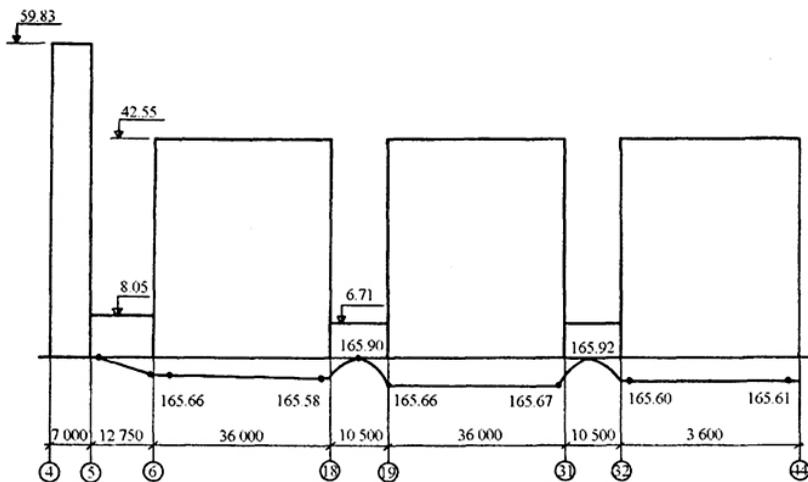
Повреждения из-за ошибок при проектировании и строительстве. Основной ошибкой, допускаемой при проектировании, является образование недопустимых деформаций грунта основания, вызывающих повреждения сооружения. Это проявляется в значительных осадках, кренах, сдвигах, появлении трещин в несущих конструкциях, обрушении сооружения. Другой причиной ошибок, допускаемой проектировщиками, является неправильный выбор конструкции фундамента или неверное заложение подошвы фундамента.

Образование неравномерных осадок фундаментов может быть вызвано изменением физических характеристик грунта от его увлажнения, неоднородностью залегающих грунтов под сооружением, значительной разницей напряжений под подошвами фундаментов, пучением грунтов, влиянием напряженного состояния от нагрузки строящихся поблизости сооружений или устройства вблизи котлованов.

Отдельные здания возводят собственными силами без квалифицированной технической документации и при низком качестве строительства. Ряд обследованных автором зданий построен на насыпных несслежавшихся грунтах, на склонах, слабых водонасыщенных глинах. Негативные процессы начинают проявляться в период строительства и продолжаются при эксплуатации. Приведем в качестве примера случай недопустимого деформирования гаража, построенного в г. Тамбове у берега ручья. Здание – 1-этажное каркасное, с металлическими колоннами и фермами. Стены навесные из стеновых панелей. Фундаменты отдельные монолитные железобетонные. Обследование зданий показало, что оси большинства колонн смещены от проектных осей до 13 см. Верх отдельных колонн отклонен по отношению к низу в сторону склона до 15 см. Появились трещины в панелях шириной раскрытия до 30 мм. В основании находились насыпные грунты при большой крутизне склона. Ремонт здания нецелесообразен.

Допустимые отклонения (разбивочных осей от вертикали, горизонтали, по высоте, в плане, по осям анкерных болтов, по положению закладных деталей, по основным размерам конструкций в плане и по высоте) часто нарушают. Это приводит к дополнительным моментным нагрузкам, вибрационным, динамическим и ударным воздействиям, к дополнительным кренам фундаментов, к резкому увеличению крайних напряжений.

Деформации кирпичных стен встроенных помещений Курского элеватора пивоваренного завода произошли вследствие разных осадок силовых корпусов и этих помещений. Эпюры осадок показаны на рис. 5.1. Деформационные швы между всеми помещениями не были оставлены. Ремонт стен стал нецелесообразен.



**Рис. 5.1. Эпюры осадок фундаментов зданий элеватора
Курского пивоваренного завода**

Повреждение конструкций из-за просадки основания полов.
Часто обратную засыпку котлованов производят с грубым нарушением требований нормативных документов. Это приводит к разрушению полов, перегородок, трубопроводов, нарушению технологического процесса.

При строительстве Курского завода резиновых технических изделий был открыт котлован глубиной 3,5 м. Затем он был засыпан местным грунтом, состоящим из чернозема, строительного мусора и отходов резинового производства. Полы – бетонные, толщиной до 20 см. После пуска завода в эксплуатацию в полах появились значительные трещины, пол раскололся на отдельные блоки. Некоторые из них получили крен до 10°. В лабораториях пол разрушался по схеме «конверт». Происходил разрыв трубопроводов, нарушалась соосность машин. Под полом имелись пустоты. Причиной этого явилась неорганизованная засыпка грунтом с большим содержанием органических включений без уплотнения. При замачивании грунт просел и повлек за собой прогиб бетонной плиты пола.

Подобную картину наблюдали в нескольких школах г. Воронежа и Тамбова. Туалеты устанавливали на неуплотненной засыпке из чернозема. Последующее замачивание вызвало просадку, разрушение пола, перегородок и стен кабин.

При осмотре полов Рассказовского молокозавода Тамбовской области по этой же причине прогибы бетонного пола достигли 85 мм,

бетонные лотки разрушались. Техническая вода уходила под пол и далее за пределы подземной части здания. Цементный раствор между стеновыми блоками фундаментов разрушен, и в пазах между блоками отложен чернозем.

Деформации и разрушения при изменении режима грунтовых вод [108]. После строительства водохранилищ изменяется режим грунтовых вод, происходят переработка берегов и оползневые процессы. Такие оползны наблюдались после строительства больших водохранилищ, например Воронежского, и при устройстве сельских прудов, например в с. Эксталь Тамбовской области. Здания и сооружения на пойме часто подвергаются неблагоприятным воздействиям. Одну из церквей на правом берегу Воронежского водохранилища решили использовать для создания музея Русского флота. Однако строители столкнулись с серьезным препятствием. Вода по стенам капиллярно поднялась на высоту до 5 м. Выполнить гидроизоляцию стен и столбов оказалось сложным делом. Осушение территорий вследствие пуска воды из протекающих по городу ручьев в трубы приводит к разрушению деревянных опор старинных зданий.

Строительство зданий на пути движения грунтовых вод может привести к серьезным повреждениям.

Механические повреждения конструкций [108]. Автотранспорт повреждает опоры линий электропередачи, колонны, ограждающие конструкции, арматурные каркасы при устройстве монолитных подземных конструкций, фундаменты.

На кирпичных заводах тросами лебедок подрезают кирпичные столбы и простенки. Поперечное сечение отдельных столбов уменьшилось на 20...40%. Кроме резкого увеличения давления на оставшуюся часть кирпичной кладки, изменялись условия передачи нагрузки на фундамент. Значительно возрастали моментальные нагрузки.

Иногда по каким-то причинам отдельные элементы конструкций (стойки, раскосы), нередко к колоннам, балкам и плитам производственных зданий подвешивают технологические трубопроводы. Дополнительные вертикальные внецентренные нагрузки могут быть значительными.

Разуплотнение песчаного основания под фундаментами главного корпуса пивзавода в г. Курске. Котлован был отрыт до глубины 3,1 м. В отдельных местах котлована основание уплотняли трамбующей плитой. В период с января по март выполняли работы по устройству монолитных железобетонных фундаментов под колонны. Параллельно с этим производили обратную засыпку котлована мелкозернистым песком, одновременно являющимся основанием фундаментов

под оборудование. Укладку песка выполняли бульдозером в три слоя мощностью по 1 м и послойно уплотняли трамбующей плитой, а верхний слой дополнительно уплотняли виброкатком. В марте бетонировали фундаменты под оборудование.

В весенний период песчаное основание получило насыщение поверхностной водой и в отдельных местах произошло разжижение песков. По осям 15–22 фундаменты под оборудование получили неравномерные осадки и перекосы. Фундаменты демонтировали, верхний слой песка сняли, затем уложили заново с уплотнением катками и снова установили фундаменты. Однако грунт еще более оказался разжиженным и увеличился крен фундаментов. Было принято решение удалить воду из песчаной подушки. Для этого в стороне от здания отрыли котлован, соединенный траншеей с основным котлованом. После откачки воды произведена укладка песка с уплотнением до $\rho_d = 1,61$ г/см, смонтированы фундаменты и установлено оборудование.

Причиной разжижения песка явилось заполнение котлована водой от таяния снега, дождей и укладка песка с примесью снега и смерзшихся камней.

Деформация конструкций канализационной насосной станции на пять насосов 24ФВ-В при глубине подводящего коллектора 5,5 м. Проект выполнен Гидрокоммунводоканалом (типовой проект 902-1-27). Подземная часть насосной станции представляет собой монолитную железобетонную коробку толщиной 60 см из бетона класса 817,5 со средней стенкой, отделяющей насосную от грабельного помещения. Надземная часть здания имела разную конструктивную схему: производственная часть – каркасную с навесными панелями, административная – кирпичные стены и перегородки. В архиве треста отсутствовали данные, касающиеся технологии качества ведения работ. Нет данных об очередности производства работ, о состоянии основания после отрывки котлована, об особенностях армирования. Произошел излом здания вследствие ослабления оснований под одной из стен.

Деформация здания детского сада № 42 в г. Тамбове. Здание построено в 1960 году. В наружных и внутренних стенах имеется множество трещин преимущественно вертикального направления с шириной раскрытия до 30 мм. Площадка сложена делювиально-алювиальными отложениями четвертичного возраста. Ниже почвенно-растительного слоя (1,0...1,3 м) до глубины 3 м залегает пылеватый карбонатный суглинок твердой консистенции ($\rho = 1,70...1,83$ г/см³; $\omega = 0,10...0,22$; $\omega_L = 0,25...0,39$; $\omega_p = 0,165...0,259$; $I_p = 0,0657...0,1260$; $c = 0,045...0,050$ МПа; $\varphi = 17...24$ °; $\varepsilon_{st} = 0,001...0,050$).

Здание – 2-этажное кирпичное с размерами в плане 12×42 м. Толщина стен 64 см. Кирпич силикатный марки 50...75. Перекрытие выполнено из сборных железобетонных плит. В осях 1–2, 8–9 плиты уложены в продольном направлении и опираются на балки, расположенные в поперечном направлении. Продольные стены в этих осях имеют большую свободную длину. Наружные продольные стены по осям А и В полностью повреждены трещинами, имеющими преимущественно вертикальное направление. Ширина раскрытия трещин достигает 30 мм и почти постоянна по высоте здания. Трещины проходят от карниза до подошвы фундамента. Участок стены по оси А между осями 8–9 имеет заметный выгиб. Имеются трещины в продольной стене и перегородках.

Фундамент ленточный бутовый выполнен из рваного бутового камня прочностью 30...80 МПа на цементно-известковом растворе. Камни наложены бессистемно. Между ними имеются пустоты диаметром до 70 мм и глубиной до 30 см. Трещины от стены переходят в фундамент, имеют вертикальное направление, обходя отдельные камни. Контакт с основанием имеется в местах опирания камней на грунт, глубина заложения фундаментов 1,7 м. Непосредственно под подошвой фундамента отмечена прослойка водонасыщенного грунта с черноземом. Толщина прослойки 5 см.

Осадка грунта природной влажности при $\rho = 129 \text{ кН/м}^2$ равняется 1,08 см, просадка – 2,15 см. Суммарная величина вертикальных перемещений основания составляет 3,23 см. Причиной появления трещин явились неравномерные деформации основания. При строительстве не были выполнены конструктивные и водозащитные мероприятия. В процессе эксплуатации здания имели место случаи замачивания основания. Неисправна наружная канализация. В весенний период происходит подтопление сарая с погребом. С фасадной стороны осуществлялся интенсивный полив растений. Наличие пустот в фундаменте способствует замачиванию основания и подвижке камней.

Пространственную жесткость здания повысили устройством напряженных поясов.

Деформации зданий школ № 18 и 24 г. Тамбова. Здания – 3-этажные, П-образные в плане формы. Построены в том же районе, что и детский сад № 42. Стены кирпичные из силикатного кирпича марки 50...75 на цементном растворе марки 15...25. Фундаменты ленточные из бутового камня на цементном растворе. Местами (преимущественно у подвалов) монолитные бетонные из бетона класса 10...15. Перекрытия из сборных железобетонных многпустотных плит.

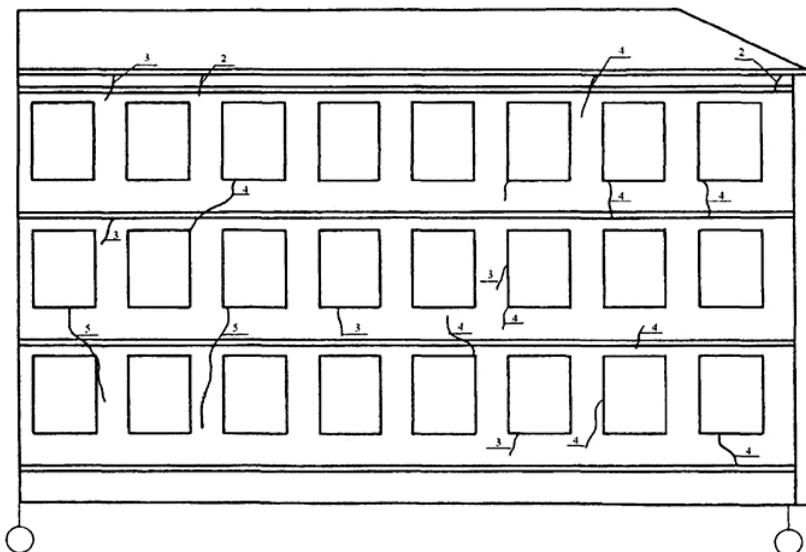


Рис. 5.2. Схема трещин в стенах школы № 24

Основными дефектами зданий являются трещины в наружных стенах. Трещины косые и вертикальные шириной раскрытия от 0,5 до 7 мм (рис. 5.2). Проходят по всей высоте зданий и по всему контуру. На отдельных участках плотность трещин выше, на других ниже. Трещины в основном стабилизировались. На некоторых участках стен (например, у туалетов в школе № 24) трещины продолжают расти.

Причиной появления трещин являются неравномерные деформации грунтов основания вследствие некачественного выполнения фундаментов, ошибок при их проектировании и замачивании грунтов основания.

Отрывка шурфов (школа № 24) показала, что под подошвой фундаментов встречается чернозем. Между бутовыми камнями имеются пустоты. Под фундаментами нет железобетонной или бетонной распределительной подушки. В результате – контакт основания с фундаментами частичный в местах опирания камней. Ширина и глубина заложения фундаментов оказались недостаточными.

Причины появления сквозных трещин в стенах лейкопластырного цеха химико-фармацевтического завода в г. Воронеже. К моменту осмотра (декабрь 1980 г.) в стенах и пилястрах существ-

вующего здания и в пристройке появились трещины, вызвавшие опасения в устойчивости отдельных конструкций и части здания.

Территория площадки сверху покрыта насыпными грунтами мощностью 0,8...2,4 м. Ниже залегает растительный слой – 0,7...1,0 м. Далее вскрыты суглинки полутвердой консистенции ($\omega = 0,164...0,299$; $\rho = 1,89...2,04$ г/см³; $e = 0,54...0,75$; $I_L = 0,02...0,14$; $c = 0,03$ МПа; $\varphi = 23^\circ$; $E = 20$ МПа). Ниже находится среднезернистый песок средней плотности ($\omega = 0,024...0,040$; $\rho = 1,67...1,81$ г/см³; $e = 0,51...0,61$; $c = 0,004$ МПа; $\varphi = 36^\circ$; $E = 30$ МПа). Суглинки и пески по глубине чередуются. Грунтовые воды до глубины 10,5 м не встречены.

Здание 4-пролетное, шириной по осям 18 м. Наружные стены опираются на фундаментные подушки Ф-20, железобетонные колонны – на монолитные фундаменты стаканного типа с размером 3,8×3,8 м с отметкой подошвы 5,2 м. Подошва фундамента у деформированной части здания запроектирована на отметке 6 м, а с удалением от него глубина заложения фундамента уменьшается до 4,2 м.

Давление на основание столбчатого фундамента по оси 13 составляло 0,156 МПа, а в осях Е-14 – 0,222 МПа. Ось стены ленточного фундамента по оси 14 смещена относительно центра фундамента на 0,7 м. Это создавало дополнительный момент на фундамент от участка стены длиной 3 м и большую разницу краевых напряжений ($\sigma_{\max} = 0,338$ МПа и $\sigma_{\min} = 0,106$ МПа). Относительная разность осадок фундаментов по осям 14 и 15 на период завершения строительства составляла 0,065, что в 3 раза больше предельно допустимой. Фактически осадки стены по оси 15 (крайняя ось пристройки) еще больше. Во время строительства происходило неоднократное замачивание и ослабление грунтов основания. Кроме того, вблизи фундамента у оси 15 работали двигатели, вызывающие вибрацию основания. Все это приводило к дополнительным осадкам фундамента по оси 15 и к еще большей относительной разности осадок. При осадке фундаментов по оси 15 происходило перемещение металлических балок, жестко заделанных на уровне всех этажей в соседние поперечные стены существующего здания и пристройки. Вследствие этого стена по оси 14 получила наклон в сторону пристройки.

Наружные кирпичные стены схематически можно представить в виде чередующихся вертикальных полос разной жесткости. Полосы с пиллястрами имели значительно большую жесткость и нагруженность, чем более тонкие полосы с оконными проемами. При равной ширине фундаментов напряжения в основании и осадки фундаментов под полосами разной жесткости существенно отличались. Трещины

располагались по краям более тонких участков стен. Ширина раскрытия их по высоте была примерно одинаковой и достигала 15 мм. Наиболее деформированы кирпичный столб в осях Е-14 и продольная наружная стена по оси А в промежутке между осями 13–14. Ширина раскрытия наклонных трещин в кирпичном столбе достигала 5 мм. В месте примыкания плит перекрытий и лестничных площадок к стене по оси 14 появились трещины, свидетельствующие о смещении стены в сторону оси 15.

Наблюдения за деформациями здания в течение двух месяцев показали, что ширина раскрытия отдельных трещин увеличилась до 1 мм. Происходило не плавное, а скачкообразное увеличение деформаций.

Проведенные исследования показали, что причиной появления сквозных трещин в стенах и перегородках явились ошибки при проектировании и строительстве основного здания и пристройки.

При проектировании существующего здания следовало бы предусмотреть монолитный железобетонный пояс, а в месте примыкания пристройки к существующему зданию сделать деформационный шов. Установка соединительных металлических балок между поперечными стенами здания (ось 14) и пристройки (ось 15) была ошибкой. Учитывая наличие в основании прослоек из суглинка и планируя установку вибрационного оборудования между осями 15 и 16, следовало бы увеличить площади подошвы фундаментов под пристройку.

При строительстве основного здания глубина фундаментов по оси 14 была завышена на 90 см. Под стеной вместо фундаментной подушки Ф-16 поставлен блок СПБ. Происходило затопливание котлована водой во время строительства. К числу грубых ошибок относится несовпадение осей стен и фундаментов.

По результатам обследования был разработан проект усиления здания. Основным этапом усиления явилась разгрузка стен по оси 14 путем передачи части нагрузки на стальные балки и колонны на самостоятельных фундаментах.

Деформация стен приборостроительного техникума. Поврежденная сквозными трещинами часть здания обозначена на рис. 5.3. буквой «А». Цифры соответствуют и очередности строительства. Здание кирпичное с перекрытиями из сборных многопустотных плит, фундаменты ленточные из сборных железобетонных плит и блоков.

Причинами появления трещин явились отсутствие осадочных швов между 9- и 4-этажными корпусами, постоянное замачивание грунтов основания поверхностными водами и взаимное влияние зданий.

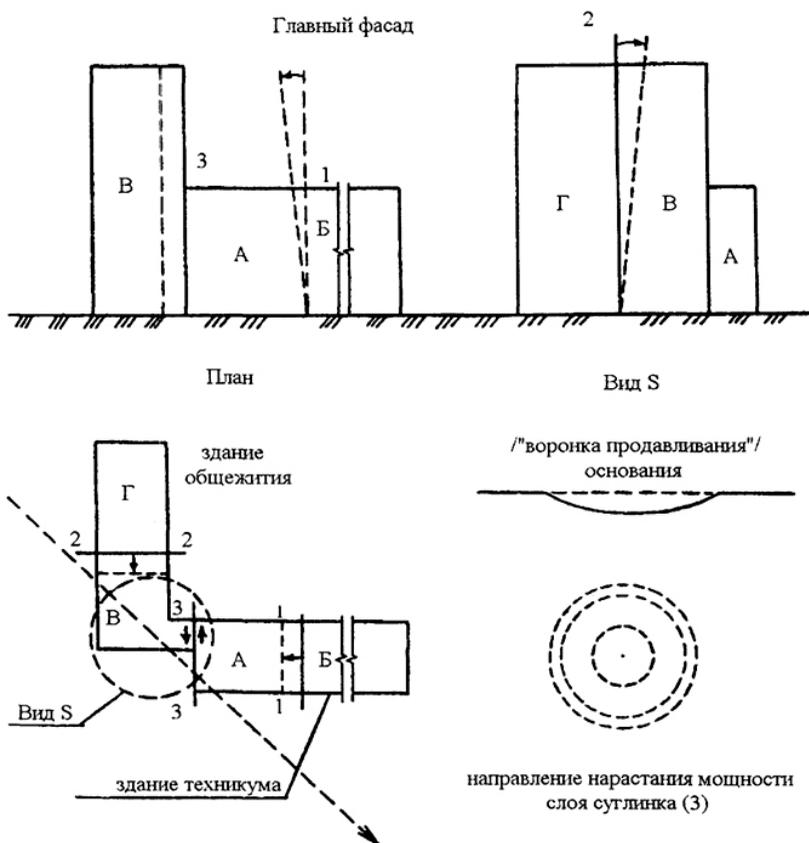


Рис. 5.3. Идеализированная схема деформаций основания

Деформации стен Тамбовской музыкальной школы № 2. Здание построено в 1970 году. Двухэтажное с подвалом под частью здания. Стены кирпичные, фундаменты – ленточные из блоков, перекрытия – железобетонные из многопустотных плит, кроме чердачного над актовым залом. Несущие конструкции перекрытия над залом – металлические двускатные фермы пролетом 12 м и шагом 3,2 м. Крыша покрыта кровельной сталью.

Грунт основания – просадочный. Относительная просадочность слоя № 3 на глубине 2...4 м составляет 0,012. В районе левого крыла здания скапливались атмосферные осадки, которые и вызвали деформации (рис. 5.4, 5.5). Наибольшие деформации стен и фундаментов отмечены в районе осей А, Б рядов 1...3.

По рекомендациям Тамбовгражданпроекта от 13.07.90 произвели: вертикальную планировку территории, устроили отсыпку шириной 2 м, зачеканили трещины, изготовили напрягаемые пояса (рис. 5.4, 5.5).

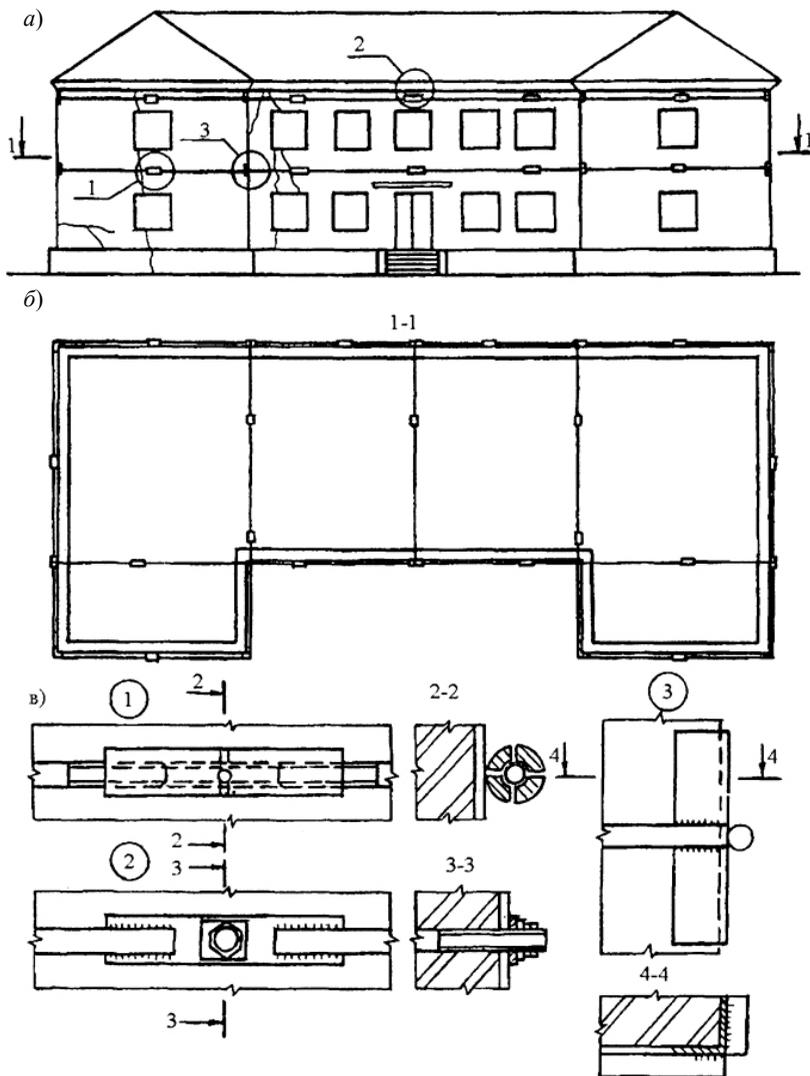


Рис. 5.4. Конструкция напрягаемых поясов:
a – на фасаде; *б* – в плане; *в* – детали пояса

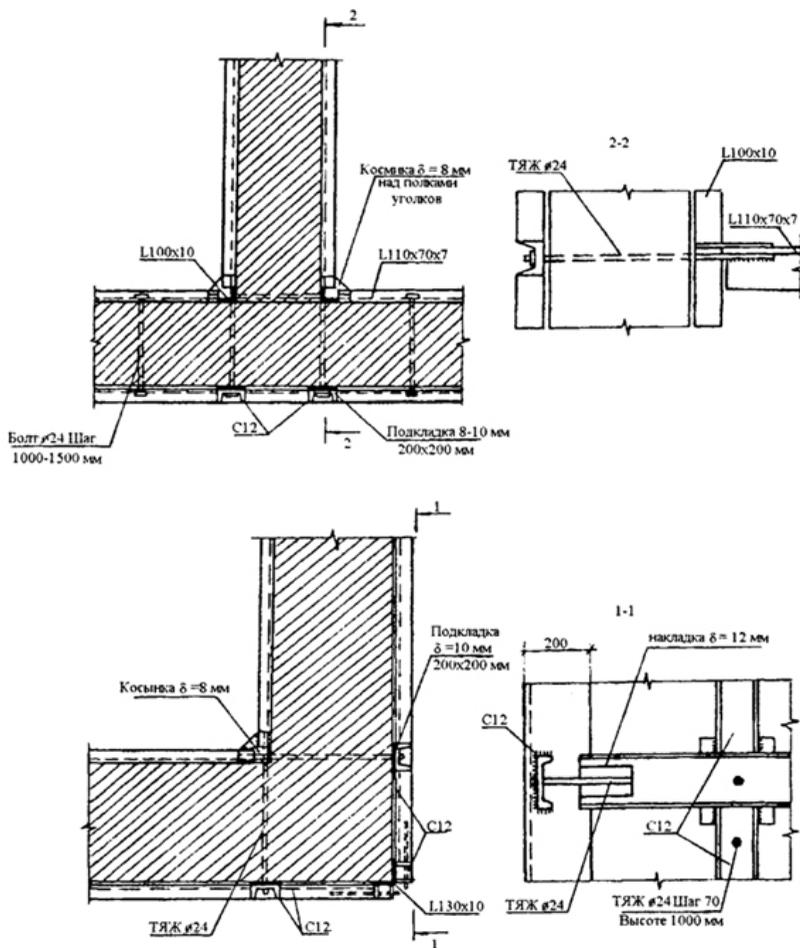


Рис. 5.5. Детали крепления здания по типу наружного каркаса

Причины аварии на бытовом корпусе и способ их устранения.

Зимой 1967 года в Тамбове произошло обрушение 4-х этажей двух крайних пролетов площадью 12×12 м бытового корпуса. Бытовой корпус был запроектирован 4-этажным зданием размером в плане 12,31×49,02 м, пристроенным к производственным помещениям блока цехов (М. З. Столер).

Конструктивная схема бытового корпуса представляет собой продольную 4-этажную 8-пролетную раму и несущие кирпичные стены. Продольная рама была запроектирована из железобетонных ко-

лонн и ригелей серии ИИ-41 и связанным с ними железобетонным многопустотным настилом, опирающимся другим концом на продольные кирпичные стены. Железобетонные ригели приняты двух типов: средние с опиранием на консоли колонн $l = 5,35$ м и крайние с опиранием на консоли колонны и торцевую кирпичную стену $l = 6,05$ м.

Оба типа ригелей имеют сложную форму поперечного сечения: верхняя зона ригеля прямоугольная, нижняя – трапецеидальная, предусматривающая опирание плит настила на «полки» трапеции по 12 см. Крайний ригель в опорной части, предназначенной для опирания на кирпичную стену, имеет прямоугольное сечение на длине 38 см. Ширина сечения в этом месте равна ширине сечения верхней прямоугольной зоны ригеля – 25 см. Перекрытия запроектированы из настила с круглыми пустотами, стены – из силикатного кирпича толщиной 51 см.

Поперечная жесткость бытового корпуса обеспечивалась плитами настила, связанными между собой заливкой швов цементным раствором и установкой арматурных каркасов в каждом шве через ригель и анкерровкой плит в кирпичных стенах. В продольном направлении жесткость обеспечивалась ригелями продольной рамы. Средние ригели должны были привариваться к консолям колонн, а крайние к опорным подушкам, закладываемым в поперечные торцевые стены. При данной конструктивной схеме без поперечных стен (лестничные клетки вынесены в производственные помещения) здание не обладает большой жесткостью.

В период строительства корпуса была произведена замена железобетонных колонн на кирпичные столбы переменного по этажам сечения:

- на 1-м этаже 77×77 см;
- на 2-м этаже 64×77 см;
- на 3-м этаже 64×64 см;
- на 4-м этаже 51×51 см.

Кирпичные столбы были армированы через четыре ряда кладки сеткой (06 А-1 с ячейками $12,5 \times 12,5$ см). Кирпич и раствор по паспорту должны были быть марки 100. Кладка производилась в зимнее время методом замораживания. На кирпичные столбы были установлены ригели, предусмотренные серией ИИ-41 только для крайних пролетов со свободным опиранием на железобетонные подушки, без приварки к закладным пластинам. Швы между плитами заполнялись цементным

раствором, а арматурные каркасы, связывающие плиты между собой через ригель, не были установлены.

По принятой конструкции в узле сопряжения ригелей со стойками получалась передача части нагрузки от столба через плиты настила, которые частично, на длине 38 см, не имели опоры в местах отсутствия колонн у ригеля в опорной части. Отсутствовало омоноличивание всего опорного узла. Выполненная конструктивная схема имела недостаточные связи, обеспечивающие общую устойчивость здания.

Все обрушившиеся конструкции оказались в самом здании и только незначительная часть кирпичной кладки – за пределами корпуса, вывалившаяся в проем. Обрушились плиты настила, ригеля и кирпичный столб до 1-го этажа. На 1-м этаже большая часть плит настила сохранилась, не имея видимых нарушений. Сохранилась также и наружная торцевая стена. Ригели перекрытия над 3-м этажом сохранились на своих опорах, другими концами ригели опирались на остаток кирпичного столба, стоящего на завале. Соседний кирпичный столб сохранился, несмотря на обрушение ригелей. При разборе завала была обнаружена сохранившаяся верхняя часть кирпичного столба с железобетонной подушкой 2-го этажа.

Во время обследования сохранившейся части здания было выявлено под штукатуркой большое количество значительных трещин в нижних опорных частях кирпичных столбов с раскрытием от низа к верху столба. Такие трещины были обнаружены у многих кирпичных столбов всех этажей, кроме первого.

Основной причиной аварии явилась неудачная схема каркаса здания, выбранная при замене железобетонных колонн на кирпичные столбы. Жесткость каркаса в выполненной схеме в поперечном направлении обеспечивалась плитами настила, зажатыми кирпичными столбами и поперечными кирпичными перегородками; продольная жесткость каркаса – ригелями, зажатыми кирпичными столбами, и продольными кирпичными перегородками. Выход из равновесия любого вертикального элемента каркаса столба или стены мог привести к обрушению всего здания. Такой выход из равновесия был вызван потерей несущей способности в нижней части кирпичного столба 3-го этажа. При выполненной конструкции работа кирпичного столба находилась в очень неблагоприятных условиях для кирпичной кладки. Нижней опорой кирпичный столб частично опирался на ригель и плиты настила, которые не имели опоры и являлись консолью, податливой опорой. При такой конструкции опорного узла кирпичные столбы ра-

ботали со значительными эксцентриситетами – центр тяжести сечения кирпичного столба и центр давления нагрузки не совпадали. Кирпичные столбы, кроме столбов 1-го этажа, в нижнем сечении работали тавровым сечением. Кроме того, площадка местного смятия была слишком мала. Напряжения в кладке столбов превосходили местами нормативные. Можно было ожидать потерю устойчивости у любого кирпичного столба, кроме столбов 1-го этажа. Побудительной причиной к аварии послужил выход из строя на 4...5 ч системы отопления на 3-м этаже. В течение этого времени горячая вода находилась на перекрытии 2-го этажа, что привело к замачиванию силикатного кирпича столбов с одной стороны и уменьшению сил трения в опорной части столбов.

Усиление каркаса здания бытового корпуса было произведено из условия увеличения несущей способности и устойчивости кирпичных столбов, и увеличения жесткости всего каркаса здания.

Все сохранившиеся кирпичные столбы взяты в стальные обоймы из вертикальных уголков $100 \times 100 \times 10$ мм и поперечных планок $b - 10$ мм. Стальная обойма внизу опирается через такой же опорный уголок на 1-м этаже на обрез фундамента, а на вышестоящих этажах на плиты настила. Вверху стальная обойма подведена под ригель и приварена к металлическим пластинам, пристреленным к ригелю.

В нижней части столбов на высоту 1,2 м от пола выполнена железобетонная обойма толщиной 15 см. Кроме того, опорные узлы обетонированы бетоном на мелком щебне марки 200. Для увеличения поперечной жесткости каркаса здания в сохранившейся части установлены в подготовке под полы каждого перекрытия тяжи $\varnothing 16$ А-1, стягивающие продольные стены. Тяжи установлены с обеих сторон кирпичного столба на расстоянии 1 м от его оси. Все плиты перекрытий связаны между собой арматурными анкерами за петли или через арматурные анкера, забетонированные в пустотах плит настила. Выполнена также дополнительная анкеровка внутренней продольной стены к железобетонным колоннам производственных помещений.

Кроме того, для увеличения поперечной жесткости здания и разделения сохранившейся и обрушившихся частей здания выполнена кирпичная стена толщиной 38 см на высоту всех 4-х этажей. Вновь возведенная стена стоит на ленточном фундаменте и перевязана обеими продольными стенами, подходит по оси кирпичного столба, а раскладка плит перекрытий выполнена таким образом, что плиты перекрытий на стену не заходят.

Восстановление обрушившейся части было осуществлено в тех же конструкциях, но с выполнением всех мероприятий по усилению: устройством стальных и железобетонных обойм кирпичных столбов, бетонированием опорных узлов, устройством монолитных железобетонных подушек по верху ригелей и плит для нижней опорной части кирпичного столба, установкой тяжей в подготовке пола каждого перекрытия и арматурных анкеров.

Внутренняя продольная стена, отделяющая бытовые помещения от производственных, на отметке перекрытий 3-го этажа при обрушении конструкций была сдвинута на 5...7 см в поперечном направлении. Непригодными для укладки плит перекрытий оказались большие участки стен, служившие раньше опорами для плит перекрытий. Поэтому в этом месте стена была разобрана и выложена вновь с одновременной укладкой плит перекрытий. Три бойлера, установленные на 4-м этаже, один из которых был в обрушившейся части, перенесены при восстановлении на 1-й этаж.

Хотя вышеописанный способ усиления конструкций и был принят проектной организацией, надо отметить, что в данном случае, т.е. при больших эксцентриситетах в кирпичных столбах и значительном местном смятии, стальные и железобетонные обоймы малоэффективны. Эффективней было бы около кирпичных столбов под ригели поставить металлические стойки, разгрузив тем самым кирпичные столбы.

Реконструкция учебного корпуса Воронежского инженерно-строительного института. Стены здания – кирпичные, перекрытия – деревянные. За период эксплуатации (более 50 лет) перекрытия местами разрушились, в стенах имелись слабые участки, на которых кладка выполнена из шлакоблоков. Было решено сохранить здание, отличающееся архитектурной выразительностью. Стены отремонтировать, а перекрытия заменить на железобетонные из мелкогабаритных плит по стальным балкам. Особое внимание уделяли устойчивости стен после снятия перекрытий. Здание в настоящее время успешно эксплуатируется.

Примеры оригинальных технических решений. В прибрежном районе Техаса (США) построен один из самых крупных балочно-вантовых мостов Фреда Хармана с пилонами в виде сдвоенных ромбов высотой 130 м (рис. 5.6). Канаты, расположенные в четырех плоскостях, несут два настила шириной по 23,8 м. Мост имеет восемь полос движения и две обочины.

Основной нагрузкой являются скорости ветра, возможные один раз в 100 лет и равные 177 км/ч на отм. 12 м; 288 км/ч на уровне на-

стила моста и 314 км/ч – на уровне пилона. Для обеспечения крутильной жесткости приняты спаренные ромбообразные пилоны высотой 130 м. Толщина стоек равняется 2,1 м. Ширина их в направлении продольной оси моста меняется от 7,3 м у основания до 4,6 м у вершины. Ромбы изготовлены из монолитного бетона и имеют коробчатое сечение с толщиной стенки 0,3 м. Распору от наклонных стоек препятствуют стяжки из предварительно напряженных железобетонных балок.

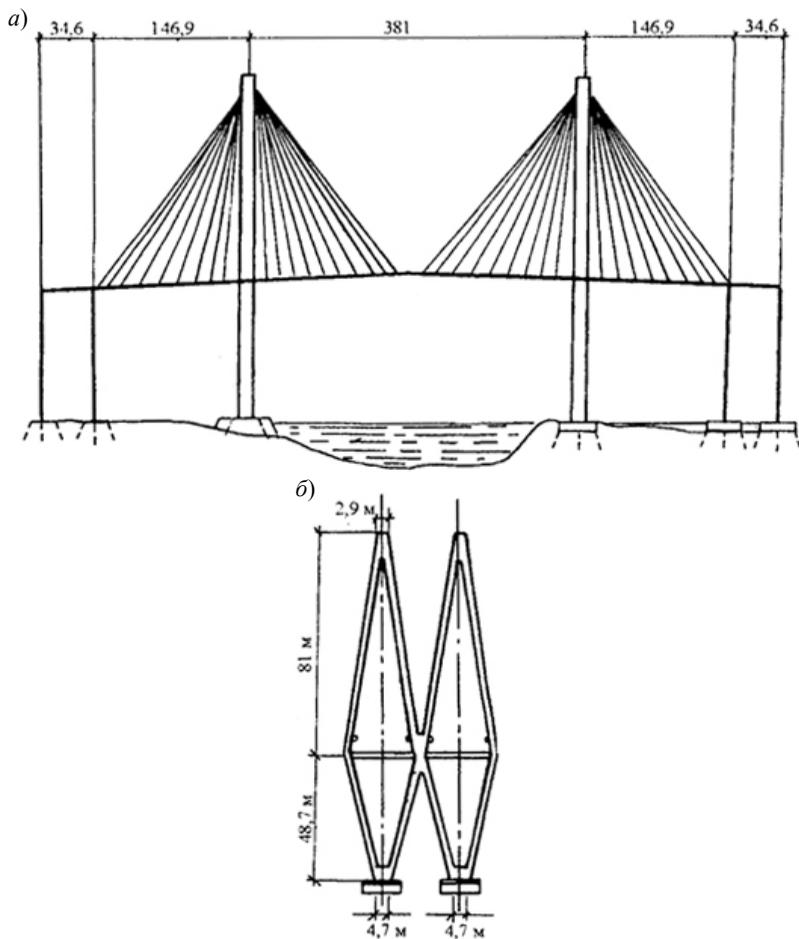


Рис. 5.6. Хьюстонский мост над судоходным каналом:
а – продольный разрез; *б* – конструкции ромбических пилонов

Ноги пилона опираются на куст из 132 предварительно напряженных свай, каждая из которых имеет несущую способность 204 т. Для защиты от коррозии арматуру покрыли эпоксидной смолой до отметки +6,4 м.

Балочная часть дороги состоит из стального каркаса, монолитной железобетонной плиты толщиной 20 см и железобетонного верхнего слоя дорожного покрытия толщиной 10 см. Главные стальные балки имеют длину 15,2 м, высоту 1,6 м. Канаты состоят их параллельных проволочных прядей в полиэтиленовой трубчатой оболочке. Каждый канат включает от 19 до 61 семипроволочных прядей диаметром 15 мм. Проект допускает аварийный обрыв любого из канатов при полной временной нагрузке. Наибольшую опасность представляют автоцистерны с бензином. Нижние 15 м каждого каната находятся в полиэтиленовой трубке большего диаметра. Кольцевой зазор в 2,5 см заполнен цементным раствором.

Проведено несколько серий испытаний моделей моста в аэродинамической трубе. Исследовали модель целого моста в масштабе 1:250 и модели поперечных сечений в масштабе 1:96.

В основаниях, сложенных из переслаивающихся глин и песков, при эксплуатации здания и инженерно-хозяйственной деятельности людей, например, при откачке воды из скважин, скорости и относительные скорости осадок отдельных слоев могут быть переменными во времени и вызывать разные условия работы фундаментов. В зависимости от соотношения скоростей осадок слоев выше и ниже острия свай за время эксплуатации боковое может быть положительным, равным нулю и отрицательным.

Приведем поучительный пример из практики [13]. В Мехикосити в 1950-х годах построена 43-этажная башня «Латино Америка» высотой 140 м (рис. 5.7). Инженерно-геологические условия исследовались на глубину 70 м. Сверху на глубину 5,5 м залегал насыпной грунт; далее 3,6-метровый слой вулканического пепла, алевристых глин, пемзовых песков; слой глин формации Такубайа ($\omega = 100...350\%$; $\omega_L = 400\%$; $\omega_p = 140\%$) мощностью 24,35 м из озерных вулканических глин с прослоями вулканического пепла; ниже вскрыты отложения формации Таранго из плотных песков ($\phi = 36...45^\circ$) и озерных монтмориллонитовых глин ($\omega = 190\%$; $\omega_L = 260... 108\%$). Фундаментная плита опущена на глубину 13 м.

Давление от здания составляло 0,21 МПа, взвешивающее – 0,11 МПа. Нагрузка от фундамента передавалась через 361 сваю на пески формации Таранго. Первичная консолидационная осадка подстилающих глин Таранго должна составить 200 мм, вторичная компрессионная значительно меньше.

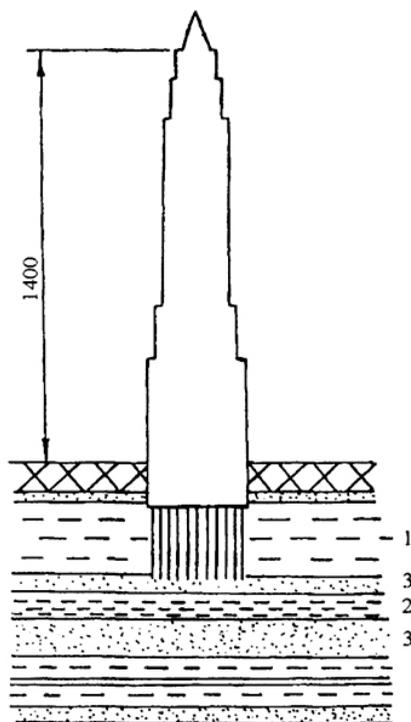


Рис. 5.7. Башня «Латино-Американа» в Мехико-Сити:
 1 – глины формации Такубайа; 2 – глины формации Таранго;
 3 – плотные пески

Вначале сваи должны испытывать положительное трение, так как скорость осадки подстилающих глин Таранго выше скорости осадки перекрывающих пород. При общем понижении пьезометрического уровня в глинах формации Такубайа возникнет отрицательное трение по боковой поверхности свай. При проектировании учитывалась сейсмичность района. Отрывка котлована могла вызвать выпор грунтов ниже дна, осадки и повреждение соседних зданий. Для предотвращения этого была разработана специальная гидравлическая система снаружи и внутри котлована, использующая водопроницаемые прослои на различных глубинах. Котлован оградили водонепроницаемой перегородкой из деревянных свай. Нагнетание воды в четыре алевролитопесчаных горизонта поддерживало постоянный внешний режим подземных вод. По четырем углам котлована были размещены нагнетательные скважины для коррекции наклона здания.

ВЫВОДЫ

1. Анализ причин недопустимых деформаций зданий и сооружений показал, что примерно в 15% случаев повреждения связаны с ошибками при изыскании и проектировании, в 35% случаев – при строительстве и 50% случаев – при эксплуатации. Около 65% случаев повреждений зданий и сооружений были связаны с неравномерными деформациями оснований. Более, чем в 70% случаев причиной повреждения зданий и сооружений явились аварийные утечки воды из систем водоснабжения или канализации, протекания воды с крыш и из технологических трубопроводов.

2. Службы контроля качества строительно-монтажных работ и эксплуатации зданий и сооружений часто играют второстепенную роль в процессе возведения и эксплуатации объектов. Постоянная нехватка материалов и конструкций, слабая техническая оснащенность лабораторий, недостаточная квалификация кадров, отсталая техническая база строительных комплексов, неотработанность и нарушение технологических процессов приводят к накоплению повреждений на всех этапах строительства.

3. Планово-восстановительные работы, как правило, не проводятся. Огромную экономию средств можно было бы достичь, выполняя своевременно ремонт крыш, водоотводящих систем водопровода и канализации, технологических трубопроводов, отмосток и т.п.

4. Проектирование и строительство отдельных зданий иногда ведут при неоправданно сложных инженерно-геологических условиях. Так, здания возводят на овраге или на откосе, когда без всякого ущерба можно было бы отнести на некоторое расстояние.

5. Отмечается неудовлетворительное ведение документации во время строительства и в период эксплуатации.

6. При строительстве и эксплуатации в сложных условиях необходимо привлекать крупных ученых и специалистов для постоянных консультаций.

7. Необходим комплексный подход к строительству подземных объектов и освоению подземного пространства (В. И. Темченко и др., 2010).

6. НАДЕЖНОСТЬ И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

6.1. ОСНОВНЫЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Надежность – свойство объекта (изделия, конструкции, здания или сооружения) сохранять значения установленных параметров функционирования в определенных пределах, соответствующих заданным режимам и условиям эксплуатации; это – комплексное свойство, которое может включить ремонтпригодность, безотказность и долговечность [34, 51, 52, 62, 89, 101, 140, 149, 162, 163, 167, 174, 221].

Мерой надежности является безотказность работы за заданный срок службы.

Ремонтпригодность – способность системы к предупреждению, обнаружению и устранению различных отказов и отклонений путем проведения ремонтов.

Безотказность – свойство объекта непрерывно сохранять работоспособность в течение некоторого времени.

Долговечность – свойство объекта сохранять работоспособность до наступления предельного состояния с необходимыми перерывами на ремонт. Для зданий и сооружений – предельный срок службы, в течение которого они сохраняют требуемые эксплуатационные качества [62, 89, 159].

Различают долговечность моральную и физическую. Моральная долговечность характеризуется сроком службы здания или сооружения до того момента, когда они перестают отвечать изменяющимся условиям эксплуатации или режима технологических процессов. Физическая долговечность определяется продолжительностью износа основных несущих конструкций и элементов под действием нагрузок и физико-химических факторов [45, 62, 63, 89, 99, 143, 159, 161, 162, 167].

Отказ – это утрата работоспособности, наступающая внезапно или постоянно; это – реализация состояний объекта, при которых он не сможет выполнять свои функции в течение установленного срока службы; скачкообразный переход системы из работоспособного состояния в неработоспособное называют внезапным отказом. Отказы можно классифицировать в зависимости от: причин возникновения, последствий, срока эксплуатации, скорости проявления [194].

Физический износ – ухудшение технического состояния, потеря эксплуатационных, прочностных и других качеств.

Предельное состояние – состояние, при переходе за которое сооружение перестает соответствовать поставленным требованиям. Различают две группы предельных состояний [32, 70, 83, 187, 194].

К первой группе относят состояния, при выходе за границы которых возникает полная непригодность к эксплуатации:

- общая потеря устойчивости;
- потеря устойчивости положения;
- разрушения любого характера;
- переход в изменяемую систему;
- некачественное изменение конфигурации;
- состояния, при которых прекращается эксплуатация вследствие: чрезмерных деформаций ползучести и пластичности, сдвигов в соединениях или чрезмерного раскрытия трещин, опасности для здоровья и жизни людей, возможного материального ущерба.

Ко второй группе относятся предельные состояния, при выходе за границы которых затрудняется нормальная эксплуатация вследствие: недопустимых перемещений и уровней колебаний; недопустимых изменений положения и раскрытия трещин. При выходе за это состояние не возникает опасности для жизни и здоровья людей, материальный ущерб ограничен.

Сооружение может отказать по многим предельным состояниям.

Количественно предельные состояния задают пределами для деформаций, напряжений, перемещений и разности перемещений, поворотов, раскрытия трещин, амплитуд колебаний и других параметров.

Основы теории изложены в работе [221]. Полагают, что конструкции могут быть в двух состояниях: V -отказ и V -безотказная работа. Вероятность отказа $P_f = P(V)$ есть вероятность того, что в течение рассматриваемого времени будет превышено предельное состояние. Вероятность безотказной работы $P_s = P(V)$ есть вероятность того, что за время T не будет выхода за предельное состояние. Имеет место равенство $P_f + P_s = 1$. С возрастанием периода времени увеличивается вероятность отказа, т.е. Величина P_f является монотонно возрастающей функцией времени. Дополнение является функцией надежности:

$$L(t) = 1 - P_f(t) = P_s(t). \quad (6.1)$$

Она представляет собой вероятность того, что сооружение существует время t . Величина $L(t)$ является монотонно убывающей функцией времени.

Основой требований по надежности является опыт предыдущего строительства [221].

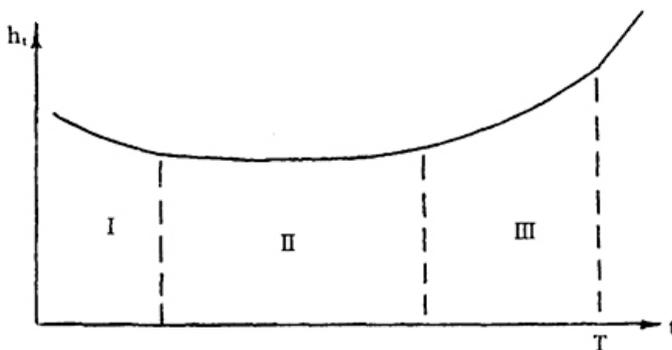


Рис. 6.1. Характерный график плотности отказов

Плотность отказов $h_i(t)$ (размерность T^{-1}) является характеристикой надежности во времени. Она определяется как вероятность того, что безотказно работающее до момента t сооружение откажет в последующий интервал времени $(t, t + \Delta t)$ [221]. Плотность отказов, как правило, имеет вид, представленный на рис. 6.1

В начале срока существования (фаза I) часто встречаются выбросы, вызванные низким качеством работ и материалов. Во второй фазе плотность отказов относительно постоянна и вызывается перегрузками. В третьей фазе существования сооружения плотность отказов вновь возрастает за счет падения сопротивления из-за процессов усталости, старения или коррозии.

В теории надежности предельные состояния могут быть выражены базисными переменными X [221]. Совокупность их представляют случайным вектором

$$X = (X_1 \dots X_n). \quad (6.2)$$

При $g(x_1, x_2, \dots, x_n) < 0$ наступает отказ по предельному состоянию, а $g(x) = g(x_1, x_2, \dots, x_n) > 0$ соответствует безотказной работе.

Уравнение предельного состояния записывают в виде

$$g(x) = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0. \quad (6.3)$$

Уравнение 6.3 в пространстве базисных переменных представляет собой гиперповерхность, которая делит все пространство на две части: область отказа и безопасную область. Само предельное состояние часто относят к безопасной области. В таком случае геометрически предельное состояние представляет внешнюю поверхность безопасной области (рис. 6.2).

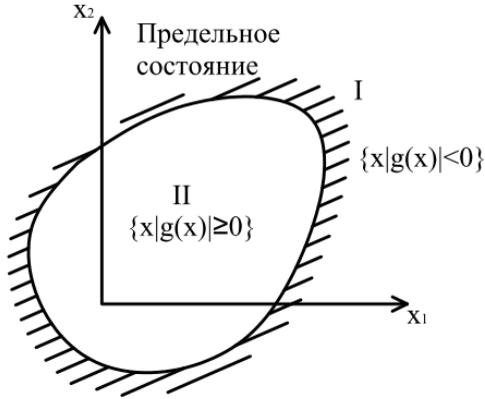


Рис. 6.2. К определению предельного состояния в пространстве базисных переменных:
 I – область отказа; II – область безотказной работы

Обозначая через $r = g_R(x_{R1}, x_{R2}, \dots)$ базисные переменные, определяющие несущую способность, а через $s = g_S(x_{S2}, x_S, \dots)$ – определяющее внешнее воздействие, можно записать уравнение предельного равновесия в виде

$$g(x) = r - s = 0. \tag{6.4}$$

В статистических системах отказ может произойти по нескольким состояниям. Конструкции, состоящие из нескольких элементов, могут иметь многие механизмы отказа. Тогда имеем систему из n уравнений предельных состояний

$$\begin{cases} g_1(x_1, x_2, \dots, x_m) = 0; \\ g_2(x_1, x_2, \dots, x_m) = 0; \\ \vdots \\ g_n(x_1, x_2, \dots, x_m) = 0. \end{cases} \tag{6.5}$$

Различают системы с последовательным и параллельным соединением элементов. Во-первых, система отказывает, если превзойдено какое-либо из n предельных состояний, т.е. $g_1(x) < 0$ или $g_2(x) < 0 \dots$ или $g_n(x) < 0$. Во-вторых, система отказывает, если превзойдены все n предельных состояний, т.е. $g_1(x) < 0$ и $g_2(x) < 0 \dots$ и $g_n(x) < 0$.

Комбинация параллельных и последовательных систем дает смешанную систему.

Важна не только частота появления отказов, но и тяжесть их последствий для общества. Поэтому вводится в рассмотрение понятие риска r_f как произведение вероятности отказа P_f и ожидаемых последствий отказа V_f , т.е.

$$r_f = P_f V_f. \quad (6.6)$$

Выделяют три группы последствий отказа: для жизни и здоровья людей, экономические, для окружающей среды и культурных ценностей. Наступление отказа резко ведет только к одной группе последствий.

Коэффициент запаса. Мерой безопасности при проектировании является коэффициент запаса γ , определяемый как отношение сопротивления к нагрузке. Уравнение предельного состояния в этом случае имеет вид

$$\bar{g}(x^{(n)}, \gamma) = r^{(n)} - \gamma S(n) = 0 \quad (6.7)$$

или

$$\gamma = r^{(n)} / S(n), \quad r^{(n)} = \bar{g}_R(x_{R1}^{(n)}, x_{R1}^{(n)}, \dots), \quad S(n) = \bar{g}_S(x_{S1}^{(n)}, x_{S1}^{(n)}),$$

где $x_{R1}^{(n)}$ – нормативные величины базисных переменных, определяющих несущую способность; $x_{S1}^{(n)}$ – нормативные величины, определяющие внешнее воздействие.

Расчетные значения базисных переменных x_i, x_{Ri}, x_{Si} обозначаются

$$x_i^{(r)}, x_{Ri}^{(r)}, x, x_{Ri}^{(r)}, x_i^{(r)}, x_{Si}^{(r)}.$$

Различают пять типов частных коэффициентов надежности:

- по назначению γ_n – учитывает экономическое и социальное значения, размеры последствий отказов и сроки службы различных сооружений;
- по нагрузке γ_f – учитывает изменчивость нагрузок и возможные отклонения от нормальных условий эксплуатации;
- по материалу γ_m – учитывает неизбежную изменчивость и разброс свойств строительных материалов и грунтов;
- коэффициент сочетаний нагрузок ψ – учитывает малую вероятность;
- одновременного появления наибольших значений различных нагрузок; рассматривается только вместе с правилом сочетания нагрузок;
- коэффициент условий работы γ_d – учитывает неточности расчетной модели, возникающие за счет ее упрощения и идеализации.

По отношению к нагрузкам коэффициенты вводятся в виде множителей, а к материалу – в виде делителей. В некоторых нормативах коэффициент условий работы для материала в уравнении предельного состояния также выступает как множитель.

Коэффициент надежности по назначению имеет форму общего коэффициента запаса, на который умножаются все нагрузки. Для сооружений среднего класса $\gamma_n = 1$, имеющих большое значение $\gamma_n > 1$, для прочих $\gamma_n < 1$. В ЦНИИСКе γ_n предложено представлять в виде произведения двух коэффициентов

$$\gamma_n = \gamma_{n1} \gamma_{n2},$$

где γ_{n1} – коэффициент, учитывающий возможный ущерб для жизни и здоровья людей; γ_{n2} – коэффициент, учитывающий возможный материальный ущерб; $\gamma_{n1} = 0,9; 1,0$ и $1,1$; $\gamma_{n2} = 0,9; 0,95$ и 1 .

Коэффициент $\gamma_{n1} = 1,1$ принимают для сооружений, где постоянно или периодически находится большое число людей (театры, клубы, вокзалы, детские сады, АЭС, мосты и т.д.); $\gamma_n = 1$ – для сооружений, где постоянно или периодически может находиться среднее число людей (жилые дома, общественные и промышленные здания, не входящие в первую группу); $\gamma_{n1} = 0,9$ – для сооружений, где люди бывают редко (теплицы, склады, мачты ЛЭП, антенны и т.д.).

Коэффициент $\gamma_{n2} = 1$ принимают для сооружений, имеющих первостепенное значение для всего народного хозяйства (главные цеха фабрик и заводов, главные здания электростанций, домны, элеваторы и т.д.); $\gamma_{n2} = 0,95$ – для сооружений, имеющих первостепенное значение для отдельных отраслей народного хозяйства (вспомогательные промышленные здания, склады, дымовые трубы, вокзалы, мосты и т.д.); $\gamma_{n2} = 0,9$ – для сооружений, не играющих решающей роли в народном хозяйстве (теплицы, телефонные линии, склады и т.д.).

Коэффициент надежности по нагрузке зависит от рассматриваемого предельного состояния и принимается большим единицы, если данное воздействие ведет к повышению нагрузки, и меньше единицы, если оно уменьшает нагрузку.

Сочетания нагрузок. Правило сочетания представляет собой предписание, согласно которому по расчетным значениям многих кратковременных нагрузок можно найти расчетное значение комбинаций. Оно должно удовлетворять условию, чтобы запроектированная конструкция имела примерно равную надежность для всех возможных сочетаний нагрузок.

В работе [221] предлагается установить единый коэффициент ψ_m для всех m , участвующих в сочетании нагрузок. Так как конструкция должна быть проверена и на каждую нагрузку, то правило сочетаний представляется в виде

$$\bar{g}_s = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{g}_s(x_{s1}^{(r)}) \\ \bar{g}_s(x_{s2}^{(r)}) \\ \vdots \\ \bar{g}_s(x_{sm}^{(r)}) \\ \bar{g}_s(\psi_m x_{s1}^r, \psi_m x_{s2}^r, \dots, \psi_m x_{sm}^r) \end{array} \right. \quad (6.8)$$

Для частного случая упругой работы конструкции (при линейной зависимости между нагрузками и напряжениями) это правило может быть записано в виде

$$\bar{g}_s = \max \left\{ \begin{array}{l} c_1 x_{s1}^{(r)} \\ c_2 x_{s2}^{(r)} \\ \vdots \\ c_m x_{sm}^{(r)} \\ \psi_m \sum_{i=1}^n c_i x_{si}^{(r)} \end{array} \right. \quad (6.9)$$

При m изменяющихся во времени нагрузках возникает m сочетаний. Определяющим является наибольшее значение из всех комбинаций.

Принцип равнопрочности. Конструкцию считают равнопрочной, если она удовлетворяет следующим требованиям [211]:

- не содержит опасных трещиноподобных дефектов металлургического или технологического происхождения;
- работает в условиях, исключающих опасное развитие в ней эксплуатационных трещин за требуемый промежуток времени;
- локальное разрушение приводит к разрушению или потере работоспособности конструкции в целом.

Первые два допущения позволяют считать конструкцию бездефектной и для определения условия локального разрушения пользоваться феноменологическими теориями, в которых принимается функциональная зависимость между критическими значениями напряжений σ_{ij} , деформаций ε_{ij} , температуры T , времени t , т.е.

$$f(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}, T, t) = 0, \quad i, j = 1, 2, 3. \quad (6.10)$$

При $f < 0$ локального разрушения не происходит, $f = 0$ – происходит разрушение, а состояние $f > 0$ – невозможно.

Основными теориями прочности являются теории Галилея, Понселе, Кулона, Мора, Треска, Губера, Мизеса, Генки и др. [25, 81, 160].

Согласно экспериментальным данным при одноосном растяжении постоянной нагрузкой для металлов и полимеров

$$\sigma_1 = \frac{u}{\gamma} - \frac{RT}{\gamma} \ln \frac{t}{\tau_0} \quad (t > \tau_0), \quad (6.11)$$

где σ_1 – временное сопротивление; u – энергия активации; γ – структурная постоянная; R – газовая постоянная; τ_0 – время пробега упругой волны на межатомное расстояние ($\tau_0 \approx 10^{-12}$ с); T – абсолютная температура; t – длительность действия нагрузки.

Существенным недостатком теорий прочности является то, что в случае сложного напряженного состояния локальное разрушение часто не приводит к разрушению всей конструкции.

Условие равнопрочности является условием минимальной массы конструкции.

Критерий наибольших нормальных напряжений (гипотеза Г. Галилея). Пластическая деформация или разрушение хрупкого материала наступает тогда, когда наибольшее по абсолютной величине главное напряжение достигает некоторого предельного значения. Соответствующее условие прочности имеет вид

$$|\sigma_j| \leq \sigma_0 \quad (j = 1, 2, 3), \quad (6.12)$$

где σ_0 – предельное значение напряжения.

Предельная поверхность – куб со стороной σ_0 . Эта теория мало применима при действии сжимающих напряжений.

Критерий наибольших линейных деформаций. Разрушение материала начинается тогда, когда наибольшая по абсолютной величине линейная деформация удлинения достигает предельного значения. Этому критерию соответствуют условия прочности

$$\begin{cases} \sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3) = \sigma_0; \\ \sigma_2 - \nu(\sigma_3 + \sigma_1) = \sigma_0; \\ \sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2) = \sigma_0. \end{cases} \quad (6.13)$$

Область применения этой теории ограничивается хрупкими материалами. Первая и вторая теории прочности не применимы, когда разрушение пластичное.

Критерий наибольших касательных напряжений (теория Треска). Пластические деформации наступают тогда, когда наибольшее касательное напряжение достигает предельного значения. Условие прочности принимается в виде

$$\begin{cases} \sigma_1 - \sigma_2 = \pm\sigma_0; \\ \sigma_2 - \sigma_3 = \pm\sigma_0; \\ \sigma_3 - \sigma_1 = \pm\sigma_0. \end{cases} \quad (6.14)$$

Предельная поверхность представляет собой правильную шестигранную призматическую поверхность с осью, направленной по пространственной диагонали. Критерий по наибольшим касательным напряжениям применим к пластическим материалам и к определению момента перехода материала в состояние пластического деформирования.

Энергетический критерий прочности. Материал переходит в состояние пластического деформирования тогда, когда полная удельная энергия деформации достигает некоторого предельного значения. Условие прочности имеет вид

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\nu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1) \leq \sigma_0^2. \quad (6.15)$$

Уравнение предельной поверхности

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\nu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1) - \sigma_0^2 = 0. \quad (6.16)$$

Этот критерий справедлив для пластических материалов.

Критерий прочности Губера–Мизеса–Генки. Пластическое состояние (разрушение) наступает тогда, когда удельная энергия формоизменения достигает предельного значения.

Этому критерию соответствует условие прочности

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \leq \sigma_0^2. \quad (6.17)$$

Уравнение предельной поверхности имеет вид

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1 - \sigma_0^2 = 0. \quad (6.18)$$

Критерии прочности подробно рассмотрены в книгах М. Г. Зерцалова (2014) и А. С. Александрова (2015).

6.2. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА НАДЕЖНОСТЬ И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

Японские специалисты предложили (Б.Ж., 1992, № 6) следующую формулу расчета долговечности железобетонных конструкций:

$$y = y_1 ABCDEFGH, \quad (6.19)$$

где $y_1 = 60$ лет – стандартная долговечность; A – коэффициент вида бетона: $A = 1$ – для обычного бетона; $A = 0,85$ – для легкого бетона; B – вид цемента: $B = 1$ – для ПЦ; $B = 0,85$ – для ШПЦ и зольного цемента класса I (5...30% шлака или 5...10% золы); $B = 0,8$ – для цемента класса II (30...60% шлака или 10...20% золы); C – изменение В/Ц: $C = 1$ при В/Ц = 0,65; $C = 1,5$ при В/Ц = 0,55; D – толщина защитного слоя под арматурой: $D = 1$ при 40 мм; $D = 1,56$ при 50 мм; $D = 0,56$ при 30 мм; $D = 0,25$ при 20 мм; E – вид отделки поверхности бетона: $E = 0,65$ без отделки; $E = 1,5$ при отделке раствором толщиной 15 мм; $E = 3$ при отделке плитками и камнем; F – методы строительства: $F = 1$ обычные; $F = 1,5$ качественные; G – условия эксплуатации: $G = 0,5$ без ремонта; $G = 1$ при ремонте дефектов и местных разрушений; H – климатическая зона: $H = 1$ обычная; $H = 0,9$ холодная; $H = 0,8$ прибрежная, морская.

ВНИИжелезобетон предложил другую формулу для расчета долговечности бетонных конструкций $D = D_1 K_1 K_2 K_3 K_4 K_5 K_6 K_7$, где $D = 60$ лет – эталон долговечности; K_i – коэффициенты, зависящие от различных факторов (табл. 6.1).

Таблица 6.1

Фактор	K
Применение цементов с различными характеристиками K_1	1,8...0,5
Качество и однородность сырья K_2	1,2...0,7
Приготовление бетонной смеси K_3	1,2...0,7
Транспортирование бетонной смеси K_4	1,1...0,8
Твердение бетона K_5	1,2...0,6
Уход за конструкциями K_6	1,1...0,9
Однородность характеристик и свойств конструкций K_7	1,2...0,9

В статье [Б.Ж., 1995, № 2] отмечены три основные причины потери функциональности конструкций, ведущие к снижению прочности, потере внешнего вида, эксплуатационных свойств и т.д.:

- технические, вызванные старением материала;
- внешние (предусмотренные и непредусмотренные), вызванные загрязнением внешней среды, авариями, землетрясениями и т.п.;
- человеческие (ошибки и действия) – в проектировании, реализации проекта, в осуществлении эксплуатации и т.п.

Опыт и исследования, показали, что эти группы являются величинами одного порядка. Закон «пяти» Де Ситтера утверждает, что один доллар, потраченный на долговечность на стадии проектирования, эквивалент пяти, затраченных на превентивную эксплуатацию, и двадцати пяти, потраченным на коррективную эксплуатацию, т.е. на ремонтно-восстановительные работы.

Современный подход к эксплуатации сооружений базируется на научной основе. Различают три стратегии эксплуатации (иностранные источники): коррективная, по срокам службы и по срокам достижения уровня неприемлемости. В первом случае эксплуатационные действия принимаются после получения отказа в конструкции; во втором – через определенный период эксплуатации и в третьем – после достижения конструкцией предельного состояния. Целью эксплуатации является минимальная стоимость срока службы. Чем больше выполняет свои функции элемент, тем ниже стоимость единицы времени его эксплуатации, но при этом растет риск отказа конструкции.

В декабре 1994 года на конференции по вопросам стойкости и долговечности зданий и сооружений было принято признать необходимость перехода в расчетах конструкций от коэффициентов условий работ к функциям, отражающим деградацию сооружения в зависимости от структурных, масштабных, технологических и эксплуатационных факторов.

Совместная работа конструкций. При расчете строительных конструкций (плит, ригелей, колонн, фундаментов) обычно не учитывают их совместную работу. Так, плиты, ригели рассматривают как свободно опертые элементы, а железобетонные колонны – жестко заделанными в фундаменты. Фактически одни конструктивные элементы прикрепляют к другим с помощью закладных деталей, соединяемых сваркой или замоноличиванием. Швы между конструкциями замоноличивают бетоном или раствором. Жесткость стыковых сопряжений в процессе строительства и эксплуатации меняется. Жесткость конструкций также переменная величина, зависящая от уровня стати-

ческих и динамических напряжений, скорости и закона изменения напряжений во времени, влажности и т.п. В результате этого происходит перераспределение усилий и напряжений в конструкциях, в том числе и в фундаментах.

Расчеты и эксперименты показали, что вследствие этого усилия в отдельных конструкциях или отдельных сечениях могут быть существенно выше, чем при работе отдельного элемента и армирование оказывается недостаточным.

Пространственная работа высокого здания сопровождается изгибом в трех плоскостях; кручением с закручиванием; искажением контура с деформацией поперечного сечения; растяжением (сжатием). Каркасные здания повышенной этажности представляют собой комбинации стержневых систем (рам), составленных из пластинок (панелей). В вертикальных (горизонтальных) стыках возникают горизонтальные (вертикальные) связи и связи сдвига. Для расчета определяют изгибную и сдвиговую жесткость, податливость (величина, обратная жесткости, измеряется удлинением связи от единичного усилия) растянутой и сжатой связи; погонную жесткость и податливость; крутильную жесткость (равную крутящему моменту, поворачивающему поперечное сечение на угол, равный единице, на единичной длине участка).

Колебания системы основание–фундамент–здание вызываются движением машин, механизмов, ударными воздействиями молотов, копров, порывами ветра, землетрясениями, взрывами, обвалами, волнами и т.п. Интенсификация колебаний может привести к расстройству и отказу системы. Основной целью расчетов конструкций и оснований является определение перемещений или деформаций элементов, скоростей и ускорений изменения этих перемещений и деформаций, устойчивости колебательных режимов, напряжений в опасных сечениях, срока безотказной работы наиболее нагруженных элементов, допустимости параметров колебательных процессов по условиям эксплуатации зданий и сооружений.

Аэродинамические нагрузки на сооружения в потоке воздуха (висячие мосты и переходы, сооружения мачтового и башенного типа) являются нелинейными неконсервативными функциями перемещений и скоростей элементов конструкций. Наиболее опасными видами колебаний висячих мостов и переходов являются крутильный (срывной), изгибно-крутильный флаттеры. Расчет сооружений башенного типа выполняют на вынужденные колебания вдоль потока, вызванные порывистостью и турбулентными пульсациями ветра, и поперек потока на ветровой резонанс и галопирование.

Осложнение инженерно-геологических условий. В результате деятельности человека происходит создание искусственных геологических тел (терриконы, отвалы-карьеры, накопители отходов и т.п.), изменение целого ряда природных геологических тел. Рациональное использование и охрана геологической среды являются фактором неуклонного подъема экономики. Геологическая среда имеет большое этическое-эстетическое значение. Устойчивость среды определяется происходящими в ее пределах геологическими процессами. Для контроля за состоянием геологической среды разрабатывают 10 моделей среды, технологические и машинно-экспертные схемы управления. Постоянно действующая модель (ПДМ) геологической среды – система упорядочения взаимосвязанных, постепенно уточняющихся условий и факторов, отражающих состояние части геологического пространства. Такие модели разрабатывают для зон влияния водохранилищ, горно-рудных предприятий, городских агломераций.

Создаются имитационные натурные модели геологических процессов, например, оползня. Исследуется механизм развития процесса, разрабатываются мероприятия по предотвращению неблагоприятных факторов или защитные методы и мероприятия. Методика управления геологической средой рассматривается как развернутая матрица требований и нормативов, обеспечивающих охрану, защиту и рациональное использование среды. Основная цель управления геологической средой – поддержание природно-технической системы в состоянии, исключающим на современном этапе и в будущем неблагоприятные процессы.

Создана база данных из пяти информационных блоков:

- 1) геологической изученности территорий;
- 2) быстро изменяющихся условий и факторов;
- 3) информация о постоянных и медленно изменяющихся условиях и факторах геологической среды;
- 4) оценка геологических процессов;
- 5) оценка техногенной нагрузки.

При исследовании техногенных грунтов как оснований зданий и сооружений, а также при исследовании грунтов вблизи отвалов техногенных грунтов (например, отвалов угольных шахт) с помощью рентгеноструктурного анализа, копирующей электронной микроскопии, микронзондового анализа изучают состав, формы нахождения элементов, морфологические особенности грунтов, химический состав и агрессивность грунтовых вод по отношению к строительным конструкциям, роль микроорганизмов в формировании агрессивной среды.

Скорость возрастания минерализации воды, фильтрующей из насыпного грунта, оценивают по данным наблюдения за несколько лет.

Дополнительные источники обводнения возникают под воздействием климатических и технологических факторов – атмосферные осадки, скапливающиеся в траншеях, котлованах и строительных площадках; утечки воды из емкостей и водоводов; влага, собирающаяся под асфальтовыми и бетонными покрытиями.

После строительства здания, сооружения или комплекса сооружений, как правило, начинается постепенное образование водоносных грунтов. Уровень грунтовых вод в первые годы после строительства куполообразно поднимается вверх. Отдельные куполы образуются под зданиями и сооружениями. Со временем верхняя граница водоносных горизонтов выравнивается, и вода близко подходит к поверхности земли. При этом происходит ослабление основания, затопление подвалов.

Уровень грунтовых вод часто находится на глубине 1,0...1,5 м. Слои грунта имеют переменную мощность по простиранию, залегают наклонно и линзообразно. Фундаменты старых зданий часто делали из камней постелистого известняка на известковом растворе. В ряде случаев под фундаментом укладывали деревянные лежни. При понижении уровня грунтовых вод они гнили. В отдельных случаях фундаменты делали из булыжника без раствора. При реконструкции и новом строительстве встречаются участки строительной площадки, ранее уплотненные давлением от зданий. Вследствие разной деформативности уплотненных и неуплотненных участков могут возникнуть недопустимые неравномерные деформации основания.

В крупных городах в естественных понижениях рельефа (карьеры, овраги) образовались свалки. Хозяйственное использование этих территорий требует тщательного геолого-экологического изучения. Отходы производства, беспорядочно складываемые на свалках, содержат тяжелые металлы, токсичные и взрывоопасные вещества. Фильтрат, образующийся при взаимодействии материалов свалки (особенно бытовых отходов) с фильтрующимися атмосферными осадками, загрязняет окружающую территорию. Рекультивированные свалки часто являются средой и основанием фундаментов жилых зданий.

Необходимо комплексное (геофизическое, геохимическое и буровое изучение территории). При газовой съемке изучают состояние газов приземной атмосферы, порового анализа почв. Инженерно-хозяйственная деятельность приводит к загрязнению геологической среды, вследствие чего повышается коррозионная активность грунтов.

Процесс коррозии подземных конструкций может иметь электрохимическую, химическую или биологическую природу. Наиболее час-

то происходит электрохимическая коррозия металла. Роль электролита играет грунтовая вода, насыщенная различными ионами.

В электрохимической коррозии химическое взаимодействие металла с активными веществами разделяется на два самостоятельных процесса: анодный и катодный. Анодный процесс – это переход металла в раствор в виде гидратированных ионов, катодный – ассимиляция избыточных электронов в металле деполяризованном (водородом или кислородом). Наиболее часто возникает процесс кислородной деполяризации. Для протекания электрохимической коррозии необходимо наличие влаги у поверхности металла и доступ кислорода к металлической поверхности. Ход этой коррозии определяется литологическим составом, плотностью и влажностью грунтов, их структурой и т.п. При влажности в несколько процентов коррозионная активность глинистых грунтов выше активности песчаных и скорость коррозии будут контролироваться катодным процессом. С увеличением влажности коррозионная активность глинистых грунтов растет медленнее, чем песчаных из-за разного количества кислорода в них. Скорость коррозии здесь будет контролироваться катодным процессом. Максимум коррозионной активности достигается в глинистых грунтах при меньших значениях влажности, чем в песчаных.

Коррозионная активность грунтов оценивается по потере массы образца металлической трубки и величине удельного электрического сопротивления грунта [220].

В период отрицательных температур часто происходит морозосолевая коррозия: при удалении снега и наледи с конструкций с помощью химических реагентов; на поверхности бетонных и железобетонных сооружений в зоне переменного уровня высокоминерализованных вод; в районах выпадания кислых дождей и высокой загазованности атмосферы; при фильтрации технологических растворов через конструкции (стены, перекрытия, емкости); в бетонных и железобетонных конструкциях, изготовленных с применением противоморозных добавок и находящихся в неотапливаемых помещениях, открытых площадках.

Отличительными особенностями морозосолевой коррозии являются: внезапное разрушение поверхности с различной глубиной и с образованием периодической льдистости; четко выраженная слоистость при толщине слоев от долей миллиметра до нескольких сантиметров; интенсивная деструкция материала с полной потерей механической прочности; наличие скрытого периода предразрушения, характеризующегося наличием мелких незаметных и малозаметных трещин.

6.3. НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ОСНОВАНИЕ И КОНСТРУКЦИИ

На фундаменты и основание действуют нагрузки: постоянные от собственного веса; полезные временные на конструкции, полы, грунт; технологические от веса материалов, галерей, транспортеров, аппаратов, пыли и др.; атмосферные (снег, ветер, перепад температур); динамические от машин, станков, механизмов, сотрясений при разгрузке; от неравномерных деформаций основания и перераспределения напряжений и деформаций в конструкциях; аварийные (случайные удары машин, грузов, разрыв трубопроводов, обрушение элементов; температурные при пожарах, под различными излучателями тепла и холода; от неравномерного перемещения отдельных фундаментов или их частей при просадках, набухании, пучении; сейсмические); дополнительные при уменьшении площади опирания подошвы фундамента (например, вследствие разрушения бетона коррозией) [2, 29, 65, 70, 80, 97, 117, 127, 129, 130, 135, 145, 149, 164, 185, 195, 213, 221, 224].

Колебания систем основание – фундамент – здание вызываются движением машин, механизмов, ударными воздействиями молотов, копров, порывами ветра, землетрясениями, взрывами, обвалами, волнами и т.п. Интенсификация колебаний может привести к расстройству и отказу системы. Основной целью расчетов конструкций и оснований является определение перемещений или деформаций элементов, скоростей и ускорений изменения этих перемещений и деформаций, устойчивости колебательных режимов, напряжений и опасных сечений, срока безотказной работы наиболее нагруженных элементов, допустимости параметров колебательных процессов по условиям эксплуатации зданий и сооружений.

Аэродинамические нагрузки на сооружения в потоке воздуха (висячие мосты и переходы, сооружения мачтового и башенного типа) являются нелинейными неконсервативными функциями перемещений и скоростей элементов конструкций. Наиболее опасными видами колебаний висячих мостов и переходов являются крутильный (срывной) и изгибно-крутильный флаттеры. Расчет сооружений башенного типа выполняют на вынужденные колебания вдоль потока, вызванные порывистостью и турбулентными пульсациями ветра, и поперек потока на ветровой резонанс и галопирование.

Часто считают колебания относительно небольшими и неблагоприятные воздействия их не учитывают. Иногда источники колебаний неизвестны. Так, в одном из корпусов Уваровского химического комбината вибрации конструкций наблюдали до начала работ в данном и соседних зданиях. На поверхности воды в емкости, расположенной

на 3-м этаже, временами появлялась мелкая рябь и ощущались колебания продолжительностью до 5 с. Почти все здания и сооружения испытывают колебания разной интенсивности. В большинстве производственных зданий источниками колебаний являются машины и механизмы. При плохом закреплении анкерных болтов, неправильной установке станин, нарушении технологии работ интенсивность колебаний резко возрастала. Автор неоднократно устанавливал, что причиной биения станин моторов о конструкции и разрушения бетона являлась неправильная установка анкерных болтов. На ряде объектов, например, на ПО «Пигмент», Уваровском химическом комбинате резко возрастали колебания смесителей при поступлении спекшегося в крупные комки сырья. В отдельных зданиях (например, в отделениях перегружателей, дробильном отделении, в здании вагоноопрокидывателя Уваровского химического комбината) при работе механизмов вибрируют все конструкции.

В таблице 6.2 приведены характеристики воздействия на людей в зависимости от скорости и ускорения гармонических перемещений с амплитудой не более 1 мм.

В последние годы приходится сталкиваться с высокоинтенсивными ударными воздействиями. Следствием таких воздействий являются большой материальный ущерб и гибель людей. Наиболее часто нагрузки приходятся на колонны зданий, опоры эстакад, путепроводов, мостов и другие сооружения. Рекомендации по проектированию железобетонных конструкций на ударные воздействия несовершенны. Проблема удара наиболее изучена для однородных материалов типа металла, менее – для композиционных типа железобетона.

Таблица 6.2

Характеристика воздействия колебаний на людей	Предельное ускорение колебаний a_{\max} , мм/с, для частот от 1 до 10 кол/с	Предельная скорость колебаний a_{\max} , мм/с, для частот до 10 кол/с
Неощутимые	10	0,16
Слабо ощутимы	40	0,64
Хорошо ощутимы	125	2
Сильно ощутимы (мешают)	400	6,4
Вредны при длительном воздействии	1000	16
Безусловно вредны	1000	16

6.4. НЕБЛАГОПРИЯТНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ И КОНСТРУКЦИИ

Воздействие перегрузок от монтажа оборудования. Для монтажа оборудования, устанавливаемого на полу 1-го этажа, иногда используют существующие конструкции балки, колонны, фундаменты. На монтажные нагрузки эти конструкции не были рассчитаны. В результате происходят значительные повреждения конструкции и дополнительные деформации основания.

Воздействие на фундаменты электрокоррозии. Интенсивное разрушение железобетонных фундаментов может происходить вследствие коррозии от действия блуждающих токов (электрокоррозия). Источником их являются установки, использующие постоянный ток: аккумуляторные батареи, щиты постоянного тока, электролазерные устройства и т.п. Причиной возникновения блуждающих токов является повышенная проводимость отдельных слоев грунта и недостаточная изоляция токонесущих элементов. Попав в железобетонную конструкцию, ток распространяется по ответвлениям арматуры с силой, обратно пропорциональной омическому сопротивлению. На поверхности анодных участков появляется слой продуктов коррозии, в 2...2,5 раза превышающий первоначальный объем арматуры. Бетон под действием давления разделяется трещинами на куски, не подвергаясь заметным структурным изменениям.

Для железобетонных конструкций ТЭС применяют достаточно плотный бетон, приготовленный на портландцементе и на заполнителях, не содержащих агрессивных по отношению к металлу элементов (сульфатов, сульфитов, хлоридов) и не имеющих добавок солей с элементами, активизирующими поверхность металла и повышающими электропроводность бетона.

Дополнительные динамические нагрузки от плохо закрепленного оборудования. Ослабление крепления оборудования к фундаментам вызывает большие дополнительные нагрузки динамического и ударного действия. Долговечность и стабильность пружин стальных виброизоляторов часто существенно снижается из-за неблагоприятных условий эксплуатации (высокий уровень напряжений, повышенная влажность, замасливание, попадание сыпучего материала). Возрастает амплитуда колебаний, происходит биение оборудования о конструкции, разрушающие анкерные болты и железобетонные конструкции (плиты, фундаменты).

Дополнительные нагрузки от производственной пыли. Значительное скопление огарковой пыли было зафиксировано на плитах

перекрытия отделения газоочистки Уваровского химического и Новолипецкого металлургического комбинатов. В местах наибольшего скопления пыли существенны прогибы плит и балок.

В складе огарка Уваровского химического комбината скопление пыли на полу 1-го этажа столь велико, что местами были выдавлены стеновые панели и кирпичные участки стен. Колонны и стены завалены пылью на высоту до 2,5 м. Техническое состояние нижней части колонн и фундаментов не осматривалось. Скопление пыли на кровле (отм. 20,7), насыщение пыли водой привело к обрушению плит покрытия (о возможности обрушения было предупреждено за две недели), изгибу и кручению металлических балок на 3-м и 4-м этажах. Возникшая при обрушении динамическая нагрузка могла вызвать большие неравномерные дополнительные осадки основания и деформацию рамы.

Коррозионная активность грунтов. Определяется в зависимости от электрического сопротивления и содержания органических веществ. Так, песчаные и песчано-глинистые грунты при содержании гумуса менее 1% и $pH = 6,5 \dots 7,5$ имеют низкую активность. Богатые черноземом грунты при содержании органических веществ более 1,5% и $9 < pH < 5$ имеют высокую коррозионную активность.

Степень агрессивности грунтовых вод по водородному показателю и жесткости приведена в табл. 6.3.

Геологические процессы и явления (В. Д. Ломтадзе, 1977):

- деятельность поверхностных вод (подмыв и разрушение берегов, размыв склонов);
- деятельность поверхностных и подземных вод (заболачивание территорий, просадочные явления, карст);
- паводки на горных реках (карст);
- деятельность подземных вод (пльвуны, суффозионные явления);
- деятельность гравитационных сил (оползни, обвалы);
- промерзание и оттаивание горных пород (термокарст, морозное пучение, наледи);
- действие внутренних сил в горных породах (набухание, усадка, разуплотнение);
- действие внутренних сил Земли (сейсмические явления);
- инженерная деятельность человека (затопление и подтопление территорий; оседание поверхности при откачке вод, нефти, газа; засоление пород при орошении территорий).

Пожары – стихийно развивающееся горение, не предусмотренное технологическими процессами. Их подразделяют на: лесные, торфяные, степные, полевые, в населенных пунктах и городах, газовые, нефтегазовые, нефтепродуктов.

Таблица 6.3

Агрессивность воды	Содержание в 1 л воды солей кальция или магния	Степень
7 – нейтральная	До 3	Мягкая
<7 – кислотная	3...6	Среднежесткая
>7 – щелочная	6...10	Жесткая

Особые динамические нагрузки – воздействие взрывных волн на сооружения (Б. С. Расторгуев и др., 2007). Они возникают при взрывах конденсированных ВВ, сосудов, газопроводных и газоокислородных сетей. По характеру нарастания давления во времени взрывные волны подразделяются на ударные и сжатые.

Нормативные сроки службы конструктивных элементов и инженерного оборудования зданий приведены ниже (табл. 6.4)

Таблица 6.4

Элементы жилых зданий	Продолжительность до капитального ремонта (замены) лет
<i>Фундаменты</i>	
Ленточные бутовые на сложном или цементном растворе*	50
То же, на известковом растворе и кирпичные*	50
Ленточные бетонные и железобетонные*	60
Бутовые и бетонные столбы	40
Свайные*	60
Деревянные стулья	15
<i>Стены</i>	
Крупнопанельные с утепляющим слоем из минераловатных плит, цементного фибролита*	50
Крупнопанельные однослойные из легкого бетона*	30
Особо капитальные, каменные (кирпичные при толщине 2,5...3,5 кирпича) и крупно-блочные на сложном или цементном растворе*	50

Продолжение табл. 6.4

Элементы жилых зданий	Продолжительность до капитального ремонта (замены) лет
Каменные обыкновенные (кирпичные при толщине 2,0...2,5 кирпича)*	40
Каменные облегченной кладки из кирпича, шлакоблоков и ракушечника*	30
Деревянные рубленые и брусчатые*	30
Деревянные сборно-щитовые, каркасно-запасные*	30
Глинобитные, саманные, каркасно-камышитовые*	15
Герметизирование стыков панелей наружных стен мастиками:	
нетвердеющими	8
отверждающимися	15
Герметизирование мест примыкания оконных (дверных) блоков к гребням приемов	25
<i>Перекрытия</i>	
Железобетонные сборные и монолитные*	80
С кирпичными сводами или бетонным заполнением по стальным балкам*	80
Деревянные по деревянным балкам, оштукатуренные междуэтажные	60
То же, чердачные	30
По деревянным балкам, облегченные, неоштукатуренные	20
Деревянные по стальным балкам	80
Утепляющие слои чердачных перекрытий из:	
пенобетона	25
пеностекла	40
цементного фибролита	15
керамзита или шлака	40
минеральной ваты	15
минералованных плит	15

Продолжение табл. 6.4

Элементы жилых зданий	Продолжительность до капитального ремонта (замены) лет
<i>Полы</i>	
Из керамической плитки по бетонному основанию	60
Цементные железобетонные	30
Цементные с мраморной крошкой	40
Дощатые шпунтованные по:	
перекрытиям	30
грунту	20
Паркетные:	
дубовые на рейках (мастике)	60(50)
буковые на рейках (мастике)	40(30)
березовые, осиновые на рейках (мастике)	30(20)
из паркетной доски	20
из твердой древесно-волокнутой плиты	15
Мастичные на поливинилцементной мастике	30
Асфальтовые	8
Из ленолиума безосновного	10
С тканевой или теплозвукоизолированной основой	20
Из поливинилхлоридных плиток	10
Из каменных плит:	
мраморных	50
гранитных	80
Площадки железобетонные, ступени плитные по стальным железобетонным косоурам или железобетонной плите*	60
Накладные бетонные ступени с мраморной крошкой	40
Деревянные	20

Продолжение табл. 6.4

Элементы жилых зданий	Продолжительность до капитального ремонта (замены) лет
<i>Балконы, лоджии, крыльца</i>	
Балконы по стальным консольным балкам (рамам) с заполнением монолитным железобетонным или сборными плитами	60
То же с дощатым заполнением	30
По железобетонным балкам-консолям и плитам перекрытия	80
Ограждение балконов и лоджий:	
стальная решетка	40
деревянная решетка	10
Цементные или плиточные полы балконов и лоджий с гидроизоляцией	20
Асфальтовый пол	10
Несущие деревянные балки-консоли с дощатым заполнением	20
Деревянный пол, покрытый оцинкованной кровельной сталью	20
То же черной кровельной сталью	15
Крыльца:	
бетонные с каменными или бетонными ступенями	20
деревянные	10
<i>Крыши и кровля</i>	
Стропила и обрешетка из сборных железобетонных элементов	80
Из сборных железобетонных настилов	80
Деревянные стропила и обрешетка	50

Продолжение табл. 6.4

Элементы жилых зданий	Продолжительность до капитального ремонта (замены) лет
Утепляющие слои совмещенных бесчердачных крыш, вентилируемых (невентилируемых) из:	
Пенопласта или пеностекла	40(30)
Керамзита или шлака	40(30)
Минеральной ваты	15(10)
Минераловатных плит	20(15)
<i>Покрывтия крыш (кровли)</i>	
Из оцинкованной стали	15
Из черной стали	10
Из рулонных материалов (в 3–4 слоя)	10
Из керамической черепицы	60
Из асбестоцементных листов и волнистого шифера	30
Безрулонные мастичные по стеклоткани	10
<i>Система водоотвода</i>	
Водосточные трубы и мелкие покрытия по фасаду из оцинкованной стали	10
То же из черной стали	6
Внутренние водостоки из:	
чугунных труб	40
стальных труб	20
полимерных труб	10
<i>Перегородки</i>	
Шлакобетонные, бетонные, кирпичные оштукатуренные	75
Гипсовые, гипсоволокнистые	60
Из сухой штукатурки по деревянному каркасу	30

Элементы жилых зданий	Продолжительность до капитального ремонта (замены) лет
<i>Двери и окна</i>	
Оконные и балконные заполнения (деревянные переплеты)	40
То же (металлические переплеты)	50
Дверные заполнения:	
Внутриквартирные	50
входные в квартиру	40
входные на лестничную клетку	10
* Элементы, не подлежащие замене на протяжении всего периода эксплуатации.	

6.5. ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ, ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Срок существования сооружения – время от начала эксплуатации до наступления отказа [11, 19, 20, 22, 23, 63, 79, 92, 102, 117, 138, 152, 170, 173, 179].

Срок службы – период времени предлагаемой будущей эксплуатации сооружения, для которого должна быть гарантирована надежность и безопасность.

Вероятность отказа – вероятность того, что рассматриваемое время будет превзойдено предельное состояние.

Физический износ конструктивного элемента – ухудшение эксплуатационного состояния, утрата способности конструкции выполнять заданные функции.

Моральный износ – несоответствие планировки здания и уровня благоустройства современным требованиям.

Аварийное состояние – категория технического состояния строительной конструкции или здания и сооружения в целом, характеризующаяся снижением несущей способности и эксплуатационных характеристик свыше 50% и опасностью обрушения отдельных строительных конструкций или здания и сооружения в целом.

Дефект – несоответствие конструкции любому из параметров, установленных проектом или нормативными документами (СНиП, СП, ВСН, ГОСТ и т.д.).

Категория технического состояния – установленная в зависимости от доли снижения несущей способности и эксплуатационных характеристик степень эксплуатационной пригодности строительной конструкции или здания и сооружения в целом.

Критерий оценки – установленное проектом или нормативным документом количественное или качественное значение параметра, характеризующего прочностные или эксплуатационные характеристики строительной конструкции.

Недопустимое состояние – категория технического состояния строительной конструкции или здания и сооружения в целом, характеризующаяся снижением несущей способности и эксплуатационных характеристик от 25 до 50% и существующей опасностью для пребывания людей и сохранности оборудования.

Нормативный уровень технического состояния – категория технического состояния, при котором количественные и качественные значения параметров всех критериев оценки технического состояния зданий и сооружений, а также их строительных конструкций соответствуют требованиям нормативных документов (СНиП, СП, ВСН, ГОСТ и т.д.).

Оценка технического состояния – установление степени повреждения и категории технического состояния строительных конструкций или зданий и сооружений в целом на основе сопоставления фактических значений критериев оценки со значениями этих же критериев, установленных проектом или нормативным документом.

Повреждение – любое нарушение целостности строительных конструкций или их элементов в процессе эксплуатации, вызванное наличием дефектов или внешними факторами.

Степень повреждения – установленная в процентном отношении доля потери проектной или нормативной несущей способности строительной конструкции (табл. 6.5, 6.6).

Характеристики технического состояния. Различают исправное, работоспособное, ограниченно работоспособное и неработоспособное состояния. В третьем случае необходимы мероприятия по контролю, ограничению по продолжительности функционирования. Имеются дефекты, снижающие несущую способность, но отсутствует возможность хрупкого разрушения. Неработоспособное состояние характеризуется невозможностью дальнейшей эксплуатации без усиления или замены.

6.5. Градация степеней повреждения и категорий технического состояния строительных конструкций [170]

Степень повреждения	Снижение несущей способности, %	Категория технического состояния конструкции	Рекомендации по проведению первоочередных мероприятий
I – не значительная	0...5	Исправное. Выполняются требования действующих норм и проектной документации	Необходимость в проведении ремонтно-восстановительных работ отсутствует
II – слабая	До 15	Работоспособное. Имеются повреждения и дефекты, не нарушающие нормальную эксплуатацию	Требуется восстановление эксплуатационных качеств
III – средняя	До 25	Ограниченно работоспособное. Значительно нарушена несущая способность и снижена эксплуатационная пригодность, но опасность обрушения и опасность для людей отсутствуют	Требуется усиление конструкций и восстановление эксплуатационной пригодности
IV – сильная	До 50	Недопустимое. Существует опасность для пребывания людей в районе обследования конструкции	Необходимы немедленные страховочные мероприятия, усиление конструкций или их замена
V – полное разрушение	Свыше 50	Аварийное. Существует опасность обрушения	Необходимы немедленные меры по прекращению эксплуатации, ограждение опасных зон, разгрузка конструкций, устройство подпорок и т.д.

**6.6. Степень поврежденности (значимости последствий)
и возможности восстановления нормативного уровня
технического состояния**

Степень повреждения	Снижение несущей способности, %	Возможность восстановления
Незначительная	0...5	Не требуется
Слабая	До 15	Усиление и текущий ремонт
Средняя	До 25	Усиление и капитальный ремонт
Сильная	До 50	Усиление и капитальный ремонт с заменой (при технико-экономическом обосновании) отдельных строительных конструкций
Полное разрушение	Свыше 50	Разборка и усиление строительных конструкций

Категории состояний и классы безопасности. В литературе даются предложения по оценке технического состояния различных конструкций, зданий или сооружений. Таблицы составлены по результатам наблюдений и требуют существенной доработки. Для примера в табл. 2.6 и 6.8 приведена классификация категорий состояния конструкций из работы [167]. Шпете выделил [221] три класса безопасности исходя из возможных последствий аварий для людей и общества (табл. 6.7).

Таблица 6.7

Возможные последствия, преимущественно касающиеся		Класс безопасности
Несущей способности	Возможности эксплуатации	
Отсутствие опасности для жизни людей и ограниченные экономические последствия	Ограниченные экономические последствия и ограниченное влияние на возможность эксплуатации	1
Опасность для жизни людей и(или) существенные экономические воздействия	Естественные экономические последствия, существенное ограничение эксплуатации	2
Большое значение сооружения для общества	Большие экономические последствия, большое ограничение на возможность эксплуатации	3

Таблица 6.8

Категория состояния конструкций	Признаки
I. Исправное	Прочность бетона не ниже проектной, скорость ультразвуковых волн (УЗВ) более 4 км/с, на отдельных участках (не более 20% общего числа замеренных) величина защитного слоя бетона меньше проектной до 20%, а класс бетона по водонепроницаемости на одну ступень; величина прогиба и ширина раскрытия трещин не превышает допустимую по нормам; наличие хлорионов в бетоне защитного слоя не обнаружено; потери площади сечения рабочей арматуры нет
II. Работоспособное	Прочность бетона основного сечения элемента (за пределами защитного слоя бетона и в сжатой зоне) не ниже проектной; скорость УЗВ 3...4 км/с; количество хлорионов в бетоне защитного слоя не превышает допустимого; величина защитного слоя бетона меньше проектной (до 30%) на площади менее 30% поверхности. Потеря площади сечения рабочей ненапрягаемой арматуры и закладных деталей вследствие коррозии не превышает 5%
III. Ограниченно работоспособное	Прочность бетона основного сечения элемента ниже проектной, скорость УЗВ менее 3 км/с, потеря площади сечения рабочей арматуры и закладных деталей вследствие коррозии превышает 5%; ширина раскрытия трещин, вызванных эксплуатационными воздействиями, на уровне арматуры превышает допустимую по действующим нормам; трещины в сжатой зоне и в зоне главных растягивающих напряжений, прогибы элементов, вызванных эксплуатационными воздействиями, превышают допустимые более чем на 30%

Таблица 6.9

Оценка технического состояния здания	Физический износ, %
Хорошее	0...10
Вполне удовлетворительное	11...20
Удовлетворительное	21...30
Не вполне удовлетворительное	31...40
Неудовлетворительное	41...60
Ветхое	61...75
Аварийное	75

Физический износ жилого дома определяет [133] общее состояние здания (табл. 6.9).

Наблюдается определенное соотношение (в %) отказов зданий и сооружений исходя из их назначения, видов конструкций, стадий строительства и эксплуатации (например, Конаков А. И., Махов А. П. Отказы и усиления металлических конструкций. Обзорная информация ВНИИС, вып. 4, 1981).

По назначению сооружений:

- производственные – 47;
- инженерные – 17;
- общественные – 16;
- жилые – 14;
- сельскохозяйственные – 6.

По видам конструкций производственных зданий:

- балки, прогоны – 29;
- перекрытия – 24;
- колонны – 21;
- перегородки – 12;
- фермы – 8;
- стены – 6.

По ошибкам, допущенным при проектировании, возведении и эксплуатации (табл. 6.10).

Таблица 6.10

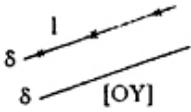
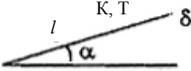
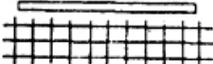
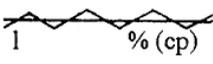
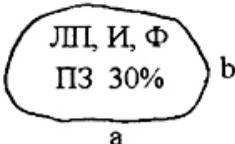
Стадии	Производственные	Жилые	Зарубежный опыт
Проектирование	28	0	51
Изготовление	31	26	26
Монтаж	31	26	14
Эксплуатация	10	39	9

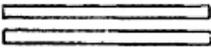
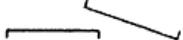
Работы по оценке технического состояния зданий, сооружений, конструкций выполняются поэтапно, включая предварительный осмотр здания или сооружения в целом и его конструкций:

- принятые решения о возможности, невозможности или ограниченной эксплуатации на период обследования и усиления;
- изучение технической документации (состав ее приведен ниже);
- вскрытие конструкций и узлов сопряжений, арматуры, детальный осмотр и обмеры; отрыв шурфов для обследования фундаментов;
- определение физических и механических характеристик материалов (кирпича, бетона, арматуры, дерева, стали, раствора, грунта);
- определение химического состава грунтовой воды, технологических растворов;
- испытание отдельных конструкций;
- выявление и нанесение на чертежи дефектов, составление ведомости дефектов (характеристики дефектов приведены в табл. 6.11 [167]);
- уточнение расчетных схем конструкций;
- определение фактических нагрузок на конструкции;
- наблюдения за деформациями и перемещениями конструкций, раскрытием трещин, осадками фундаментов;
- проведение проверочных расчетов с учетом фактических размеров конструкций, характеристик материалов и нагрузок;
- разработка проекта усиления, перепланировки;
- составление заключений о техническом состоянии зданий, сооружений и конструкций, о возможности эксплуатации здания или сооружения;
- выработка предложений во избежание повторений аварий или аварийных ситуаций в будущем.

6.11 Обозначение и характеристика дефектов

Условное обозначение дефекта или повреждения	Характеристика дефекта или повреждения
	Разрушение бетона на глубину менее толщины защитного слоя (шелушение, отслаивание, раковины); a , b – примерные размеры дефекта
	Проломы в полках плит, выколы бетона и отколы углов и ребер на глубину более защитного слоя; d – примерный диаметр пролома

Условное обозначение дефекта или повреждения	Характеристика дефекта или повреждения
	<p>Подтеки, конденсат, местное увлажнение, фильтрация влаги, высолы на поверхности, сталактиты, масляные пятна; b – примерная протяженность подтеков, В.С.М. – природа пятна (влага, соль, масло и т.п.)</p>
	<p>Пятна ржавчины на поверхности; a, b – примерные размеры пятен</p>
	<p>Трещины между полками и ребрами плит. Продольные трещины в полках и ребрах плит, балках, колоннах элементах ферм и т.д. l – протяженность; δ – примерная ширина раскрытия; участки, в которых трещины могут привести конструкцию в аварийное состояние</p>
	<p>Трещины, имеющие наклон под углом к продольной оси элемента. Указание предлагаемого характера происхождения: К – коррозионные; Т – технологическое</p>
	<p>Выпучивание отдельных арматурных стержней; l – протяженность</p>
	<p>Оголение арматурных стержней и(или) арматурной сетки</p>
	<p>Коррозия арматуры; l – длина участка коррозии; 20% – процент уменьшения исходного сечения; с.р. – вид коррозии (сплошная равномерная)</p>
	<p>Участки повреждения вторичной защиты. ЛП – лакокрасочное покрытие или пленка; И – изоляция (гидроизоляция); Ф – футеровка; ПЗ – покрытие на закладных деталях; a и b – примерные размеры повреждений; 30% – процент повреждения по поверхности закладной детали</p>

Условное обозначение дефекта или повреждения	Характеристика дефекта или повреждения
	Нарушение анкеровки закладных деталей
	Отсутствие приварки закладных деталей
	Недостаточность площадки опирания
	Коррозия стали закладной детали (средняя глубина, мм, % площади поражения).

Качество конструкций оценивается по сравнению с ГОСТом, проектом, техническими требованиями. Так, качество бетонной поверхности фундаментных плит определяется по следующим пяти критериям: поверхностная шероховатость, поверхностная пористость, поверхностная трещиноватость, сколы ребер и граней, масляные пятна на поверхности.

На рисунке 6.3 приведена последовательность работ по освидетельствованию стальных конструкций [156] и оснований [114]. В состав технической документации, необходимой для изучения аварии, входят: паспорт на здание или сооружение; рабочие чертежи; отчет об инженерно-геологических изысканиях; детализированные чертежи стальных конструкций; заводские сертификаты на конструкции; документы, удостоверяющие качество материалов и конструкций; документы о согласовании отступлений от проекта; акты приемки скрытых работ; журналы работ; исполнительные схемы; акты на допущенные отступления от проекта и недоделки; акты приемочных комиссий; документы, подтверждающие контроль качества сварных швов; акты на ремонтные работы; чертежи усиления (если они не выполнялись; ведомости дефектов, выявленных в процессе эксплуатации; переписка заказчика с подрядными и проектными организациями; документы об изменении объектно-планировочного решения или модернизации технологического оборудования; акты об агрессивности среды (характеристика сред дана в табл. 6.14); показания свидетелей об аварии.

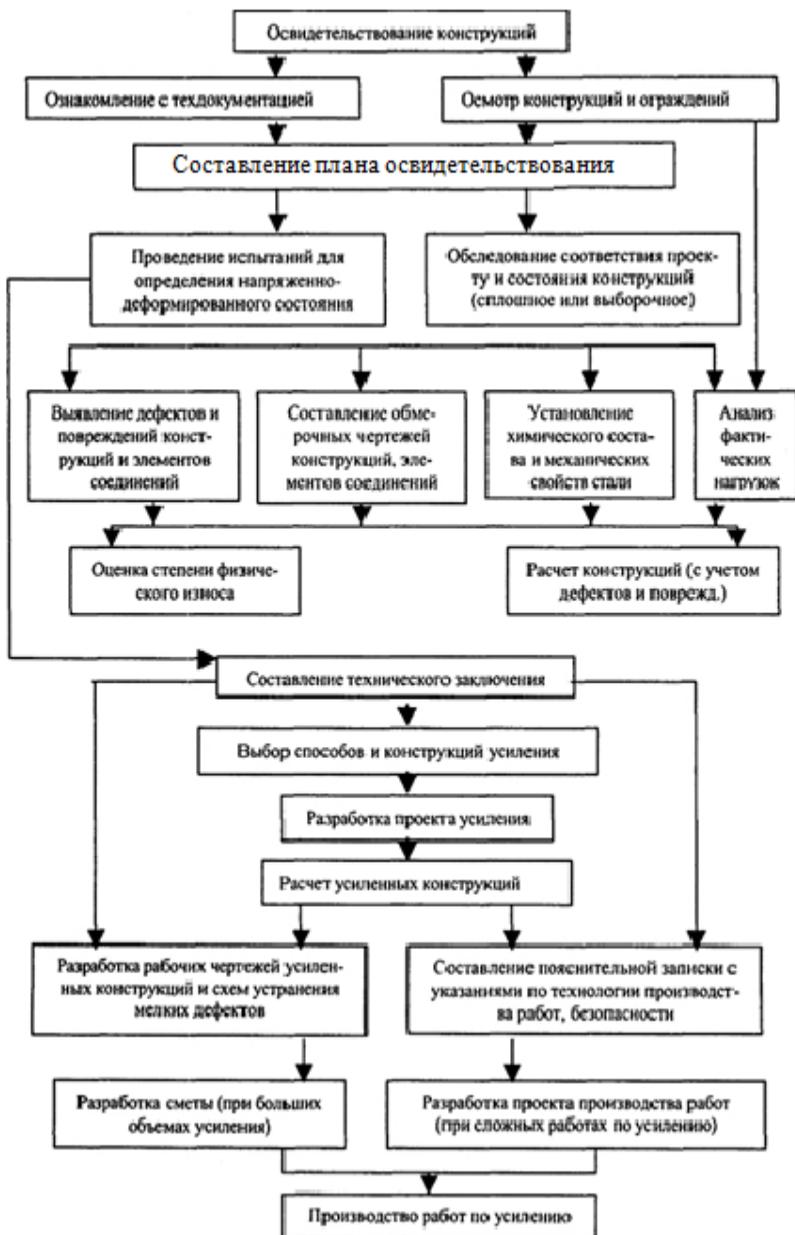


Рис. 6.3. Начало

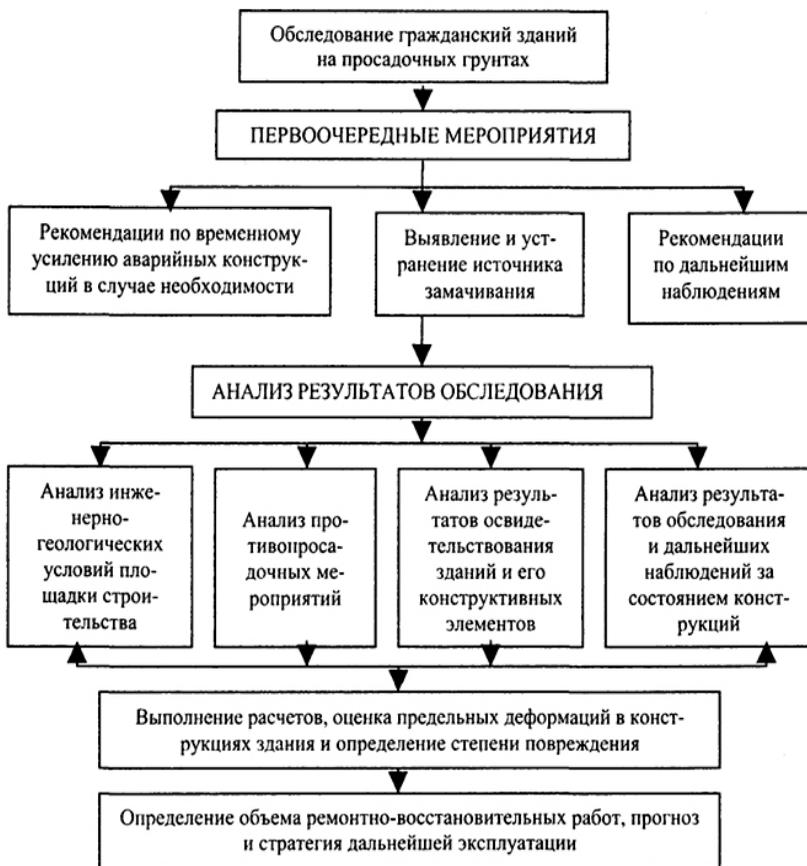


Рис. 6.3. Продолжение

Примечание. Для выравнивания просевших отсеков зданий применяют следующее: подъем наиболее просевшей части зданий плоскими гидравлическими домкратами; создание дополнительной нагрузки на основание со стороны, противоположной крену; снижение жесткости основания под фундаментами с противоположной крену стороны устройством наклонных скважин с их периодическим обводнением; использование распорных устройств, помещаемых в деформационные швы в уровне перекрытий.

В работе [166] приведены данные по оценке степени повреждения крупнопанельных (табл. 6.12) и каркасных (табл. 6.13) зданий.

6.12. Характерные повреждения конструкций крупнопанельных зданий

Повреждения конструкций и стыковых соединений	Степень повреждения
Отсутствие видимых повреждений	0
Волосяные трещины в штукатурном слое и по побелке, незначительное раскрытие трещин технологического характера в стеновых панелях и плитах перекрытий. Оконтуривание волосяными трещинами закладных деталей, выпадение раствора из швов между панелями	1
Волосяные трещины по контуру панелей. Трещины в перемычках над оконными и дверными проемами. Трещины в панелях стен и плитах перекрытий в зонах устройства скрытой электрической проводки и внутреннего отопления. Повсеместно по контуру элементов, закладных деталей и шпонок трещины с шириной раскрытия до 0,3 мм	2
Значительное раскрытие трещин в перемычках над оконными и дверными проемами. Разрушение отдельных перемычек. Во многих местах трещины по контуру, элементов и шпонок с шириной раскрытия 1...2 мм	3
Трещины во многих несущих элементах до 0,3 мм, а в некоторых – до 1...2 мм. Отколы бетона в шпонах замоналичивания, а в отдельных местах его раздробление. Нарушение связей между элементами, взаимные сдвиги элементов	3
Разрушение значительного количества перемычек и отдельных простенков. Значительная подвижка стеновых панелей и плит перекрытий относительно друг друга. Обрушивание отдельных стеновых панелей лестничных площадок и маршей	4
Обрушение плит покрытий, перекрытий, всего здания или отдельных его частей	5
Волосяные трещины в штукатурном слое и по побелке, незначительное раскрытие трещин технологического характера в стеновых панелях и плитах перекрытий. Оконтуривание волосяными трещинами закладных деталей, выпадение раствора из швов между панелями	7
Волосяные трещины по контуру панелей. Трещины в перемычках над оконными и дверными проемами. Трещины в панелях стен и плитах перекрытий в зонах устройства скрытой электрической проводки и внутреннего отопления	8
Повсеместно по контуру элементов, закладных деталей и шпонок трещины с шириной раскрытия до 0,3 мм	

Повреждения конструкций и стыковых соединений	Степень повреждения
Отсутствие видимых повреждений	0
Трещины во многих несущих элементах до 0,3 мм, а в некоторых – до 1...2 мм. Отколы бетона в шпонах замоноличивания, а в отдельных местах его раздробление. Нарушение связей между элементами, взаимные сдвиги элементов	1
Разрушение значительного количества перемычек и отдельных простенков. Значительная подвижка стеновых панелей и плит перекрытий относительно друг друга. Обрушивание отдельных стеновых панелей лестничных площадок и маршей	2
Обрушение плит покрытий, перекрытий, всего здания или отдельных его частей	3

6.13. Характерные повреждения конструкций каркасных зданий

Повреждения конструкций и стыковых соединений	Степень повреждения
Отсутствие видимых повреждений	0
Трещины с шириной раскрытия до 0,1 мм в конструкциях и стыках, подвижка по швам стеновых панелей и плит перекрытий и покрытий	1
Сквозные трещины с шириной раскрытия до 0,3...0,5 мм в основаниях колонн и в опорных участках строительных элементов и 0,3 мм в консолях, плитах покрытий и перекрытий, оголовках колонн; выколы бетона, выпадение раствора из плит перекрытий и покрытий	2
Сквозные трещины с шириной раскрытия более 0,5 мм в колоннах, ригелях, опорных участках строительных элементов и консолях, выколы бетона более 0,3 мм в стеновых панелях и плитах перекрытий к покрытий, разрушение отдельных перемычек, выдергивание закладных деталей, в отдельных случаях разрушение сварных швов, подвижка лестничных маршей	3
Разрушение и очищение бетона, выпучивание продольной арматуры в колоннах, опорных участках стропильных элементов, взаимные сдвиги элементов, отрыв закладных деталей стеновых панелей, падение панели	4
Обвалы отдельных частей или всего здания	5

Блок-схема для оценки технического состояния зданий и сооружений представлена на рис. 6.4.

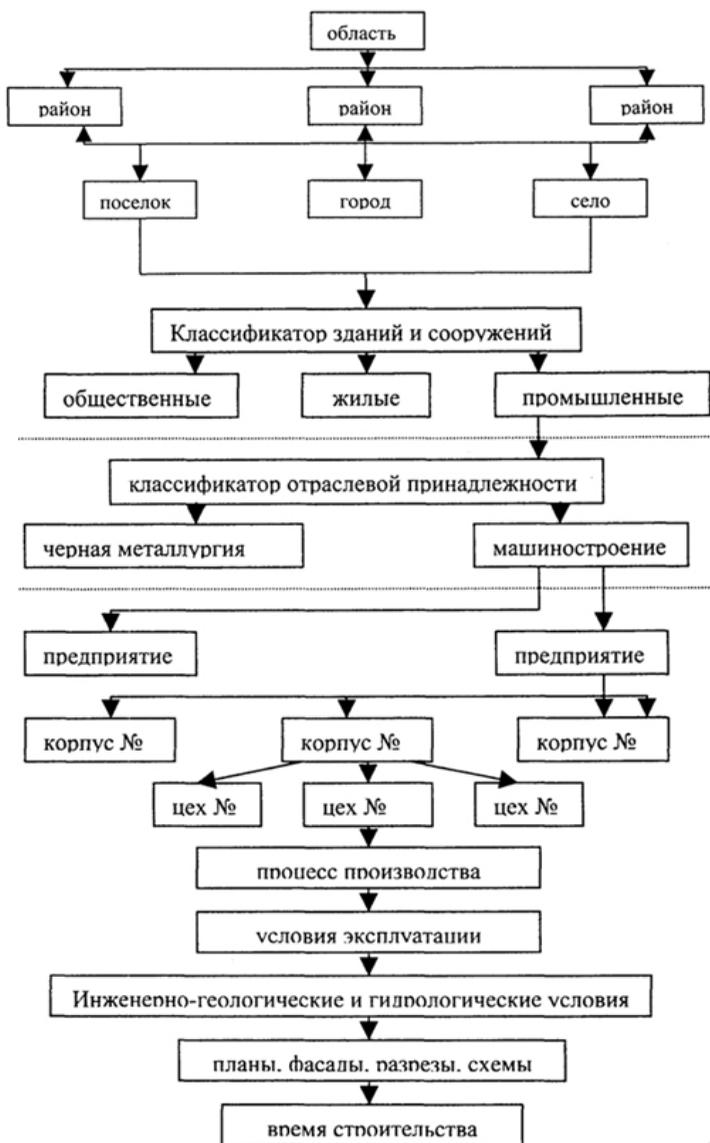


Рис. 6.4. Начало

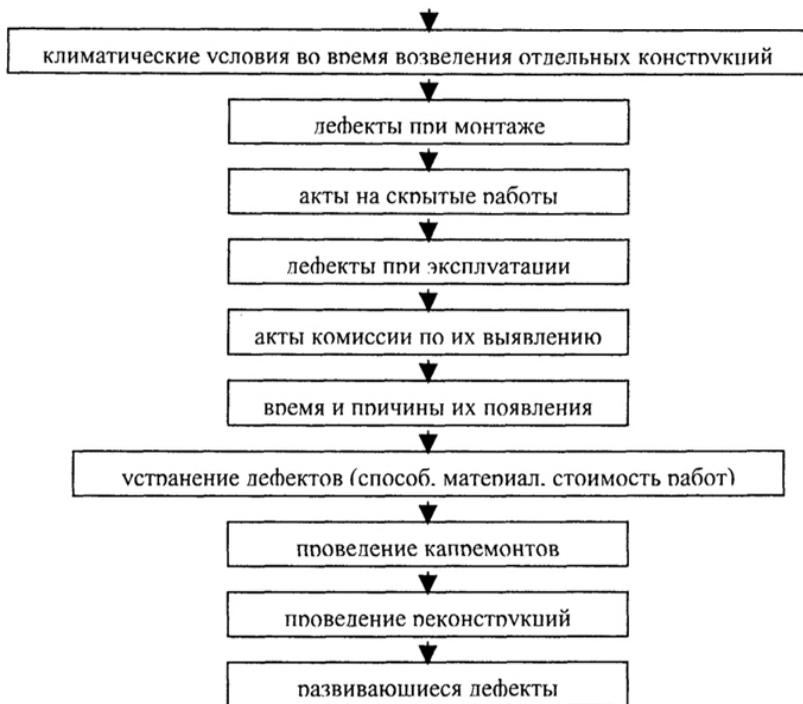


Рис. 6.4. Продолжение

6.14. Характеристика сред и их воздействия на здания

Сильно-агрессивная	Среднеагрессивная	Слабоагрессивная	Неагрессивная
Кислоты, щелочи, газы	Атмосферный воздух и вода с вредными примесями	Чистый атмосферный воздух (в сельской местности)	Чистый сухой (влажность <50%) и теплый воздух в помещениях
Агрессивные газы и жидкости в производственных помещениях	Воздух с повышенной (>75%) влажностью	Вода, не загрязненная вредными примесями	Атмосферный воздух в сухих и теплых климатических районах

Сильно-агрессивная	Среднеагрессивная	Слабоагрессивная	Неагрессивная
Конструкции химических предприятий и хранилищ	Конструкции производственных сооружений (хим., бум., промышл.), мокрых	Конструкции крыш и другие вдали от промышленных предприятий	Конструкции внутри жилых и общественных зданий. Сооружения в теплых и сухих климатических районах
Хранилищ химических продуктов	Цехов и другие вблизи промышленных предприятий		

Иссушая способность кладки существенно снижается при наличии трещин разного происхождения [133] (табл. 6.15 и 6.16).

6.15. Коэффициенты снижения несущей способности кирпичных стен, столбов и простенков

Характер повреждения кладки	Коэффициент снижения несущей способности кладки	
	неармированной	армированной
Трещины в отдельных кирпичах, не пересекающие растворные швы	1	1
Волосяные трещины, пересекающие не более двух рядов кладки	0,9	1
То же при пересечении не более четырех рядов кладки (длиной до 30...35 см) при числе трещин не более четырех на 1 м ширины (толщины стены, столба или простенка)	0,75	0,9

Характер повреждения кладки	Коэффициент снижения несущей способности кладки	
	Неармированной	Армированной
Трещины с раскрытием до 2 мм, пересекающие не более восьми рядов кладки (длиной 60...65 см) при числе трещин не более четырех на 1 м трещины (толщины стены, столба простенка)	0,5	0,7
То же при пересечении более восьми рядов (длиной более 65 см)	0	0,5

6.16. Коэффициенты снижения несущей способности при повреждении кладки под опорами балок, ферм и перемычек

Характер повреждения кладки	Коэффициент снижения несущей способности при кладке	
	Неармированной	Армированной
Местное (краевое) повреждение кладки на глубину до 2 мм (мелкие трещины, отслоение в виде лещадок) и образование вертикальных трещин по концам опор (или опорных подушек) балок, ферм и перемычек, пересекающих не более двух рядов кладки (длиной до 15...18 см)	0,75	0,9
То же при пересечении трещинами более четырех рядов кладки (длиной до 30...35 см)	0,5	0,75
Краевое повреждение кладки на глубину более 2 см и образование вертикальных и косых трещин по концам и под опорами (опорными подушками) балок и ферм, пересекающих более четырех рядов кладки (длиной более 30 см)	0	0,5

Оценка ресурса железобетонных конструкций. В период эксплуатации в железобетонной конструкции накапливаются повреждения. Отказ ее может произойти по разным признакам: по выносивости, температурному изменению среды, коррозии арматуры и бетона, развитию остаточных деформаций и прогибов т.д.

Некорбанизированный бетон может длительное время сохранять свои функции. При карбонизации бетона углекислым газом резко снижается щелочность и защитное действие бетона по отношению к арматуре. После карбонизации защитного слоя бетона утрачивается его пассивирующее действие и создаются условия для коррозии арматуры.

Уравнение карбонизации представляется в виде [214]

$$x = K_3 \sqrt{t}, \quad (6.17)$$

где x – глубина карбонизации за время t ; K_3 – величина, зависящая от коэффициента диффузии углекислого газа через бетон и условий эксплуатации.

При $a = x$

$$T_{carb} = \frac{a^2}{K_3^2}, \quad (6.18)$$

где T_{carb} – время карбонизации защитного слоя бетона. Время достижения предельного состояния

$$T = T_{carb} + T_{cor}, \quad (6.19)$$

где T_{cor} – продолжительность коррозии арматуры от потери защитных свойств бетоном до выхода конструкции из строя.

Степень поражения коррозией площади поперечного сечения арматуры в любой момент времени t определяется по формуле

$$\lambda(t) = \frac{(A_{s0} - A_s(t))}{A_{s0}}, \quad (6.20)$$

где $A_{s0}(t)$ – площадь поперечного сечения арматуры, пораженной коррозией в любой момент времени t .

Разбивая время эксплуатации на отдельные участки,

$$\Delta t = t_j - t_{j-1},$$

получим

$$\lambda(T) = \lambda_{j-1} + \rho_j(t - t_j), \quad t_{j-1} \leq t \leq t_i, \quad (6.21)$$

$$\rho_j = \frac{\lambda_j - \lambda_{j-1}}{t - t_{j-1}},$$

где ρ_j – скорость коррозионного повреждения арматуры на участке, $\Delta t = t_j - t_{j-1}$, λ_{j-1} – степень поражения коррозией арматуры при $t = t_{j-1}$;

$$\lambda(t) = K_d K_a K_n \lambda_1(t), \quad (6.22)$$

здесь K_d , K_a , K_n – коэффициенты, учитывающие влияние диаметра арматуры, раскрытия трещин и числа циклов воздействий агрессивной среды. Опыты выполняют разными методами с постоянной деформацией или постоянной нагрузкой.

В ряде случаев образцы исследуют на шлифах, при увеличении изображения в 300 – 400 раз. Браковочным признаком является разрушение границ зерен по всей поверхности шлифа или единичных зерен на глубину более 30...50 мкм.

Химический состав основного и присадочного материалов определяют методами отбора проб и спектрального анализа.

В состав технической документации, необходимой для изучения аварии, входят [92]:

- паспорт на здание или сооружение;
- рабочие чертежи;
- отчет об инженерно-геологических изысканиях;
- детализированные чертежи стальных конструкций;
- заводские сертификаты на конструкции;
- документы, удостоверяющие качество материалов и конструкций;
- документы о согласовании отступлений от проекта;
- акты приемки скрытых работ;
- журналы работ;
- исполнительные схемы;
- акты на ремонтные работы;
- чертежи усиления (если они выполнялись);
- ведомости дефектов, выявленных в процессе эксплуатации;
- переписка заказчика с подрядными и проектными организациями;
- документы об изменении объектно-планировочного решения или модернизации технологического оборудования;
- акты об агрессивности среды;
- показания свидетелей об аварии.

Неразрушающие методы определения физико-механических характеристик материала. Для повышения надежности строительства необходим пооперационный контроль качества работ на всех этапах. В нашей стране применяют разнообразные неразрушающие и разрушающие методы, разрабатывается и совершенствуется измерительная аппаратура. Сведения о ней можно найти в технической литературе, например в работе [175]. Особое значение имеют неразрушающие методы контроля. Они позволяют получать оперативную информацию по качеству ведения работ, деструкции материала, о положении и диаметре рабочей арматуры, степени коррозии закладных деталей, наличии разного вида дефектов.

Неразрушающий контроль – контроль надежности основных рабочих свойств и параметров объекта или отдельных узлов, не требующий выведения объекта из работы либо его демонтажа [199].

Различают следующие методы неразрушающего контроля:

– магнитный – основан на анализе взаимодействия магнитного поля с контролируемым объектом;

– электрический – метод основан на регистрации параметров электрического поля, взаимодействующего с контролируемым объектом или возникающего в контролируемом объекте в результате внешнего воздействия;

– вихретоковый – основан на анализе взаимодействия электромагнитного поля вихретокового преобразователя с электромагнитным полем вихревых токов;

– радиоволновой – основанный на регистрации изменений параметров электромагнитных волн радиодиапазона, взаимодействующих с контролируемым объектом;

– тепловой – основан на фиксировании изменений тепловых или температурных полей контролируемых объектов, вызванных дефектами;

– оптический – основан на регистрации параметров оптического излучения, взаимодействующего с контролируемым объектом;

– радиационный – основан на регистрации и анализе проникающего ионизирующего излучения после взаимодействия с контролируемым объектом;

– акустический или ультразвуковой – основан на регистрации параметров упругих волн, возникающих в контролируемом объекте.

– контроль проникающими веществами – основан на проникновении веществ в полости дефектов контролируемого объекта.

Методы каждого вида неразрушающего контроля классифицируются по следующим признакам [8, 25, 33, 46, 50, 104, 118, 131, 191, 206, 207, 217]:

- а) характеру взаимодействия физических полей или веществ с контролируемым объектом;
- б) первичным информативным параметрам;
- в) способам получения первичной информации.

Метод магнитной памяти [46] – новое направление в технической диагностике оборудования и конструкций. Метод объединяет возможности неразрушающего контроля и механики разрушений, вследствие чего он имеет ряд существенных преимуществ перед другими методами при контроле промышленных объектов. Метод не требует специальной подготовки поверхности объекта контроля (зачистки металла и пр.) и применения специальных намагничивающих устройств, так как используется явление намагничивания оборудования и конструкций в процессе их изготовления и эксплуатации. Новый метод не имеет аналогов в мире и защищен патентами в России, Польше, Германии и Китае.

Гидравлическое и пневматическое испытания сварных сосудов [131, 132]. Цель таких испытаний – проверка плотности шва, а также определение прочности сосуда при максимальных нагрузках.

При гидравлическом испытании сосуд наполняют водой и с помощью насоса создают давление, которое превышает максимальное рабочее давление изделия. Для сосудов с рабочим давлением до 5 кгс/см^2 величина пробного гидравлического давления должно быть на 50% больше рабочего, но не ниже 2 кгс/см^2 . При рабочем давлении свыше 5 кгс/см^2 , пробное давление должно быть не менее 25% рабочего и не менее 3 кгс/см^2 . Под пробным давлением сосуд выдерживают 5 мин. Потом давление снижают до рабочего, и швы обстукивают закругленным молотком весом 1 кг на расстоянии 15...20 мм от кромок. Швы тщательно осматривают. Места появления течей или запотевания вырезают и вновь заваривают.

Пневматическое испытание проводят сжатым воздухом при рабочем давлении. Швы обмазывают мыльным раствором. В местах пропуска появляются пузыри.

Для сосудов, не работающих под давлением, плотность сварных швов проверяют с помощью керосина. Одну сторону смазывают керосином, а другую мелом, размоченным в воде. При наличии неплотностей появляются желтые пятна.

Также используют метод аммиака и фенолфталеина.

Применяют вакуумный способ. Шов смачивают мыльным раствором и на проверяемый участок устанавливают вакуумную камеру из прозрачного плексигласа. При откачке воздуха из камеры в ней появляются пузыри в местах расположения дефектов шва.

Плотность сварных и паяных швов проверяют с помощью гелиевых и галоидных течеискателей.

Просвечивание швов. Просвечиванием обнаруживают внутренние дефекты – трещины, непровары, поры, шлаковые включения. Этим способом проверяют швы ответственных изделий, например сосудов, работающих под давлением. Для просвечивания применяют рентгеновские лучи или излучение радиоактивных элементов (гамма-лучи). Эти лучи, не видимые человеческим глазом, способны проникать через толщу металла, действуя на светочувствительную фотопленку, приложенную к шву с обратной стороны.

В тех местах шва, где имеется дефект, поглощение лучей металлом будет меньше, и они окажут более сильное воздействие на чувствительную к лучам эмульсию пленки. Поэтому в данном месте на пленке после проявления будет темное пятно, по размерам и форме соответствующее имеющемуся дефекту. Снимок шва на пленке называется рентгенограммой (или гаммограммой) шва. Обычно просвечивают 10...25% общей длины швов. В особо ответственных конструкциях просвечивают все швы.

Для просвечивания применяют рентгеновские аппараты, состоящие из специального трансформатора с выпрямителем и особой лампы – рентгеновской трубки.

Определение дефектов при просвечивании гамма-лучами металла толщиной более 100 мм хуже, чем при просвечивании рентгеновскими лучами. Поэтому гамма-лучи используют только в тех случаях, когда рентгеновские лучи применить нельзя из-за формы изделий, малой доступности шва или слишком большой толщины металла.

Однако просвечивание гамма-лучами имеет и ряд преимуществ перед рентгеновским, а именно: обеспечивается возможность просвечивания труднодоступных мест на изделии; возможность просвечивания швов одновременно в нескольких точках; возможность контроля кольцевых швов из одной точки; безотказность и длительность (несколько лет) работы радиоактивных препаратов; простота, невысокая стоимость и легкость транспортировки просвечивающей установки. Просвечивание рентгеновскими и гамма-лучами выполняет только специально обученный персонал. Радиоактивное и гамма-излучение опасно для человеческого организма при длительном воздействии на него. Поэтому при просвечивании применяются специальные меры защиты обслуживающего персонала и окружающих лиц от действия этих лучей (свинцовые контейнеры, экраны и пр.).

Ультразвуковой метод контроля швов. Ультразвуковой метод контроля основан на способности высокочастотных (свыше 20 000 Гц) колебаний, не воспринимаемых человеческим ухом, проникать в металл шва и отражаться от поверхности пор, трещин и других дефектов.

Эти колебания проникают в металл и, если встречают на своем пути дефект, то отражаются от него и воспринимаются вновь той же

(или второй) пластинкой пьезодатчика, вызывая отклонение луча на экране осциллографа. По времени от посылки до приема сигнала можно определять не только наличие, но и глубину залегания дефекта.

Ультразвуковой метод может применяться при толщине металла свыше 3...4 мм. При толщине швов менее 8...10 мм выявление дефектов этим методом требует высокой квалификации контролера. Поэтому ультразвуковой контроль обычно используют для металла толщиной 12...15 мм и более; он особенно эффективен при толщине металла 30...50 мм и выше. Для лучшего прохождения колебаний через поверхность металла, прилегающую к шву, на нее наносят тонкий слой трансформаторного, турбинного или машинного масла или глицерина.

Магнитный метод. Этот способ контроля основан на изменении направления линий магнитного потока около места расположения дефекта, который они огибают вследствие меньшей магнитной проницаемости дефекта по сравнению с целым металлом. По способу определения места залегания дефекта существуют два способа контроля: порошковый (сухой или эмульсионный) и индукционный. При сухом способе порошок закиси-окиси железа (окалины) с частицами размером 5...10 микрон наносят на поверхность шва с помощью сита или распылителя. При эмульсионном способе шов покрывают жидкой смесью (эмульсией) из указанного порошка, разведенного в керосине или трансформаторном масле. Затем изделие намагничивают с помощью постоянного или переменного сварочного тока до 200 А от преобразователя или трансформатора. Ток пропускают по обмотке, имеющей несколько витков, окружающих изделие. Под действием возникающего в изделии магнитного поля частицы железного порошка располагаются гуще около места с дефектом: непроваром, трещинами. Поскольку этим способом выявляются только дефекты, расположенные перпендикулярно направлению магнитных линий, то каждый участок нужно проверять дважды: один раз намагничивая его поперек, а второй – вдоль шва.

Виды коррозии сварных швов. В основе коррозионных явлений лежат химический и электрохимический процессы. Химическая коррозия является процессом непосредственно химического взаимодействия между металлом и средой. Ионизация атомов металла и восстановление окислительной составляющей среды происходят в одну стадию. Электрохимическая коррозия возникает из-за образования гальванических пар и протекания электрического тока.

Различные зоны сварного шва (шов, зоны перегрева, перекристаллизации, максимальной пластической деформации, основного металла) отличаются химическим составом, имеют на поверхности различные электрические потенциалы и могут выступать в роли микроэлементов. Характер разрушения показан на рис. 6.5 [33].

Тип и вид коррозии	Характер разрушения
1. Общая коррозия: а) равномерная	
б) сосредоточенная на шве	
в) сосредоточенная в зоне термовлияния	
г) преимущественно на основном металле	
2. Местная межкристаллитная: а) в зоне термовлияния	
б) ножевая в зоне сплавления	
в) в сварном шве	
г) точечная	
3. Коррозионная усталость: а) коррозионное растрескивание	
б) повторно-статическая, циклическая	

Рис. 6.5. Типы и виды коррозии в районе сварных швов

Коррозионная стойкость металла. Оценка стойкости сварных соединений производится разными способами [207, рис. 6.5], в том числе и ускоренными; гравитационным (весовым), профилографическим, по изменению механических свойств, визуальным. Гравитационный метод заключается в определении изменения массы образца при действии сильных кислот в течение определенного периода времени. Профилографирование выполняют путем записи диаграммы изменений профиля образца после воздействия коррозионной среды. Для испытания малоуглеродистой стали применяют 25 %-ный водный раствор серной кислоты. Электрохимический метод определения коррозионной стойкости сварных соединений состоит в определении электродных потенциалов, показывающих влияние свойств среды. Оценку изменения механических свойств соединений вследствие коррозионного воздействия получают в опытах на растяжение и изгиб до и после коррозионных испытаний (рис. 6.6).

В шве, околошовной зоне возникает структурно-химическая макро- и микронеоднородность, геометрическая неоднородность (непровары, подрезы, трещины и т.п.), неоднородность упругопластического состояния, вызванная неравномерным распределением остаточных упругих напряжений и пластических деформаций. Вследствие этого в условиях напряженного состояния возможно коррозионное растрескивание. Напряжения в испытаниях на растрескивание могут быть вызваны собственным полем остаточных напряжений.

Степень поражений коррозией металла определяют путем удаления продуктов коррозии, например с помощью 1%-го формалина. Образцы (рис. 6.7) погружают в раствор на несколько часов. Продукты коррозии снимают металлической щеткой. Затем определяют глубину местных коррозионных поражений не менее, чем в пяти точках. С этой целью можно использовать индикатор с иглой, закрепленной на подставке.

За зданиями и сооружениями, построенными в сложных инженерно-геологических условиях, а также имеющих значительные и нестабилизированные трещины, устанавливают инструментальное наблюдение. На рисунке 6.8 показаны схемы расстановки приборов для измерения напряженно-деформированного состояния отсека крупнопанельного здания на просадочном фундаменте II типа. (Практика проектирования и строительства жилых зданий на просадочных грунтах I и II типов. ЦЕТИ по гражданскому строительству и архитектуре. – М., 1977. – № 10. – 42 с.).

Для наблюдения за напряжениями по контакту двух сред (например, основания и сооружения) применяют датчики и динамометры разных конструкций. В гидротехнике и промышленном строительстве наибольшее распространение получили приборы струнного типа (рис. 6.9).

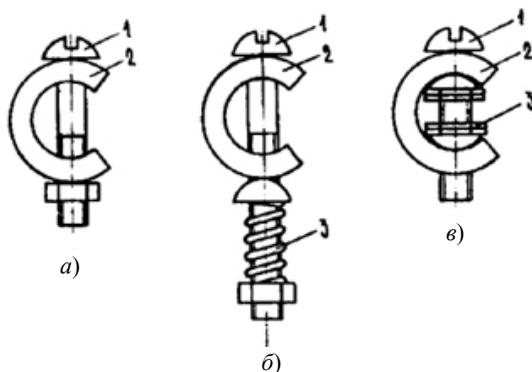


Рис. 6.6. Кольцевой стандартный образец для испытания алюминиевых сплавов в напряженном состоянии:

a – при постоянной деформации; *б*, *в* – при постоянной нагрузке;
 1 – винт; 2 – образец; 3 – пружина

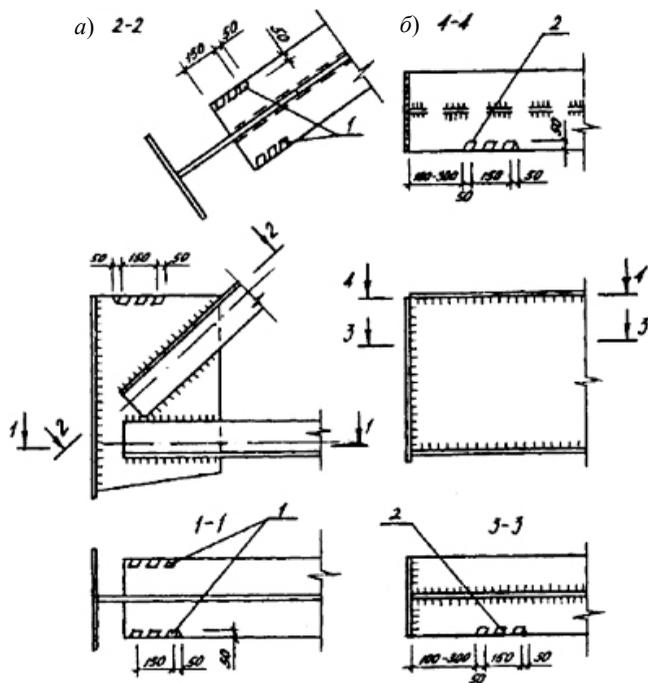


Рис. 6.7. Места отбора образцов:

a – в фермах; *б* – в балках; 1 – образцы; 2 – образец у опоры

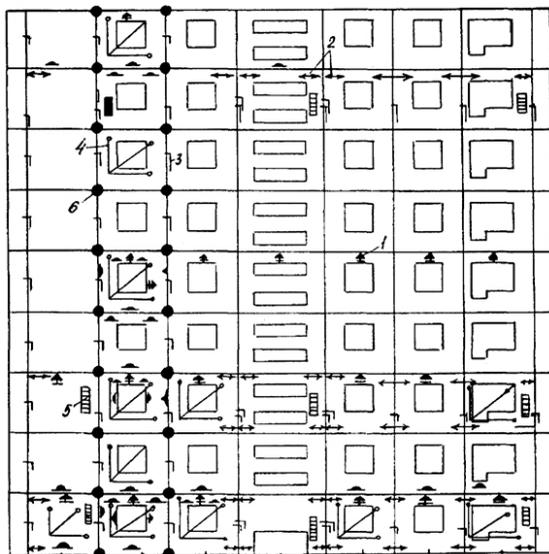


Рис. 6.8. Оснащение приборами отсека IV:

1 – термодатчики на арматуре; 2 – марки для замера величин раскрытия стыков; 3 – марки для замера относительных сдвигов; 4 – индикаторы для замеров перекосов панелей; 5 – мерные линейки для наблюдения за поэтажными искривлениями; 6 – узлы, оборудованные измерительной аппаратурой

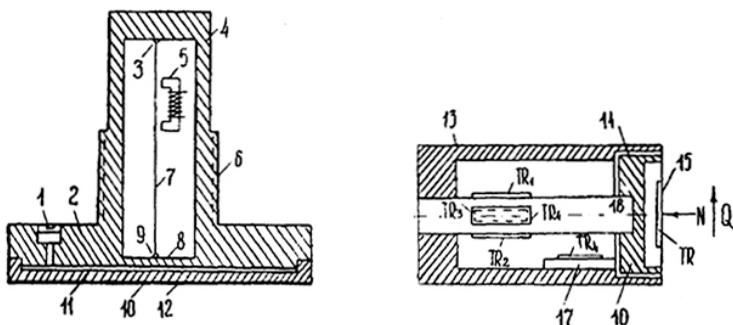


Рис. 6.9. Схемы датчиков для измерения нормальных и касательных напряжений:

1 – отверстие; 2 – кожух; 3, 9 – струнодержатели; 4 – защитный кожух; 5 – электромагнит; 6 – резьба; 7 – струна; 8 – мембрана рабочая; 10 – мембрана внешняя; 11 – гидравлическая полость; 12 – контактная площадка; 13 – корпус; 14 – зазор; 15 – диафрагма; 16 – диск диафрагмы; 17 – пластина; 18 – упругий элемент

При деформации изменяется напряжение струны и частота ее собственных колебаний. По изменению частоты колебания струны вычисляются приращение относительной деформации и напряжение для упругого или упругоползучего тела по зависимости

$$\sigma^*(t) = \sigma(t) + E(t) \int_{\tau}^t \frac{\partial}{\partial \tau} \delta(t, \tau) d\tau, \quad (6.23)$$

где $\sigma^*(t)$ – напряжение в момент времени t с учетом ползучести бетона; $\sigma(t)$ – упругомгновенное напряжение; $E(t)$ – мгновенный модуль упругости в момент времени t ; $\delta(t, \tau)$ – полная деформация в момент t от единичного напряжения в возрасте τ :

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau), \quad (6.24)$$

где $C(t, \tau)$ – мера ползучести.

Осадки фундаментов зданий и сооружений могут быть определены с помощью гидронивелирной установки (рис. 6.10).

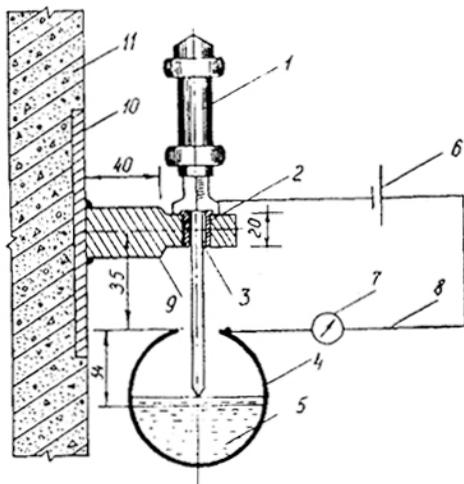


Рис. 6.10. Схема электроконтактной гидронивелирной установки:

- 1 – микрометр; 2 – диэлектрическая муфта; 3 – гнездовой центр для микрометра; 4 – уроненная труба $\varnothing 100$ мм; 5 – жидкость;
- 6 – батарея КБС; 7 – микроамперметр; 8 – электропривод;
- 9 – осадочный репер; 10 – закладная пластина; 11 – ж/б фундамент

При обследовании железобетонных конструкций и оценке их технического состояния необходимо определить класс арматуры, ее механические характеристики и химический состав. Класс арматуры можно определить по ее профилю (рис. 6.11). Более подробно см. в книге С. Б. Насонова, 2013.

Силовое сопротивление железобетона, подверженного коррозии исследовали: А. Ф. Полак (1982); Г. С. Рояк (2002); Р. Б. Гарибов (2003); И. И. Овчинников (2007); В. М. Бондаренко (2008, 2009); Б. Л. Ягупов, А. Иванов (2010); Р. Б. Гарибов, И. И. Овчинников (2003, 2010) и др.

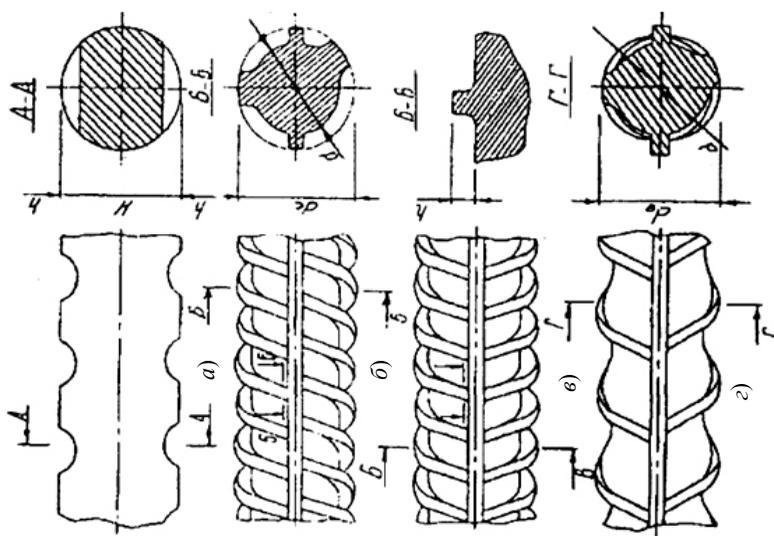


Рис. 6.11. Профили арматуры классов:

а – В_p-11; *б* – А-П (А300); *в* – А-111 (А400) А-1V (А500); *г* – А-V (А600)

7. ОБЕСПЕЧЕНИЕ ТРЕБУЕМОЙ НАДЕЖНОСТИ И ДОЛГОВЕЧНОСТИ

7.1. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

При проектировании, изготовлении и эксплуатации конструкций необходимо добиться соответствия следующим требованиям [34, 45, 63, 89, 96, 101, 143, 149, 159, 162, 163, 167, 174, 221]:

- а) все конструкции должны воспринимать и передавать нагрузки;
- б) ни одна конструкция не должна разрушиться раньше заданного срока эксплуатации;
- в) каждая конструкция должна выполнять свою функцию;
- г) должна быть обеспечена возможность ремонта в течение срока эксплуатации.

Обеспечение надежности строительных конструкций за расчетный период эксплуатации является актуальнейшей задачей. Практически во всех зданиях и сооружениях имеются недопустимые дефекты и(или) деформации, причины которых не всегда ясны. В определенных случаях повреждения столь существенны, что возникает опасность жизни людей, экологических бедствий, нарушения технологических процессов. Пока трудно оценить надежность конструкций, здания или сооружения. Часто не учитывают реальные условия эксплуатации.

В международном стандарте «Общие принципы проверки надежности конструкций», подготовленном международной организацией по стандартизации (ИСО), отмечается:

– строительные конструкции и основания должны быть запроектированы таким образом, чтобы они обладали достаточной надежностью при возведении и эксплуатации с учетом при необходимости особых воздействий (например, в результате землетрясения, наводнения, пожара, взрыва); основным свойством, определяющим надежность строительных конструкций, зданий и сооружений в целом является безотказность их работы – способность сохранять заданные эксплуатационные качества в течение определенного срока службы;

– рассчитывать строительные конструкции, основания следует по методу предельных состояний, основные положения которого должны быть направлены на обеспечение безотказной работы конструкций и оснований с учетом изменчивости свойств материалов, грунтов, нагрузок и воздействий, геометрических характеристик конструкций, условий их работы, а также степени ответственности (и народно-

хозяйственной значимости проектируемых объектов, определяемой материальным и социальным ущербом при нарушении их работоспособности). Предельные состояния – это состояния, при которых конструкция, основание, здание или сооружение в целом перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям.

По степени ответственности здания и сооружения разделены на три класса.

К I классу отнесены здания и сооружения объектов, имеющие особо важное народнохозяйственное и(или) социальное значение, приносящее значительный доход, или имеющие значительную стоимость, а также здания и сооружения, при достижении конструкциями которых предельных состояний одновременно подвергается опасности большое число людей.

Ко II классу отнесены здания и сооружения объектов, имеющие важное народнохозяйственное и(или) социальное значение.

К III классу отнесены здания и сооружения объектов, имеющих ограниченное народнохозяйственное и(или) социальное значение, от надежности которых зависит безопасность эпизодически появляющихся людей.

Для предотвращения возможности разрушения необходимо: исключить вероятность внезапного хрупкого разрушения несущих строительных конструкций (с этой целью часто используют материалы и конструкции, обладающие способностью к большим деформациям);

- обеспечить возможность усиления при появлении предвестников разрушения;

- предотвратить возможность прогрессирующего разрушения;

- обезопасить жизнь людей;

- исключить конструктивные решения, которые могут привести к аварии;

- учитывать отечественный и зарубежный опыт эксплуатации подобных зданий или сооружений в аналогичных инженерно-геологических и климатических условиях;

- предусматривать необходимые средства для наблюдения за деформациями и перемещениями наиболее ответственных зданий или сооружений;

- вводить разные способы расчета и конструирования для зданий или сооружений различной значимости.

Для повышения надежности конструкций необходимо в расчетах использовать дополнительные характеристики: марку по диффузионной и капиллярной проницаемости (при работе конструкций в условиях агрессивной среды), по термической стойкости (при работе в усло-

виях высоких температур), по радиационной проницаемости (при работе конструкций в условиях радиационных излучений), по истираемости и др.

При проектировании зданий разного класса по значимости рекомендуется допускать различные уровни деформирования в момент разрушения.

Важное значение придается проектированию и устройству деформационных швов.

Температурно-усадочные швы. Устраиваются для уменьшения усилий в конструкциях и ограничения раскрытия трещин, например, [204] в панелях и стыках, возникающих вследствие температурных и усадочных деформаций и осадок основания. Расстояние между температурно-усадочными швами определяют с учетом климатических условий строительства, материала стен и перекрытий, типа стыковых соединений, конструктивной схемы здания. В панельных зданиях температурно-усадочные швы устраивают в виде спаренных утепленных поперечных стен в местах сопряжения планировочных секций дома.

Температурно-усадочные швы могут быть также решены одной сквозной поперечной стеной. Швы располагают со стороны лестничной клетки и нежилых помещений квартир.

При выполнении температурно-усадочных швов с помощью одной сквозной поперечной стены должны быть соблюдены следующие условия.

1. Плиты перекрытий в зоне шва с одной стороны от оси поперечной стены должны иметь свободные продольные деформации (горизонтальный шов скольжения между поперечной стеной и перекрытием). Горизонтальные швы скольжения могут быть получены свободным опиранием панели перекрытия или лестничных площадок на консольные выступы поперечных стен.

2. Вертикальные швы в продольных стенах должны выполняться без связей в местах их примыкания к поперечной стене, выполняющей функцию температурного шва. В зоне температурно-усадочного шва он должен заполняться легко сжимаемыми материалами (за исключением устья для устройства герметизации). Непосредственный контакт наружных стен в вертикальном шве не допускается.

3. Швы горизонтальные скольжения и вертикальные с упругой прокладкой должны находиться по одну сторону стены, выполняющей функцию температурно-усадочного шва. Это требование необходимо соблюдать при изломе поперечной стены в плане.

4. Обеспечить устойчивость продольных стен, примыкающих к шву.

Осадочные швы. Они необходимы для предотвращения образования неорганизованных трещин на границах участков здания, имеющих разные осадки. Осадочные швы разделяют здание на всю высоту, включая фундаменты. Их устраивают при возведении зданий на грунтах с различной по длине здания сжимаемостью, при разнотипных фундаментах и значительной разнице в нагрузках. При строительстве крупнопанельных зданий в обычных инженерно-геологических условиях осадочные швы выполняют в случае перепада высот здания более чем на 30%.

Деформационные швы. Применяют их для уменьшения усилий в конструкциях и ограничения ширины раскрытия трещин вследствие неравномерных деформаций основания. Деформационные швы, как и осадочные, должны разделять здание на всю высоту, включая фундаменты. В панельных зданиях такие швы выполняют на границах планировочных секций [204]. Величина деформационных швов рассчитывается и должна быть не менее 20 мм. Стены у деформационных швов должны быть теплыми.

Антисейсмические швы. Предназначены для уменьшения усилий в конструкциях при сейсмических воздействиях. Конструкция швов должна обеспечивать взаимные смещения отсеков здания. Их устраивают в местах изменения этажности здания; при расчленении зданий сложной формы на отсеки простой прямоугольной формы длиной до 60 м. Антисейсмические швы целесообразно совмещать с осадочными и деформационными.

Заданные свойства материалов, например бетона, можно достичь, применяя различные добавки.

Добавки-модификаторы. Перспективным направлением технического прогресса в технологии бетона является формирование структуры бетона, позволяющей существенно повысить стойкость бетона и улучшить физико-технические свойства [Б.Ж., 1987, № 7]. Наиболее эффективно модифицирование бетонов олигомерами гидрофобно-газовыделяющего типа. Они позволяют получить мелкопористую структуру бетона и мозаично гидрофобизировать внутреннюю поверхность пор и капилляров цементного камня. Модифицирование с помощью крепких органических соединений (КОС) способствует получению бетонов высокой морозо- и коррозионной стойкости.

В практике получили распространение суперпластификаторы – продукты конденсации нафталинсульфоокислоты и формальдегида олигомерного состава (С-3 и его аналоги). Эффективны суперпластификаторы на основе сульфированных меламинаформальдегидных смол (МФ-АР, 10-03 и др.). Суперпластификаторы снижают В/Ц бетона и

диффузионную проницаемость на отношение к углекислому газу. Целесообразно применение модификаторов полуфункционального действия (ПМФ). Они усиливают комплекс основных свойств и сводят к минимуму нежелательные эффекты в смесях.

Приведем описание видов добавок из работы [155]:

- пластификаторы (BV) – снижают потребность свежего бетона в воде и улучшают удобоукладываемость бетонной смеси, что также повышает прочность бетона. К пластификаторам относятся и средства, увеличивающие текучесть бетона;

- порообразующие добавки (LP) – образуют маленькие, равномерно распределенные по объему бетона воздушные поры, которые нарушают систему капиллярных пор, улучшая тем самым морозостойкость бетона и его устойчивость к агрессивному воздействию размораживающих солей, а также повышает удобоукладываемость бетона;

- добавки для придания бетону водонепроницаемости (DM) – предназначены для снижения степени проникания воды в бетон; эффективность таких средств усиливается при правильно подобранном гранулометрическом составе бетона и тщательном уплотнении бетонной смеси;

- замедлители схватывания (VZ) и ускорители схватывания (BE) – соответственно замедляют или ускоряют процесс твердения бетона; их воздействие в значительной степени зависит от количества добавок, температуры бетонирования, вида цемента, что требует предварительных испытаний добавок в условиях конкретной стройплощадки;

- добавки, улучшающие качество нагнетаемых растворов (EH) – улучшают текучесть раствора для запрессовки в каналы и уменьшают потребность раствора в воде; эти вещества, уменьшая усадку смеси, нагнетаемой в каналы для арматурных элементов в предварительно напряженном железобетоне, обеспечивают надежное заполнение каналов;

- стабилизирующие добавки (ST) – предназначены для уменьшения выделения влаги из свежей бетонной смеси (так называемое выполнение); введение стабилизаторов увеличивает взаимосвязь между исходными материалами, составляющими собственно бетон, уменьшает вероятность расслоения бетонной смеси, при этом степень вязкости воды повышается, причем подвижность ее ограничивается, а обволакивание его частиц твердых составляющих материалов бетона увеличивается, что и способствует стабилизации бетона.

Кроме перечисленных, применяются еще два вида добавок для бетона:

- пенообразующие добавки используются для изготовления легкого бетона (пористого бетона);

– добавки синтетических смол в виде водных дисперсий, которые после испарения избыточной влаги соединяются с цементом; эти добавки улучшают прочность сцепления и упругость бетона, поэтому их использование особенно целесообразно при ремонтных работах по ликвидации наружных дефектов бетонных конструкций.

В последние годы учеными Российской Академии архитектуры и строительных наук (РААСН) разработаны: обобщенные критерии прочности бетонов, комбинированный критерий прочности грунтов, критерий прочности строительных сталей при низкой температуре, критерии длительной прочности анизотропных материалов. Эти данные рекомендованы для учета в нормативных документах. Предложена новая формулировка критерия прочности грунтов, основанная на концепции мощности диссипации внутренней энергии при разрушении. Сформулированы виды механизма разрушения анизотропных строительных материалов от отрыва, смятия и сдвига (Соломанов В. И., Римшин В. И. Строительная наука на новых рубежах // Жилищное строительство, 1996. – № 8. – С. 2 – 4).

Разработаны физико-механические модели линейных и нелинейных процессов деформирования, модели объектов сложной геометрии.

Мировое развитие арматуры для обычных железобетонных конструкций имеет следующие основные тенденции:

– повышение прочностных свойств до уровня класса А500С, т.е. до $\sigma_T > 500 \text{ Н/мм}^2$;

– обеспечение гарантированной свариваемости за счет ограничения содержания углерода до 0,24% и углеродного эквивалента C_3 до 0,52%:

$$C_3 = C + \frac{\text{Mn}}{6} + \frac{\text{Cr} + \text{Mo} + \text{V}}{5} + \frac{\text{Cu} + \text{Ni}}{6},$$

где С, Мn, Cr, Мо, V, Ni, Cu – содержание соответственно углерода, марганца, хрома, молибдена, ванадия, никеля и меди в процентах;

– полная унификация, т.е. переход на единый класс арматуры: В500 по EN 10080 (ЕС) или А500С по российскому стандарту Ассоциации стандартизации в черной металлургии СТО АСЧМ 7-93 независимо от способа производства и диаметра (от 5 до 40 мм);

– повышение надежности, долговечности и улучшение совместимости в работе арматуры с бетоном за счет качества самой стали и перехода на единый (серповидный) профиль. (Мадатян С. А. Общие тенденции производства и применения обычной и напрягаемой арматуры // Бетон и железобетон. – 1997. – № 1. – С. 2 – 5).

7.2. ПОВЫШЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ, НАДЕЖНОСТИ И ДОЛГОВЕЧНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ, ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Проверочные расчеты конструкций выполняются в целях выявления: возможности дальнейшей эксплуатации без ограничения, возможности эксплуатации с ограничениями, необходимости усиления, прекращения эксплуатации из-за аварийной ситуации. Расчет производится с учетом ослабления, несовершенств геометрической формы и практических характеристик материала. Значительные осложнения вызывает определение геометрических характеристик сечения. Следовательно, хотя бы приближенно, оценивать остаточную долговечность конструкций [19, 28, 34, 38, 86, 111, 166, 171].

В наше время проверочные расчеты можно и даже нужно выполнять с помощью автоматизированных вычислительных комплексов, таких как SCAD, Лира, продукты компании Autodesk и др.

Усиление конструкций зданий и сооружений. Его осуществляют следующими способами: повышение прочности материала, увеличение площади сечения, замена части усиливаемой конструкции, изменение статической схемы конструкции или здания, а также путем комбинации вышеперечисленных способов. Важное значение имеет обеспечение совместной работы элемента усиления с усиливаемыми конструкциями.

Повышение прочности бетона усиливаемой конструкции достигается, например полимерными композициями.

Разнообразны способы изменения статической схемы конструкций. Это – устройство дополнительных опор и систем (например, шпренгельных), увеличение статической неопределимости (например, создание неразрезности изгибаемых элементов), резкого изменения статической схемы (например, переход от рамной к рамно-связевой). Подробнее см. в работах [24, 34, 54, 58, 60, 85, 110, 111, 153, 158, 166, 167, 169, 172, 173, 191, 209, 216].

Так, в работе [101] перечислены приемы регулирования напряжений (усилий) в балках:

- перемещение нагрузки и изменение условий закрепления опор;
- превращение однопролетных статически определимых балок в неопределимые многопролетные, в шпренгельные конструкции, в балки фермы;
- пригрузка имеющихся консолей или искусственно созданных;
- применение натяжных систем балка-тяж;
- введение предварительно напряженной затяжки;

- предварительный упругий выгиб с последующей сваркой;
- смещение (по вертикали или горизонтали) опор;
- превращение в жесткие и квантовые системы;
- применение комплексных (объединенных) стальных балок, работающих совместно с железобетонной плитой;
 - шарнирное прикрепление второстепенных балок к главным для снижения крутящего момента;
 - создание ригельно-подкосной системы;
 - деконцентрация напряжений в целях увеличения хладостойкости элементов конструкций.

Оптимальный вариант регулирования определяется из сравнения конкурентоспособных по затратам материалов, трудоемкости и технологичности выполнения, сложности монтажа, стоимости реконструкции, сравнению затрат, связанных с возможной остановкой производственного процесса.

Широкое распространение получил способ усиления зданий напряженными стальными тяжами. Тяжи изготавливают из стержней диаметром 28...36 мм, устанавливают в борозды на уровне перекрытий. На углах здания под пояса ставят вертикальные утолчки. Натяжения (до 50 кН) поясов производят с помощью стяжных муфт одновременно по всему контуру здания.

Классификация способов усиления оснований, фундаментов, гидроизоляции фундаментов эксплуатируемых зданий приведены [222] соответственно в табл. 7.1 и 7.2, а также в работах [38, 39, 86, 111, 216].

7.1. Классификация основных методов усиления оснований фундаментов эксплуатируемых зданий

Метод усиления		Область применения		Примерная прочность усиления, МПа
Метод	Конструктивно-технологическое решение	Группы оснований	Коэффициент фильтрации, м/сут	
Цементация	Нагнетание цементного раствора	Крупнозернистые пески	2...80	1...4
Одно-растворная силикатизация	Нагнетание раствора силиката натрия	Лессы	0,1...2,0	0,6...0,8
	Нагнетание раствора силиката натрия с отвердителем	Мелкие пылеватые пески	0,5...5,0	0,4...0,5

Продолжение табл. 7.1

Метод усиления		Область применения		Примерная прочность усиления, МПа
Метод	Конструктивно-технологическое решение	Группы оснований	Коэффициент фильтрации, м/сут	
Двухрастворная силикатизация	Последовательное нагнетание растворов силиката и хлористого кальция	Пески средней крупности и мелкие	2...80	1,5...2,0
Электро-силикатизация	Последовательное нагнетание растворов силиката натрия и хлористого кальция при создании электрического поля постоянного тока между забитыми электродами	Глины, суглинки, супеси	0,01...0,10	0,4...0,8
Смолизация	Нагнетание раствора карбамидной смолы с отвердителями	Пески средней крупности, мелкие	0,5...5,0	1,5...2,0
Термический способ	Обжиг, сжигание топлива в скважинах	Лессы	0,1...1,0	1,0...1,5
Механическое уплотнение	Устройство буронабивных наклонных свай	Для любых грунтов	0,1...5,0	0,6...0,8
	Устройство «стены» в грунте	То же	0,1...5,0	1...2

7.2. Классификация основных методов восстановления и усиления фундаментов эксплуатируемых зданий

Метод усиления		Условия и область применения
Метод	Конструктивно-технологическое решение	
Укрепление кладки фундаментов без расширения подошвы (восстановление)	Инъекцирование цементного раствора	Ослабление до 20% прочности кладки по всей толщине стены, расслоение кладки

Продолжение табл. 7.2

Метод усиления		Условия и область применения
Метод	Конструктивно-технологическое решение	
Укрепление кладки фундаментов без расширения подошвы (восстановление)	Штукатурка или торкретирование	Ослабление до 10% прочности кладки, главным образом снаружи, эрозия фундамента, незначительные трещины
Обоймы	Устройство железобетонных или металлических обойм, в том числе и нагружаемых (колонн и простенков)	Недостаточная несущая способность (до 40%), увеличение нагрузок
Разгрузочные конструкции	Устройство жестких поясов из прокатного металла, вшитрабленных в стены для перераспределения нагрузок. Передача нагрузки на выносные опоры в виде банкетов, отдельных или групп свай, кессонов через систему балок и прогонов	Наличие отдельных участков ослабленных фундаментов (особенно стен)
Изменение несущей схемы фундаментов	Устройство дополнительных новых промежуточных опор	Значительные осадочные деформации зданий, значительное увеличение нагрузок

Наибольшее распространение получили следующие методы упрочнения просадочных грунтов I и II типов [12, 17, 34, 38, 91, 94, 216]:

- поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками;
- замачивание со взрывами глубинных снарядов (гидровзрывы);
- закрепление бурсмесительным способом (размельчение грунта и смешивание его с цементным и химическим растворами в грунтовой массе);
- устройство набивных бетонных и железобетонных свай;
- силикатизация.

7.3. Классификация основных методов гидроизоляции фундаментов эксплуатируемых зданий

Метод изоляции		Область применения	Технический результат
Метод	Конструктивно-технологическое решение		
Механический	Устройство горизонтальной рулонной гидроизоляции в сквозной штрабе, выполненной соединением отдельных специально просверленных отверстий	Сырость кирпичных стен (толщиной до 3-х кирпичей)	Прекращение капиллярного подъема влаги Осушение стен и подвалов
	Наклейка или нанесение на вертикальные поверхности стен гидроизоляционных материалов и смазок	Сырость стен подвала или 1-го этажа, затопление подвалов с напором до 0,2 м	
	Устройство пристенных каналов и дренажей	Сырость стен, затопление подвалов с напором до 1 м	То же
Электро-механический	Прорезки электроплазменными нагревателями сквозной щели в стене с образованием литого шва	Сырость кирпичных стен (толщиной до 2,5 кирпича)	Прекращение капиллярного подъема влаги
Электрофизический	Электроосмотическая сушка стен за счет активизации миграции влаги под действием разности потенциалов между электродами, забитыми в стену и грунт	Сырость стен подвала и 1-го этажа	Частичное осушение
Физико-химический	Инъектирование в кладку стен цементных растворов	Эрозия поверхностного слоя фундамента и стен в агрессивной среде грунтов оснований	То же

Для защиты деревянных конструкций от гниения применяют антисептирование, консервирование, покрытие лакокрасочными материалами или поверхностную пропитку составами комплексного действия [222]. Антисептирование древесины на месте производства ремонтных работ выполняют с использованием суперобмазок (табл. 7.4.) и бандажей, обжига с пропиткой и осмолкой. Виды огнезащитных составов приведены в табл. 7.5.

**7.4. Составы суперобмазки и нормы их расхода
на 1 м² площади поверхности**

Суперобмазка	Составные части суперобмазки	Количество на 1 м ² площади поверхности		Всего, г
		%	г	
Битумная № 1	Фтористый натрий	44	308	700
	Динитрофенол	5	42	
	Нефтебитум марки БН 50/50	18	126	
	Торфяная пыль	4	28	
	Зеленое масло	28	196	
Битумная № 2	Фтористый натрий	40	280	700
	Битум	15	105	
	Торфяная пыль	4	28	
	Креозотовое масло	41	187	
Экстрактовая	Фтористый натрий	40	280	700
	Динитрофенол	5	35	
	Экстракт сульфитного щелока	27	141	
	Торфяная пыль	4	28	
	Вода	30	210	
Силикатная	Жидкое стекло	78	780	1000
	Кремнефтористый натрий	20	200	
	Креозотовое масло	2	20	

**7.5. Огнезащитные составы, область их применения
и нормы расхода на 1 м² обрабатываемой поверхности**

Огнезащитный слой	Расход раствора, краски на 1 м ² площади обрабатываемой поверхности, кг	Область применения
Огнезащитный раствор для поверхностной пропитки: фосфорнокислый аммоний (100%-ный) 20%, сернокислый аммоний (98%-ный) 5%, керосиновый контакт 3%, вода 72%	1,1	Для обработки древесины, защищенной от атмосферных осадков и от смачивания водой

Огнезащитный слой	Расход раствора, краски на 1 м ² площади обрабатываемой поверхности, кг	Область применения
Огнезащитная краска ПВХО (доставляется готовой)	0,6	Для незащищенных конструкций и сооружений
Силикатная краска Ск-ХЭМ	0,6	Для элементов конструкций в закрытых помещениях
Огнезащитное покрытие ХД	0,7	Для покрытия деревянных кровель
То же БХЛ	0,75	Для огнезащиты ДВП
Огнезащитный состав ТХЭФ: трихлорэтилфосфат 40%, четырехлористый углерод 60%	0,6	Для поверхностной пропитки древесины

Защита деревянных конструкций от разрушения. При развитии дереворазрушающих грибов (их известно более 60 видов), питающихся клетчаткой древесины, она высыхает, растрескивается и гниет. Интенсивное гниение происходит при влажности выше 25%, температуре от -3 до $+35$ °С и застойном воздухе (скорость движения воздуха менее 0,0008 м/с). Изменение этих условий замедляет жизнедеятельность грибов. Для защиты древесины от загнивания применяют обработку ядохимикатами – антисептирование. Ряд конструкций (сваи, ростверки, элементы, находящиеся на открытом воздухе) находятся в тяжелых условиях работы. Их пропитывают каменноугольными или сланцевыми маслами под вакуумом. Периодически или случайно увлажняемые конструкции (перекрытия 1-го этажа, наружные стены, балки и др.) антисептируют в целях профилактики водными химическими растворами, путем пропитки в ваннах, окраски или обмазки. Концы деревянных балок, закладываемые в кирпичные стены, антисептируют, защищают от увлажнения гидроизоляцией (кроме торцов). Гнезда для концов балок должны вентилироваться.

При наличии дереворазрушающих насекомых (древоточцев, жуков-точильщиков, термитов) древесину обрабатывают инсектицидами.

Защита деревянных конструкций от огня. Используют пропитку огнезащитными составами – антипиренами (диаммонийфосфатом, сульфатом аммония, бурой и борной кислотой) (табл. 7.5). Целесообразна и комбинированная защита древесины от возгорания и гниения. Для этого в огнезащитные составы добавляют антисептики.

Защита металла от коррозии. Металлы защищают легированием и защитными покрытиями. Незначительная добавка в сталь меди и хрома (менее 1%) значительно повышает сопротивление коррозии, а введением до 20% различных легирующих добавок можно получить нержавеющие стали (табл. 7.6).

7.6. Методы защиты металлических конструкций от коррозии

От атмосферной коррозии	От почвенной коррозии	Метод защиты
Снижение агрессивного действия среды	Изоляция конструкций от агрессивной среды	Подавление и отвод коррозионных токов
Отвод воды от сооружений (осушение местности, защита от увлажнения)	Битумные и лакокрасочные покрытия с добавкой ингибиторов	Катодная защита
Обработка почвы с целью нейтрализации агрессивности	Металлизация (закладных деталей)	Протекторная защита
Обратная засыпка сооружений материалами, не создающими электролит (мелом, гравием и др.)	Покрытия из рулонных материалов	Дренаж блуждающих токов
Изоляция конструкций от агрессивной среды	Облицовка бетоном и другими материалами	Деление трубопроводов вставками на секции
Лакокрасочные покрытия	Для трубопроводов – прокладка в потернах, каналах, расположение их над землей	Усиление защитных покрытий электрохимической защитой
Покрытия с добавлением ингибиторов		

Металлические пленки представляют собой механическую защиту (катодное покрытие) или электрохимическую (анодное покрытие).

Катодное покрытие заключается в нанесении пленки из металла, который более электроположителен, чем основной (например, лужение железа оловом).

Анодное покрытие – покрытие более электроотрицательным металлом, чем основной (например, цинкование или хромирование).

Часто надежным способом защиты металла является оксидирование – естественную защитную пленку на металле делают более прочной путем обработки окислителем, например водным раствором $\text{NaOH} + \text{NaNO}_3$ при $t = 125...140$ °С.

Защитную поверхностную пленку также получают в результате обработки металла: фосфатом железа или марганца (фосфатирование), планированием (наложение на основной металл тонкого защитного слоя и закрепление его путем горячей пропитки), металлизацией (покрытие поверхности расплавленным металлом, распылением сжатым воздухом).

При проектировании железобетонных конструкций в качестве вяжущих принимают портландцемент и шлакопортландцемент, а при наличии сульфатостойких соединений – сульфатостойкие цементы. В предварительно-напряженных конструкциях натяжение арматуры необходимо производить на упоры. В слабоагрессивной среде допускается располагать напрягаемую арматуру в пазах. Вяжущие заполнители, стали следует применять наиболее стойкие в данной агрессивной среде. Толщина защитного слоя принимается в зависимости от степени агрессивного воздействия и вида арматуры. Добавки солей не допускается применять для конструкций: с напрягаемой арматурой; с ненапрягаемой класса В-1 диаметром 5 мм и менее; эксплуатируемых при относительной влажности воздуха более 60%; эксплуатируемых вблизи источников постоянного тока.

Защита зданий и сооружений от увлажнения. В практике наблюдается капиллярное поднятие, подтопление и затопление территорий.

Высота поднятия воды по капиллярам в кирпичных стенах находится в пределах 0,5...1,0 м, фактическое поднятие влаги достигает 5...6 м, что объясняется электроосмотическим воздействием.

Методы защиты стен от увлажнения объединены в четыре группы:

- 1) возведение препятствий на пути влаги к конструкциям;
- 2) устройство гидроизоляции;
- 3) устройство электроосмотической защиты;
- 4) устройство водонепроницаемой преграды путем тампонажа.

Подтопление территорий наблюдается повсеместно. Под жилыми массивами и промышленными предприятиями вода скапливается над водоупорами в виде куполов. Затапливаются подвалы, насыщаются водой конструкции, происходит преждевременное их разрушение, затрудняется эксплуатация зданий и сооружений, понижается несущая способность грунтов, активизируются геологические процессы (эрозия почв, рост оврагов, происходят оползневые процессы). Накоплению воды способствуют утечки воды из сетей водопровода, канализации, резервуаров, орошение территорий, затенение участков прокладкой асфальта. Основным способом осушения территории является устройство дренажа (открытого, закрытого простейшего типа, закрытого трубчатого, галерейного, пластового).

Затопление может происходить при повышении уровня воды в реках во время половодий и паводков. Для защиты территорий применяют: сплошную подсыпку, обваловывание путем ограждения защитными дамбами, понижение наибольших расходов воды, увеличение пропускной способности реки.

Наиболее распространенным способом защиты конструкций является гидроизоляция – комплекс мер от протекания в материал воды или агрессивных растворов.

Гидроизоляцию различают:

- по виду материалов – асфальтовую, минеральную пластмассовую и металлическую;
- по способу устройства – окрасочную, штукатурную, оклеечную, литую, засыпную, пропиточную, инъекционную и монтируемую;
- по назначению – поверхностную, внутреннюю, работающую на прижим и отрыв, покрытия и уплотнения швов и сопряжений, теплоизоляционную и комбинированную.

К гидроизоляционным материалам предъявляют требования по водонепроницаемости, водостойчивости, водопоглощению, трещиностойчивости, пределу прочности, химической стойкости, атмосферостойчивости, долговечности, относительному удлинению и др.

Восстановление или устройство новой гидроизоляции осуществляется путем:

- пробивки в цокольной части паза с закладкой в него слоя гидроизоляции;
- плавления кладки током при перемещении нагретого до 1900 °С электрода в стене;
- создания капиллярного прерывателя с использованием растворов кремнийорганических соединений.

Эффективным методом защиты зданий от увлажнения является электроосмотическое осушение. Этот метод основан на движении жидкости через поры, капилляры и пустоты при наложении электрического поля. Подробнее об осушении указанным способом см. в работе [23].

Для уменьшения интенсивности коррозионных процессов в стальных конструкциях необходимо: выбирать коррозионно-стойкие материалы, в том числе и сварочные, соблюдать принцип концентрации материала – при прочих равных условиях придавать сечениям меньшую поверхность; выбирать эффективные системы защитных покрытий.

Гидроизоляцию железобетонных конструкций в США выполняют с использованием Пенетрона, в состав которого входят портландцемент, молотый кварцевый песок особой грануляции и ряд химических активирующих добавок. Для заполнения трещин и каверн используют пенекрит. Раствор Пенетрона под действием осмотического давления глубоко проникает в бетон по капиллярам. В результате реакций образуются кристаллы, которые кольматируют капилляры и усадочные трещины с вытеснением воды.

В целях восстановления монолитности железобетонных конструкций применяется глубинное инъектирование эпоксидных клеев в трещины. Вязкость клея позволяет заполнить трещины раскрытием более 0,1 мм при давлении до 120 атм.

Совершенствование проектных решений. Методы проектирования зданий и сооружений совершенствуются по следующим направлениям:

- учет пространственного характера работы зданий или сооружений;
- максимальное приближение расчетной схемы к действительной;
- расчет конструкций на всех стадиях работы;
- учет специфики материала (усадки, набухания, ползучести и т.п.), ее влияние на несущую способность и напряженно-деформационное состояние;
- более полное использование прочностных свойств материала;
- расчет конструкций и сооружений на этапах строительства и эксплуатации;
- учет влияния неблагоприятных факторов, возникающих при эксплуатации;
- использование готовых блок-программ по расчету конструкций, зданий или сооружений;

– учет возможных изменений технологии производства, инженерно-геологических условий, агрессивности среды, температурно-влажностного режима и т.п.;

– доступность узлов конструкций к осмотру, ремонту или замене;

– разработка методов расчета конструкций с местными ослаблениями, возникающими при эксплуатации.

По характеру разрушения (тип макротрещин, их расположение, направление и сочетание) можно представить вид предшествующего напряженно-деформированного состояния, основные параметры разрушающего воздействия. Приведем пример.

Профессор С. Б. Смирнов установил [181] несоответствие между характером сейсмических разрушений зданий и «колебательной» концепцией их появления (рис. 7.1). Согласно этой концепции разрушения являются вынужденные колебания дисков перекрытий, вызванные колебаниями грунта. Характер колебаний определяется приборами-сейсмографами, принцип работы которых также основан на «колебательной» доктрине.

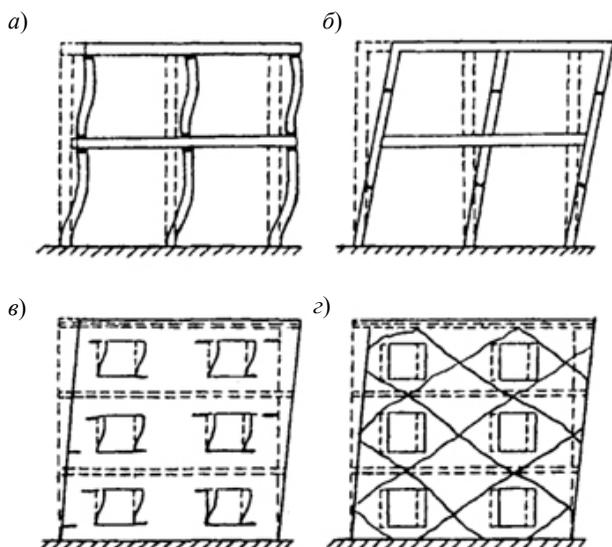


Рис. 7.1. Каркасное здание и стены с проемами:

а, б – ожидаемые схемы разрушений; *в, г* – фактические схемы разрушений

В каркасных зданиях наблюдаются не изгибные, а сдвиговые разрушения. В стенах с проемами вместо изгибных горизонтальных трещин у концов простенков (по принятой теории) возникают косые и крестовые трещины по диагоналям простенков и перемычек.

Взамен общепринятой предлагается ударно-волновая концепция сейсмического разрушения, согласно ей разрушения происходят от ударных сейсмических импульсов и волн. Современные приборы фиксируют не колебания грунта, а лишь свои собственные, вызванные мгновенными ударными импульсами. В соответствии с ударно-волновой теорией разработаны принципы сейсмозащиты от воздействия ударных волн сдвига. Применительно к новой концепции разрушения разработаны меры защиты от ударных сейсмических импульсов:

- отказ от подвальных помещений;
- отказ от массивных фундаментов и от земляных работ нулевого цикла, нарушающих цельность грунтового массива;
- запрет на строительство в зонах, где проходят «волноводы»;
- использование только свайных фундаментов с выступающими из земли оголовками, защищенных от среза стальными обоймами;
- введение сейсмоизолирующих толстых надземных фундаментных плит на песчаной подушке или на выступающих концах свай;
- отказ от использования хрупких строительных материалов.

Если гипотеза профессора С. Б. Смирнова будет подтверждена, то следует изменить всю измерительную аппаратуру, разработать новые нормы проектирования и строительства.

С ростом городов и реконструкцией центральной части возникает необходимость возведения зданий повышенной этажности. Из монолитных и сборно-монолитных конструкций возводятся, как правило, здания до 50 этажей. Здания большей этажности возводятся в металлическом каркасе. При высоте более 100 м величина ветровой нагрузки зависит от формы здания. Под руководством П. Ф. Дроздова разработана теория расчета железобетонных многоэтажных зданий. Экспериментально и теоретически доказано, что образование трещин в ригелях и перемычках существенно сказывается на всей несущей системе в целом.

В статье [Б.Ж., 1995, № 2] отмечается необходимость перехода в расчетах конструкций от коэффициентов условий работы к функциям, отражающим деградацию сооружения в зависимости от структурных, масштабных, технологических и эксплуатационных факторов.

Основными требованиями, предъявляемыми к материалам, являются следующие: однородность, стабильность свойств во времени,

малая чувствительность к перегрузкам, к концентрации напряжений, к надрезу; хорошие технологические свойства (наименьшие начальные напряжения, напряжения от усадки, легкость получения изделий из металла); хорошие эксплуатационные качества, высокая конструкционная прочность.

При разработке конструктивного решения здания или сооружения в отдельных случаях необходима проверка общей местной устойчивости при возможных отказах (выход из строя несущей конструкции, расстройство стыкового сопряжения, локальное ослабление основания).

Полагают [Б.Ж., 1997, № 2], что следующим этапом развития теории и методов расчета железобетона и железобетонных конструкций станет переход на совместное применение деформационного и прочностного критериев разрушения.

Для совершенствования проектных решений и улучшения качества проектов нужно применять современные программы для расчета и проектирования. Они позволяют производить все проектные решения в одном документе неограниченным количеством операторов, что уменьшает количество ошибок, повышает качество и сокращает время на разработку проекта.

Соблюдение требований технических условий на производство строительно-монтажных работ. Для обеспечения высокого качества работ необходимо строго соблюдать технологическую последовательность работ и технологические перерывы. Особенно важно выполнить требования нормативных документов при производстве работ в зимних условиях. Большинство аварий жилых домов произошло из-за их нарушения. Качество работ в значительной степени зависит от уровня материально-технической базы предприятий строительной индустрии.

В настоящее время, как правительство РФ, так и Государственная дума РФ проявили политическую волю и нашли один из вариантов сдвинуть проблему снижения аварийности с «мертвой» точки. Создана технологическая платформа «Комплексная безопасность промышленности и энергетики», в рамках которой создана секция «Комплексная безопасность зданий и сооружений объектов промышленности и энергетики».

В настоящее время необходимо приступить к систематизации научных исследований, а также созданию и возрождению научных школ в области комплексной безопасности и предотвращения аварий зданий и сооружений.

В работе [137] автор предположил стартовые направления научных исследований по обеспечению комплексной безопасности и предотвращению аварий зданий и сооружений, ими могут быть:

1. Учет и систематизация аварий зданий и сооружений, происходящих в РФ и за рубежом. Анализ причин и последствий аварий, их классификация по степени тяжести и уровню ущерба. Изучение и моделирование сценариев аварий и механизмов разрушения конструкций, а также элементов и узлов их сопряжения.

2. Исследование причин возникновения и статистический анализ накопления дефектов зданий и сооружений, их классификация как инициаторов разрушения. Учет влияния временного фактора на интенсивность повреждаемости конструкций и деградацию свойств строительных материалов.

3. Создание научных основ классификации зданий и сооружений, а также наиболее ответственных конструкций по степени тяжести последствий вероятных аварий, паспортов безопасности (включая электронные паспорта), региональных и государственных реестров стратегически и критически важных зданий и сооружений, норм по обеспечению безопасности на всех стадиях жизни объекта.

4. Изучение действительной работы и особенностей условий эксплуатации несущих конструкций потенциально опасных гражданских и промышленных зданий различных отраслей промышленности и энергетики, включая совместную работу с основаниями и фундаментами, совместную работу с технологическим оборудованием, а также с близкорасположенными зданиями и сооружениями.

5. Изучение кинетики напряженно-деформированного состояния материала в «критических» элементах и узлах, способных вызвать разрушение всего сооружения. Учет влияния размеров и числа дефектов на изменение НДС критических элементов и узлов несущих конструкций, а также безопасность всего сооружения.

6. Создание технологий и методик технического диагностирования строительных конструкций, неразрушающего контроля и мониторинга в зонах, ответственных за разрушение объекта. Создание методик интерпретации результатов технической диагностики, неразрушающего контроля и мониторинга показателями прочности, надежности, риска возникновения аварий, безопасности и защищенности зданий и сооружений.

7. Создание теоретических основ и методов оценки и обеспечения комплексной безопасности и защищенности зданий и сооружений, а также классификации показателей безопасности риска, ресурса и др. по степени их опасности в зависимости от уровня поврежденности, ухудшения условий эксплуатации и т.д.

8. Создание физико-математических моделей процессов прогрессирующего обрушения здания и сооружения, методов и методик моделирования, в том числе компьютерного, аварий с учетом вышеперечисленных факторов старения материалов, кинетики НДС в зависимости от времени и роста дефектов и др., а также разработка методов и мероприятий по предотвращению аварий, в том числе путем компьютерного моделирования возможных вариантов усиления конструкций.

9. Создание новых конструктивных решений и разработка новых строительных материалов, отличающихся повышенной безопасностью и способных минимизировать тяжесть последствий при возникновении аварийной ситуации.

10. Применение информационных технологий для обеспечения комплексной безопасности строительных объектов, включающих в том числе разработку электронных паспортов зданий и сооружений, позволяющих в текущем режиме времени осуществлять оценку остаточной прочности, устойчивости, остаточного ресурса, надежности, риска аварийного обрушения и др. на основе собранной статистической информации и вероятностных подходов, а также не только моделировать возможные сценарии аварий, но и способы их предотвращения.

Естественно, это далеко неполный перечень возможных научно-теоретических исследований и практических разработок в области комплексной безопасности зданий и сооружений, а лишь основа для конструктивной критики и дискуссий по созданию системного подхода в РФ по снижению уровня аварийности строительных объектов, минимизации экономических и экологических потерь от аварий, а также избежания социальных и политических последствий. Консолидация усилий ученых и специалистов, создание современных научных школ позволят внести существенный вклад в безопасность страны в части обеспечения безопасности зданий и сооружений, включая стратегически важные.

7.3. КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ. ПЕРИОДИЧЕСКИЕ ОСМОТРЫ И РЕМОНТЫ

Совершенствование методов выполнения подготовительных работ. Объем их составляет в среднем около 30% общего объема строительно-монтажных работ. Подготовительные работы подразделяют на внеплощадочные и внутриплощадочные.

Рациональная организация внутриместоочных работ предотвращает от повреждения конструкций и способствует бездефектному строительству.

Соблюдение требований технических условий на производство строительно-монтажных работ. Для обеспечения высокого качества работ необходимо строго соблюдать технологическую последовательность работ и технологические перерывы. Особенно важно выполнять требования нормативных документов при производстве работ в зимних условиях. Большинство аварий жилых домов произошло из-за их нарушения. Качество работ в значительной степени зависит от уровня материально-технической базы предприятий строительной индустрии.

Роль технического контроля в предупреждении дефектов. Изделия, изготовленные с дефектами, усложняют строительство и эксплуатацию, иногда бывают причиной аварийных ситуаций. На отделы технического контроля (ОТК) возлагаются обязанности следить за качеством сырья, технологией производства, хранением материалов и изделий, выяснять причины выпуска недоброкачественной продукции, выдавать заключения по испытаниям образцов или готовых конструкций, оформлять акты на недоброкачественное сырье, участвовать в выработке мероприятий по повышению качества продукции и предупреждению брака.

На многих заводах внедрены системы автоматизированного контроля качества продукции, используются современные приборы неразрушающего контроля.

Контроль за качеством строительства зданий и сооружений осуществляют: заказчик, подрядчик, субподрядные, проектные и общественные организации. Большую роль играют лаборатории при строительных предприятиях. При хорошем оснащении современным контрольно-измерительным и испытательным оборудованием они квалифицированно обнаруживают дефекты и предотвращают аварийные ситуации.

Нормами предусмотрены предельно допустимые величины отклонений: конструкций от проектного положения, фактических дефектов конструкций и изделий от допустимых, толщин швов от требуемых, физико-механических характеристик материалов от проектных и др. Даже при соблюдении всех норм и требований несущая способность конструкций, зданий и сооружений может изменяться в довольно широких пределах. При низком качестве выполнения отдельных операций строительного процесса последствия могут быть самыми

печальными. Известно, что прочность кирпичной кладки, выполненной из одних и тех же материалов специалистами разной квалификации, отличается до 2 раз и более.

Особое значение имеет качество устройства стыков сборных железобетонных колонн, ригелей с колоннами. Отмечается неудовлетворительная центровка конструкций, некачественное зачеканивание зазоров в местах примыкания, дефекты сварных работ, низкое качество замоноличивания.

При возведении крупнопанельных жилых зданий особое внимание уделяется точности монтажа. Перед началом монтажа очередного этажа проводится выравнивание поверхности и геодезический контроль. Результаты замеров заносят в исполнительную схему монтажа данного этажа или захватки.

Причинами, вызывающими неточность монтажа, являются: небрежная разбивка осей; неправильный перенос осей на верхние монтируемые этажи; неправильный вынос реперов, характерных знаков и отметок; использование приборов и инструментов, не имеющих паспорта и отметок; отступление от требований инструкций. Особенно важен контроль при монтаже каркасных зданий. Эксцентриситет иногда увеличивается от этажа к этажу. Опорные площади уменьшаются до минимума.

22 ноября 1996 года опубликовано Постановление Правительства РФ № 1387 о возможности отнесения расходов на страхование за счет себестоимости в пределах 1% общей стоимости строительно-монтажных работ. В ряде журналов (например, ОФ и МГ, 1997, № 1) обсуждаются вопросы страхования строительных, проектных и изыскательских работ. Подчеркивается, что дополнительная экспертиза качества этих работ страховыми организациями позволяет предотвратить аварии зданий и сооружений. Договор страхования включает возмещение убытков, возникающих при проведении дополнительных дорогостоящих работ, связанных с разрушениями.

Периодические осмотры зданий, сооружений и конструкций.
Техническое состояние строительных конструкций определяют также при систематических наблюдениях, частичных, текущих и общих периодических осмотрах. Систематическое наблюдение включает беглый визуальный осмотр конструкций в целом и поэлементный осмотр по специальному графику. Он проводится лицами, ответственными за эксплуатацию.

Частичному осмотру подлежат отдельные конструкции и узлы сопряжений, инженерное оборудование.

Текущие периодические осмотры проводятся работниками подразделения эксплуатации. В задачи осмотра входят: контроль за эксплуатацией здания, проверка результатов систематических наблюдений, общий беглый и детальный поэлементный осмотр конструкций и оценка их состояния.

Общие периодические осмотры проводятся весной и осенью. Возглавляет комиссию руководитель предприятия или его заместитель. При весеннем осмотре выявляются повреждения конструкций и неисправности инженерного оборудования, уточняются объемы работ по текущему ремонту. Осенние осмотры проводятся с целью проверки качества выполнения работ по текущему ремонту и готовности здания к зиме.

Правильная техническая эксплуатация зданий и сооружений позволяет значительно повысить срок службы и избежать аварий. Основные положения по технической эксплуатации приведены в работах [19 – 23, 28, 38, 49, 54 – 57, 59 – 61, 79, 85, 87 – 89, 91, 92, 108, 122, 133, 141, 155, 161, 167, 172, 200, 219].

Наблюдения за перемещениями конструкций зданий и сооружений, развитием трещин. Проводят при возведении особо ответственных зданий и сооружений, при строительстве в сложных инженерно-геологических условиях, при внедрении новых конструкций или конструктивных решений, за зданиями или сооружениями, имеющими значительные трещины и деформации [25, 26, 33, 49, 50, 118, 191, 206, 233].

В состав работ входят: разработка программы наблюдений, выбор бригады исполнителей, определение необходимого оборудования и контрольно-измерительных приборов, установка приборов и проверка надежности измерительной системы, проведение работ, обработка результатов наблюдений с учетом погрешностей, анализ результатов наблюдений, прогнозирование развития деформаций и перемещений, разработка рекомендаций и рабочих чертежей усиления, составление технического отчета, авторский надзор за выполнением рекомендаций.

Для организации наблюдений за деформациями здания или сооружения используют плитные и настенные марки, глубинный репер (рис. 7.2, а). Послойные деформации грунтов основания измеряют с помощью глубинных марок или зондов (рис. 7.2, б).

Наблюдения проводят в течение нескольких месяцев или лет. Наибольшие перемещения могут появиться в весенний и осенний периоды. Перемещения крупных сооружений фиксируют в течение всего периода строительства и эксплуатации [106]. При этом необходимо

учитывать изменения технологий, нагрузок, температур, влажности, химического состава среды и т.п. Результаты наблюдений часто представляют в виде графиков (рис. 7.3).

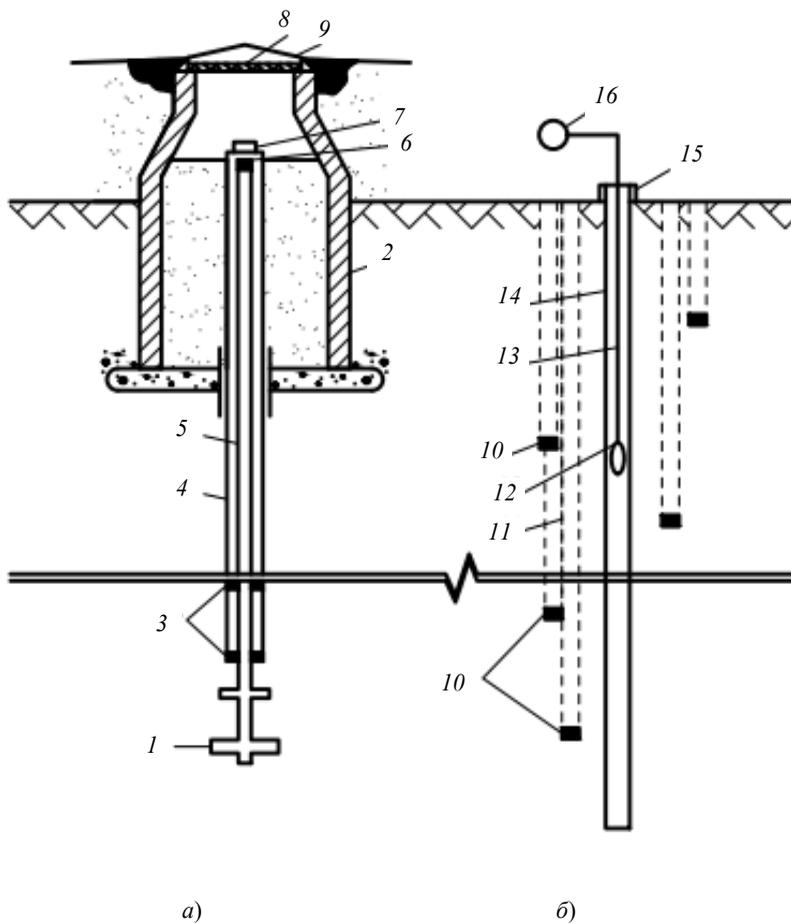


Рис. 7.2. Конструкция глубинного репера (а) и установка для измерения послойных деформаций грунтов основания (б):

- 1 – крестовина; 2 – колодец; 3 – сальник; 4 – защитная труба;
 5 – реперная труба; 6 – реперная головка; 7 – крышка защитной трубы;
 8 – деревянная головка, обитая войлоком; 9 – защитный чугунный люк с крышкой;
 10 – источник радиоактивных излучений; 11 – скважина;
 12 – приемник излучений; 13 – струна; 14 – обсадная труба;
 15 – кольцо; 16 – регистрирующий прибор

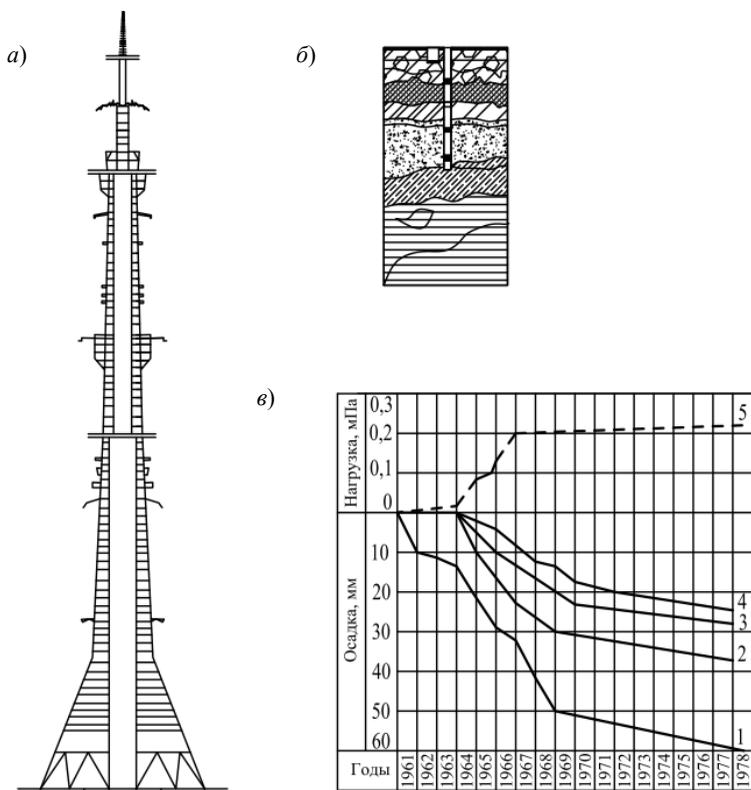


Рис. 7.3. Результаты наблюдений за осадками башни в Останкино:
a – схема башни; *б* – геологический разрез;
в – графики осадок глубинных марок 1 – 4

Приведем перечень некоторых контролируемых параметров, методов и приборов для их измерения:

- прочность бетона – пластической деформации (ПМ-2, молоток К. П. Кашкарова, приборы НИИЖБ, КМ и ПБ), отрыва со скалыванием (ГПИС-4), скалывание ребра (УРС-2), ультразвуковые (УКБ-1, УФ-10П), упругого отскока (КМ) – гидравлические пресса;

- прочность бетона в кубиках – рычажные испытательные машины (РМП-500, МР-05, МИИ-100);

- напряжение арматуры – частотный (ГСП АП-12), по усилению оттяжки (ПРД-У, ПИН);

- положение, диаметр и профиль арматуры – радиографический;

- толщина защитного слоя – магнитные (ИЗС-10Н, ИЗС-2);
- дефектоскопия металла – ультразвуковой (УЗД-МАТУ), магнитный (ИНТ-М2);
- плотность – радиоизотропные;
- влажность – диэлькометрический (ВСКМ-1);
- сварные швы – акустический;
- кирпичная кладка – акустический;
- механические свойства древесины (испытание на сжатие, растяжение, изгиб и кручение) – статическое повышение нагрузки (ГЗИП-Р5);
- перемещение конструкций, зданий и сооружений – геодезические (теодолит, нивелир), гидростатическое нивелирование, тензометрический, лазерный, фотограмметрический, механические (индикаторы, прогибомеры, клинометры);
- ширина раскрытия трещин (штангенциркуль ШЦ-1-125, лупа измерительная 10*, бинокль 10*, щупы и трафареты);
- прочность грунта – полевые (зондирование, сдвиг целиков), лабораторные (стабилометры, сдвиговые приборы);
- сопротивление удару (копер);
- химический состав вещества – спектральный анализ;
- коррозионные испытания металлов – по изменению массы образца, глубины проникновения коррозии, времени до появления первого коррозионного очага, изменению механических свойств, изменению электрического сопротивления, определение склонности к межкристаллитной, расслаивающей и питтинговой коррозии.

Организация ремонтов. Текущие ремонты направлены на предупреждение преждевременного износа конструкций, отдельных частей зданий и сооружений. При этом устраняют мелкие повреждения, дефекты, недоделки. Текущие ремонты подразделяют на планово-предупредительные (профилактические) и плановые.

В работе [125] описаны причины появления деформаций в несущих железобетонных конструкциях автотранспортной эстакады в Московской клинической больнице № 1, построенной в 1969 году. Эстакада примыкает к зданиям с большой жесткостью. Температурные и транспортные нагрузки вызывали сложные горизонтальные перемещения до 5 мм. Это привело к разрушению гидроизоляции, проникновению воды в бетон, развитию коррозии и разрушению бетона при многократном замораживании-оттаивании. Фирма «Ромекс» применила полиуретановые композиции для восстановления гидроизоляции. Эти компо-

зиции обладают высокой эластичностью и износостойкостью. Двухслойную гидроизоляцию (жесткий нижний слой и верхний гибкий) укладывали на поверхность асфальтобетона, обработанную стальной дробью. Периодичность текущих ремонтов зависит от конструктивного решения, условий эксплуатации. Текущие внеплановые ремонты заключаются в исправлении недостатков, возникших при выполнении или после планово-предупредительных ремонтов. Перечень основных работ текущего ремонта жилых зданий приведен в работе [222].

Капитальный ремонт проводят в целях восстановления функциональных качеств отдельных конструкций, элементов и частей зданий и сооружений. Исходными данными для разработки планов капитального ремонта являются [222]: задания государственного плана; сведения о техническом состоянии и эксплуатационных показателях; установленная периодичность капитального ремонта; проектно-сметная документация; нормы продолжительности капитального ремонта; данные о выделении материально-технических ресурсов и производственных мощностях подрядных организаций.

В качестве примера приведем некоторые данные из работы [148] о ремонте производственных сельскохозяйственных зданий.

К работам по ремонту производственных сельскохозяйственных зданий относятся: постановка выпавших или замена ослабевших кирпичей, камней или других мелких деталей; расшивка и заделка трещин; усиление или восстановление перемычек; заделка вертикальных стыков крупнопанельных и крупноблочных стен в местах повышенной продуваемости, проникания агрессивных парогазовых сред и влаги; усиление стен поясами, колонн и простенков обоями; перекладка отдельных участков стен; ремонт штукатурки; восстановление в усилении или замена отдельных несущих строительных конструкций (балок, ферм, плит, фундаментов и др.).

Наиболее надежным способом заделки трещин является инъектирование цементного раствора. Трещину на ширину 15...20 мм расширяют, высверливают в ней отверстия, устанавливают трубки для нагнетания раствора; очищают и промывают трещины с последующей заделкой их раствором на расширяющемся цементе. Раствор нагнетают в трещину на глубину 10...15 мм через трубки под давлением 0,5...2,0 МПа. Схема инъекционной установки и порядок выполнения работ показан на рис. 7.4 [148].

Внедрение прогрессивных конструкций и материалов. Данные исследований дают возможность прогнозировать направление технического прогресса в строительстве.

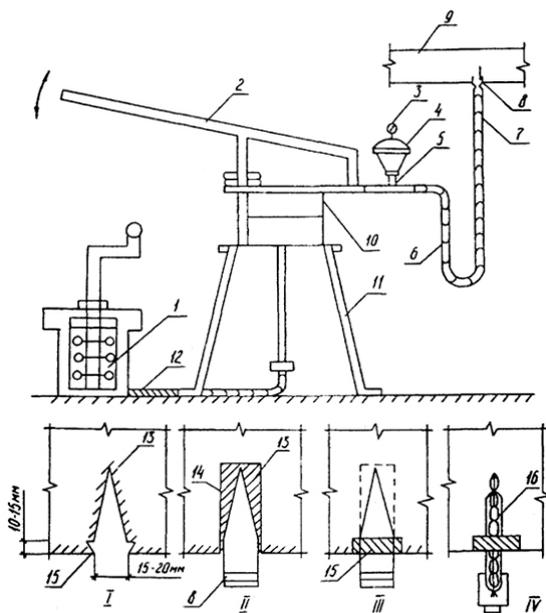


Рис. 7.4. Ремонт трещин в бетонных и железобетонных конструкциях:

- 1 – емкость для приготовления раствора; 2 – рычаг нагнетательного насоса;
 3 – манометр; 4 – диафрагмовая коробка; 5 – трубка;
 6 – соединительный шланг; 7 – штуцер; 8 – иньектор;
 9 – ремонтируемая конструкция; 10 – гидравлический насос;
 11 – станина; 12 – подающий шланг; 13 – трещина; 14 – рассверленное отверстие; 15 – паз для заделки раствором; 16 – иньекционная трещина;
 I – IV – последовательность работ по заделке трещин

Зарубежные строители широко применяют монолитный железобетон. Накоплен определенный опыт возведения жилых зданий в инвентарной металлической опалубке в г. Тамбове. Планируется шире использовать монолитный бетон и железобетон при устройстве эффективных фундаментов. Приведем некоторые разработки в этом направлении.

В практике строительства широко применяются короткие пирамидальные сваи, фундаменты в вытрамбованных котлованах. В грунтовых условиях I и II типа по просадочности могут быть эффективны вытрамбованные грунтовые подушки (рис. 7.5.). Технология изготовления разработана в НИИОСПе и состоит из следующих операций: вытрамбовывание котлована на максимальную глубину, вытрамбовывание грунта или жесткого материала (например, щебня, бетона и т.п.),

засыпка в котлован и уплотнение в нем по всей глубине грунта или жесткого материала, вытрамбовывание следующего котлована на расстоянии $l = 0,8d_{\text{впл}}$, доуплотнение буферного слоя, срезка верхнего слоя на глубину 0,1 м. Эффективны конструкции фундаментов, показанные на рис. 7.6. и 7.7 [66, 74, 75, 93, 94].

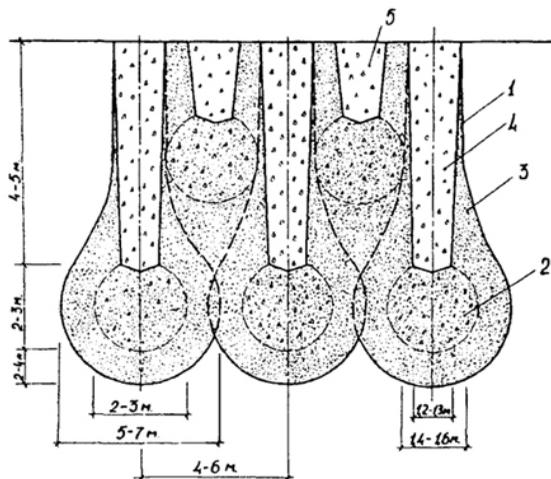


Рис. 7.5. Вытрамбованные грунтовые подушки:

- 1 – вытрамбованный котлован; 2 – уширение из щебня;
 3 – уплотненная зона; 4 – уплотненный грунт или жесткий металл;
 5 – буферная зона, уплотненная той же трамбовкой

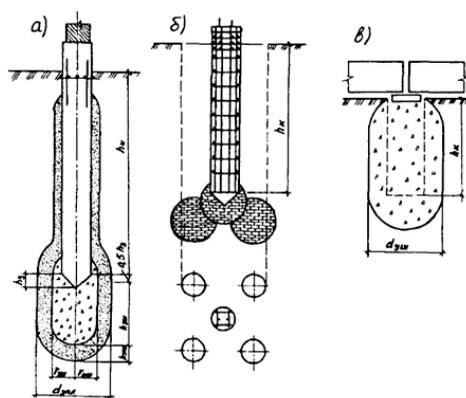


Рис. 7.6. Виды фундаментов в пробитых скважинах:

- а – одиночный; б – повышенной несущей способности; в – облегченный

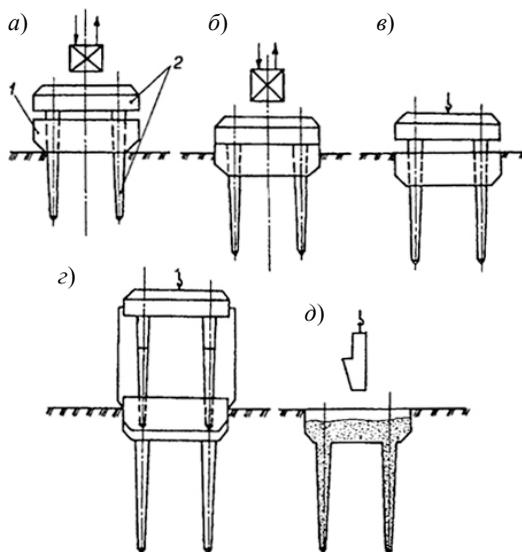


Рис. 7.7. Устройство набивного микросвайного фундамента в выштампованной скважине:

а, б – погружение штампа микросвай и штампа ростверка;
в, г – извлечение штампа микросвай и штампа ростверка;
д – бетонирование скважины; *1* – штамп ростверка; *2* – штамп микросвай

Наибольшей несущей способностью обладают тонкостенные конструкции фундаментов (рис. 7.8. и 7.9) [215; В. В. Леденев, А. В. Худяков, 2016; А. Н. Тетиор (2010)].

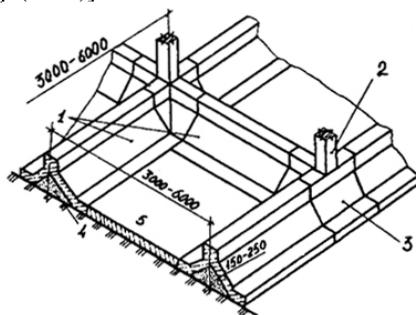


Рис. 7.8. Перекрестные фундаменты-оболочки:

1 – сборные элементы; *2* – колонны каркаса; *3* – монолитный участок;
4 – формообразующие вкладыши из негрунтового материала;
5 – монолитная плита

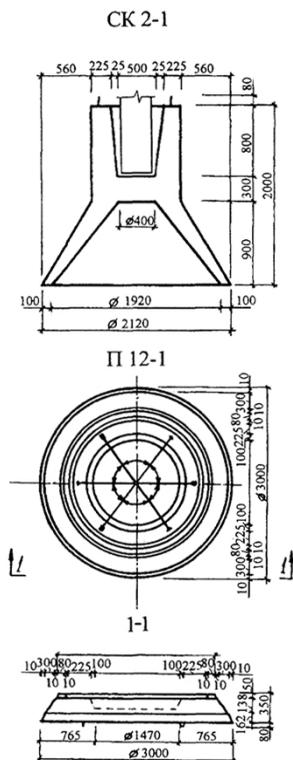


Рис. 7.9. Конструкция фундамента-оболочки

Выбор оптимального конструктивного решения. В отдельных случаях возможно значительное число вариантов (например, рис. 7.10). Наиболее экономичный выбирается из сравнения конкурентоспособных при обеспечении расчетной долговечности [В. И. Теличенко и др., 2010].

На практике рассматривают три-четыре варианта. При этом предусматриваются: наиболее эффективное использование капитальных вложений; максимальное использование механических свойств материалов; сокращение трудовых затрат и сроков строительства; максимально возможное применение унифицированных типовых конструкций; более совершенную технологию изготовления и монтажа, обеспечение требуемой прочности и устойчивости зданий и сооружений.

Автоматизация проектирования с использованием прикладных программ позволяет повысить надежность и экономичность технических решений путем анализа, оптимизации, моделирования, многовариантности, варьирования и комплексности учета влияющих факторов.

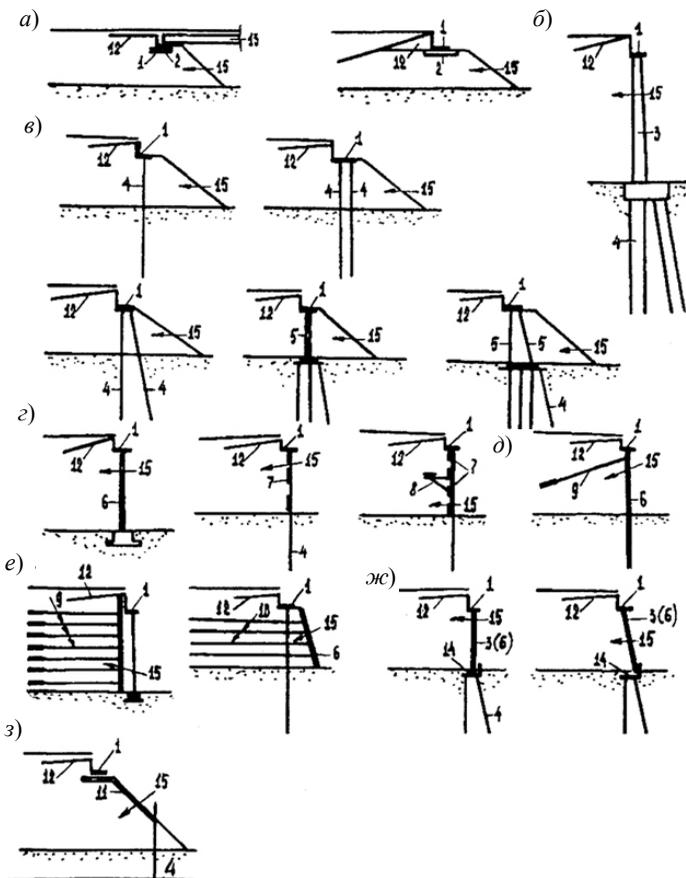


Рис. 7.10. Схемы (поперечные сечения) устоев мостов:

а – лежневые устои; *б* – массивный необсыпной устой; *в* – насыпные свайные и стоечные системы; *г* – необсыпные изгибаемые системы; *д* – заанкерный устой; *е* – заанкерные стенки и стенки из армированного грунта; *ж* – устои в виде шарнирно-опертых стенок; *з* – устой в виде наклонной плиты, опирающейся на сваи; 1 – оголовок; 2 – лежень; 3 – жесткая стенка; 4 – свайный ряд; 5 – стоечный ряд; 6 – изгибаемая подпорная стенка (шпунтовый ряд); 7 – заборная стенка из железобетонных плит; 8 – разгрузочная плита; 9 – анкерное устройство; 10 – армозлементы; 11 – железобетонная плита на откосе; 12 – переходная плита; 13 – пролетное строение; 14 – шарнир; 15 – насыпной грунт насыпи и конуса (Шапиро Д. М. Математическое моделирование и методы расчета устоев автодорожных мостов: дис. д-ра техн. наук. – М.: 1990. – 346 с.).

В информационной модели проектируемой конструкции описывается набор исходной информации. Так, при расчете железобетонной конструкции необходимо знать:

- опалубочные размеры конструкций или их соотношения;
- координаты центров тяжести напрягаемой и ненапрягаемой арматуры (продольной рабочей);
- параметры армирования поперечной арматуры;
- механические характеристики арматуры и бетона;
- информацию о способе натяжения арматуры;
- информацию о нагрузках и воздействиях;
- информацию для варьирования параметров;
- расчетную схему конструкции;
- предельно допустимые величины деформаций и трещиностойкости.

Долговечность подземных сооружений. Здания и сооружения, находящиеся ниже поверхности земли, испытывают давление грунта, воды, собственного веса, нагрузок на поверхности. К ним предъявляются повышенные требования в отношении гидроизоляции и защиты от коррозии.

Современным требованиям долговечности отвечают материалы композиционного типа на полимерной основе [64]. Наиболее ценными свойствами полимербетонных являются: высокая химическая стойкость, водонепроницаемость, высокая прочность и трещиностойкость. Армополимербетон получил распространение для изготовления шпал (с дисперсным армированием), рамных конструкций подрельсового основания, блоков для закрепления горных выработок. Отмечается [64], что полимербетон с дисперсным армированием обладает повышенной сопротивляемостью к многократно приложенным нагрузкам. Для армирования используются металлические или синтетические высокопрочные волокна диаметром 0,1...0,3 мм и длиной 5...10 мм.

Полимербетонную смесь готовят из полимера, наполнителя средних и крупных фракций и катализатора. Основными наполнителями фуранового полимербетона являются гранит и кварцевый песок. Ориентировочный состав фуранового полимербетона (в % к общей массе) следующий:

- фурфурацетоновая смола – 9;
- бензолсульфокислота – 2;
- мука (андезировая, графитовая) – 10;
- песок (кварцевый, графитовый) – 25;
- щебень (гранитный, графитовый) – 54.

Средняя плотность полимербетона – 2300 кг/м³, прочность на сжатие – 70 МПа, прочность на растяжение – 6 МПа, модуль упругости – 0,2...10⁵ МПа, морозостойкость – 300 циклов.

Клеевые соединения в строительных конструкциях. Клеевые композиции применяют для омоноличивания железобетонных конструкций промышленных, гражданских и гидротехнических зданий и сооружений при усилении конструкций. Основными компонентами композиций являются связующие, пластификаторы, отвердители, добавки, поверхностно-активные вещества, заполнители и наполнители. В качестве наполнителей применяют строительный песок, наполнителей – тонкомолотый песок, андезитовая мука, диабазовая мука.

Соединение старого бетона с новым. Это имеет место при восстановлении поврежденных конструкций, при формировании частей конструкций больших размеров (резервуары, охладительные помещения), при омоноличивании готовых железобетонных элементов, при необходимости увеличения размеров существующих конструкций. Надежность соединения зависит от подготовки поверхности старого бетона, способности к склеиванию, толщины клеевого слоя, свойств нового бетона и т.п.

Как известно, существуют два основных способа усиления конструкций – изменение конструктивной схемы и увеличение размеров элементов. При втором способе возникают значительные усадочные напряжения. Величина их зависит от состава бетона и условий его поведения. В условиях сухого жаркого климата указанные деформации могут быть в 2 раза больше, чем в нормальных условиях. Применение напрягающего цемента (НЦ) позволяет снизить собственные напряжения, повысить долговечность и несущую способность усиленных элементов.

Влияние температуры. Повышенная температура ускоряет твердение эпоксидных композиций. Эксплуатационная температура не должна превышать 60 °С. В противном случае наблюдается резкое снижение прочности. Коэффициент линейной температурной деформации эпоксидных композиций уменьшается с увеличением содержания минерального наполнителя.

Усадочные деформации. Усадка клеевых композиций происходит из-за образования пространственной и плоской сетчатой структуры. Она составляет 0,5...1,0 мм/м для эпоксидных композиций и 3,0...4,5 – для полиэфирных [64]. Величина усадки зависит от содержания наполнителя. Отмечается взаимное проникновение свежеприготовленной бетонной смеси в полимерную композицию на небольшую толщину. По этой причине усадка уменьшается.

Деформации ползучести. Клеевой слой обычно имеет толщину 1...5 мм. Ползучесть клеевого слоя при соединении существующего и нового бетона, а также существующих бетонов оказывает большое влияние на долговечность. Полимерные композиции имеют значительно меньшую ползучесть, чем бетон. Повышенная ползучесть и релаксация напряжений в тонких омоноличиваемых соединениях оказывает положительное влияние вследствие уменьшения неравномерности напряжений в зоне соединения конструкций. Коэффициент ползучести, равный отношению длительных деформаций (12 лет [64]) к кратковременным составляет 1,5...3,0 [166, 167, 189, 200].

Выделены следующие способы восстановления зданий: инъектирование полимерными растворами и клеями; торкретирование по металлической сетке; инъектирование цементным раствором; обжатие напряженными тяжами; устройство наружного металлического каркаса; применение железобетонных или металлических шпонок.

Влияние реологических свойств материалов. Кроме ползучести к ним относят релаксацию напряжений и длительную прочность. Они описаны во многих трудах, например, А. Надаи (1954), М. Рейнера (1965), А. Р. Ржаницына (1968), Н. Н. Малинина (1975), А. П. Филина (1975), Н. Н. Маслова (1984), З. Г. Тер-Мартirosяна (1986), С. Р. Месчана (1996), В. В. Леденева (2013).

Во времени изменяются воздействия на конструкции, физико-механические свойства материалов, напряжения, перемещения и деформации, перераспределяются усилия и деформации, накапливаются дефекты и развиваются трещины, трансформируются контактные напряжения, формируются очаги разрушений и т.д.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. *Дополнительные сведения о причинах аварий.* В ряде случаев причинами аварий и аварийных ситуаций являлись:

- нарушение требований норм проектирования; неполная проработка узлов сопряжений, необоснованные проектные решения, неполный комплект чертежей, неполные инженерно-геологические и гидрогеологические изыскания, отсутствие прогноза развития неблагоприятных процессов и явлений; учет взаимного влияния близко расположенных зданий; неправильный выбор расчетных схем и моделей, неполный учет всех воздействий; непроведение мероприятия по предотвращению прогрессирующего обрушения;

- выбор строительных организаций по принципу минимизации затрат; низкая эффективность авторского надзора;

- нарушение требований ГОСТ 31937–2011 обследования технического состояния конструкций, зданий и сооружений; недостаточный опыт и квалификация специалистов, участвующих в проведении работ;

- отступления от проектов; применение материалов, изделий и конструкций с дефектами, повреждениями и непроектными характеристиками; ошибки при выполнении узлов сопряжения, армирования; смещение конструкций от проектного положения; нарушение технологии производства работ при строительстве и демонтаже;

- нарушение правил технической эксплуатации: перегрузки от снега, производственной пыли, оборудования, складированных материалов; грубые ошибки при перепланировке, реконструкции, надстройке, изменении технологического режима; несвоевременное выполнение текущих и капитальных ремонтов; отсутствие или недостаток нормативной базы по эксплуатации, перепланировке, ремонту и усилению; неликвидация причин появления и развития дефектов и повреждений, деградация материала; возникновения пожаров, взрывов, ударов, вибрации, биений;

- недостаточный контроль на всех этапах изысканий, проектирования, эксплуатации и демонтажа; не выполнялся мониторинг и не проводилось научное сопровождение проектирования, строительства и эксплуатации наиболее ответственных объектов;

- отсутствие лица, отвечающего за безопасность, привыкание к аварийной ситуации;

- не проводилась консервация объектов при незавершенном строительстве;

- допускались грубые ошибки при строительстве и эксплуатации в особых инженерно-геологических условиях:

- *на грунтах*: просадочных, пучинистых, набухающих, слабых водонасыщенных, засоленных, вечномерзлых, склонных к разжижению;

- *в районах*: карстовых, сейсмически, лавино- и селеопасных;

- *в средах*: агрессивных.

2. Практические рекомендации. Для повышения безопасности, надежности и долговечности предусматривается:

- выполнять расчеты и конструктивные мероприятия на обеспечение устойчивости против прогрессирующего обрушения (Г. И. Шапиро, И. Б. Краковский, 2007); расчеты ведут на наиболее опасные расчетные схемы, особые сочетания нагрузок и воздействий по первой группе предельных состояний; расчетные характеристики бетона и арматуры с коэффициентом надежности, равным единице;

- разработка и внедрение комплексной безопасности зданий и сооружений (Федеральный закон «О техническом регулировании» № 184-ФЗ от 18.12.2002; Федеральный закон «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» № 384-ФЗ от 30.12.2009; В. И. Теличенко, 2006; В. И. Теличенко и др., 2010; К. И. Еремин, Н. А. Махутов и др., 2011; О. И. Лобов, К. И. Еремин, М. О. Сорокин, 2012 и др.);

- учет особенностей проектирования оснований, фундаментов и подземных частей высотных зданий (В. А. Ивахнюк, 1999; З. Г. Тер-Мартirosян; М. В. Прошин, 2006; В. А. Ильичев, 2007; И. В. Колыбин, 2007, 2010; О. А. Шулятьев, В. П. Петрухин, 2008; Р. А. Мангушев и др., 2008);

- учет опасных геологических процессов (ОПГ) и их возможное влияние на строящиеся здания и сооружения (В. И. Осипов и др., 2016; Гарри Г. Поулос, 2011; З. Г. Тер-Мартirosян, 2012); рациональное использование урбанизированных территорий на основе оценок последствия воздействий в показателях рисков потерь;

- оценка взаимного влияния зданий и сооружений и разработка конструктивных мероприятий по снижению последствий [102, 157, 194]; проблему изучали: А. П. Синицин, 1937; Б. Н. Жемочкин, А. П. Синицин, 1962; Б. И. Далматов, 1976; С. Н. Сотников, В. Г. Симагин, В. П. Вершинин, 1986; А. Б. Фадеев, Р. А. Мангушев, 2006; В. В. Леденев, 2014; D. Siwik, Cz. Miedzialowski, 2013, 2014 и др.;

- использование в инженерной практике современных аналитических, численно-аналитических и численных методов расчета строительных конструкций, зданий и сооружений (Г. И. Марчук, 1977; С. И. Алейников, 2000; В. Н. Сидоров, 2007; А. Б. Золотов, П. А. Акимов, В. Н. Сидоров, М. А. Мозгалева, 2009 и др.) и обоснованных расчетных моделей (Л. М. Пухаренко, 1991; Н. И. Карпенко, 1996; И. И. Кандауров, 1966; Л. М. Пухонто, 1991; М. Г. Зерцалов, 1992; В. М. Бондаренко, Вл. Колчунов; Б. В. Гусев, А. С. Фаствусович, В. Ф. Степанова, Н. К. Розенталь, 1996; Б. С. Росторгуев, В. В. Павлинов, 2000; Г. Г. Болдырев, 2008; А. П. Пшеничкин, 2010; В. И. Теличенко и др., 2010; А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер, 2011; Б. А. Гарраш, 2012; Ю. П. Назаров, 2012; Н. Н. Белов, Д. Г. Копаница, Н. Т. Югов, 2013; В. В. Леденев, П. В. Монастырев, Г. М. Куликов, С. В. Плотникова (2011) и др.);

- внедрение эффективных материалов, конструкций, современных принципов проектирования, организации строительства и технологии ведения работ; соблюдение требований к составу, содержанию и оформлению организационно-технологической документации; учет последовательности и технологии работ при расчете наиболее ответственных зданий и сооружений (В. И. Теличенко и др., 2010);

- внедрение рациональных несущих систем и конструктивных решений (Х. Энгель, 2006; Сюй Пэйфу и др., 2008; Чжан Вэйбинь и др., 2010; П. Г. Еремеев, 2006; Н. В. Канчели, 2009; В. А. Кравчук, 2015 и др.; А. Н. Тетиор, 2010);

- применение эффективных способов защиты от оползней, лавин, селей, наводнений, подтопления территорий и т.п.;

- изучение нормативной базы, опыта проектирования и строительства в зарубежных странах (В. О. Алмазов, 2007; А. Г. Колмогоров, В. С. Плевков, 2009);

- применение рациональных способов усиления конструкций, повышение жесткости зданий и сооружений, трещиностойкости конструкций [21, 101, 111, 164, 171, 216]; С. В. Бондаренко, Р. С. Санжаровский, 1990; А. И. Мальганов, В. С. Плевков, А. И. Полищук, 1992; Г. П. Тонких, О. В. Кабанцев и др., 2010;

- жесткость здания повышают устройством армированных швов, железобетонных поясов, напрягаемых стальных поясов;

- усилия и напряжения выравнивают путем их регулирования (Б. А. Гарраш, 2012), снижения динамических нагрузок (В. А. Ивович, И. В. Арутюнян, 2008);

- трещиностойкость увеличивает, например, введением в железобетон фибр (В. И. Морозов, Ю. В. Пухаренко, 2007; Л. М. Пухонто, 2009; С.Н. Леонович, 1999);
- внедрение экспериментально-теоретических разработок в практику проектирования зданий и сооружений для сейсмических районов (Я. М. Айзенберг, 1976; С. В. Поляков, 1983; Ш. Окамото, 1980; В. А. Ильичев, Ю. В. Монголов, В. М. Шаевич, 1983; А. А. Амосов, С. Б. Синицин, 2001; Ю. И. Немчинов, 2008; В. С. Плевков, А. И. Мальганов, И. В. Балдин, 2010; Я. М. Айзенберг, Э. Н. Кодыш, И. К. Никитин, В. И. Смирнов, Н. Н. Трекин, 2012);
- в теоретических решениях и при разработке практических методов расчета следует использовать более глубокие сведения о свойствах материалов и взаимосвязи между влияющими параметрами (В.И. Осипов, В.Н. Соколов, 2013; А.С. Александров, 2015; Г.Г. Болдырев, 2008 и др.);
- внедрение в практику более современной контрольно-измерительной аппаратуры, силового оборудования, средств дистанционного контроля;
- исполнение действующих нормативных документов по предотвращению аварий и катастроф; С. М. Скоробогатов разработал (2008) рекомендации по предотвращению техногенных катастроф на стадиях конструирования и эксплуатации сложных строительных систем;
- проведение обязательной квалификационной экспертизы проектов строительства, реконструкции, ремонта и настройки;
- создание эффективной структуры управления сложными строительными объектами; системы управления их эксплуатацией;
- разработка и внедрение системы ответственности за допущенные ошибки;
 - более широкое внедрение экономического мониторинга, заключающегося в оценке степени техногенного изменения природной среды.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Абелев, М. Ю.** Аварии сооружений в результате ошибок при проектировании фундаментов / М. Ю. Абелев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1995. – № 1. – С. 25 – 27.
2. **Аварии** и катастрофы. Предупреждение и ликвидация последствий : учебное пособие : в 3-х кн. Кн. 1 / под ред. К. Е. Кочеткова, В. А. Котляровского, А. В. Забегаева. – М. : АСВ, 1995. – 320 с.
3. **Аимбетов, И. К.** Исследование причин аварий зданий г. Нукуса / И. К. Аимбетов, Ш. Сейтниязов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1994. – № 1. – С. 22 – 24.
4. **Айзенберг, Я. М.** Сейсмостойкие многоэтажные здания с железобетонным каркасом / Я. М. Айзенберг, Э. Н. Кодыш, И. К. Никитин и др. – М. : АСВ, 2012. – 264 с.
5. **Айзенберг, Я. М.** Сейсмоизолирующие адаптивные фундаментные системы / Я. М. Айзенберг // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1992. – № 6. – С. 22 – 25.
6. **Алексеев, С. И.** Механика грунтов : учебное пособие для студентов вузов / С. И. Алексеев. – СПб. : Петербургский государственный университет путей сообщения, 2007. – 111 с.
7. **Алексеев, С. Н.** Коррозия и защита арматуры в бетоне / С. Н. Алексеев. – М. : Госстройиздат, 1962. – 186 с.
8. **Алешин, Н. Н.** Электроакустические методы обследования зданий / Н. Н. Алешин. – М. : Стройиздат, 1982. – 158 с.
9. **Аллисон, А.** Геология: наука о вечно меняющейся Земле / А. Аллисон, Д. Палмер ; пер. с англ. – М. : Мир, 1984. – 568 с.
10. **Алмазов, В. О.** Проектирование железобетонных конструкций по ЕВРОНОРМАМ : научное издание / В. О. Алмазов. – М. : АСВ, 2007. – 216 с.
11. **Анализ** причин аварий и повреждений строительных конструкций / под ред. д-ра техн. наук проф. А. А. Шишкина. – М. : Стройиздат, 1964 – 303 с.
12. **Ананьев, В. П.** Лессовые породы как основания зданий и сооружений / В. П. Ананьев. – Ростов н/Д : Изд-во Ростовского ун-та, 1976. – 216 с.
13. **Андерсон, Дж. Г. К.** Интересные случаи из практики инженерной геологии / Дж. Г. К. Андерсен, К. Ф. Тригг ; пер. с англ. – М. : Недра, 1981. – 224 с.
14. **Аносов, Г. И.** Некоторые сведения о крутильных деформациях при землетрясениях в связи с развитием методов сейсмического

микрорайонирования и усиления зданий. Вихри в геологических процессах / Г. И. Аносов, Т. Г. Константинова, И. Ф. Делемень ; под ред. А. В. Викулина. – Петропавловск-Камчатский : КГПУ, 2004. – 252 с.

15. **Аслибенья, О. В.** Расчет продолжительности упрочнения песчаных грунтов после их полного разжижения под действием вибрации / О. В. Аслибенья // Инженерная геология. – 1990. – № 4. – С. 81 – 85.

16. **Аунг Тху Хан.** Анализ дефектов в изделиях из полимерных материалов и восстановление их несущей способности методом сварки : дис. ... канд. техн. наук / Аунг Тху Хан. – М., 2014. – 197 с.

17. **Багдасаров, Ю. А.** Вытрамбованные грунтовые подушки. Ускорение научно-технического процесса в фундаментостроении : сб. науч. тр. : в 2-х т. Т. 1. Новейшие методы исследования строительных свойств грунтов, прогрессивные способы возведения фундаментов и устройства оснований / Ю. А. Багдасаров, Д. И. Константиновский, А. Г. Лунев // НИИ оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова ; под общ. ред. В. А. Ильичева. – М. : Стройиздат, 1987. – С. 187 – 189.

18. **Бартнев, Г. М.** Прочность и механика разрушения полимеров / Г. М. Бартнев. – М. : Химия, 1984. – 279 с.

19. **Бедов, А. И.** Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций : учебник / А. И. Бедов А. И. Габитов. – М. : Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2008. – 568 с.

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

21. **Беляев, Б. И.** Причины аварий стальных конструкций и способы их устранения. / Б. И. Беляев, В. С. Корниенко. – М. : Стройиздат, 1968. – 206 с.

22. **Бойко, М. Д.** Диагностика повреждений и методы восстановления эксплуатационных качеств зданий / М. Д. Бойко. – Л. : Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1975. – 336 с.

23. **Бойко, М. Д.** Техническое обслуживание и ремонт зданий и сооружений / М. Д. Бойко. – М. : Стройиздат, 1986. – 256 с.

24. **Бойл, Дж.** Анализ напряжений в конструкциях при ползучести / Дж. Бойл, Дж. Спенс. – М. : Мир, 1986. – 360 с.

25. **Болдырев, Г. Г.** Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса : монография / Г. Г. Болдырев. – Пенза : ПГУАС, 2008. – 696 с.

26. **Вавилов, В. П.** Тепловые методы неразрушающего контроля : справочник / В. П. Вавилов – М. : Машиностроение, 1991. – 240 с.

27. **Вайкситейн, М. З.** Формирование прочности легкого бетона и механизм его деформации и разрушения / М. З. Вайкситейн // Бетон и железобетон. – 1995. – № 1. – С. 8 – 10.

28. **Валь, В. Н.** Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при их реконструкции / В. Н. Валь, Е. В. Горохов, Б. Ю. Уваров. – М. : Стройиздат, 1987. – 176 с.

29. **Ванюшкин, С. Г.** Особенности работы многоволновых фундаментов-оболочек. В кн. : Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении : сб. науч. тр. : в 2-х т. Т. 2. Методы проектирования эффективных конструкций оснований и фундаментов / С. Г. Ванюшкин, В. Г. Швец ; под общ. ред. В. А. Ильичева // НИИ оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова. – М. : Стройиздат, 1987. – С. 211–212.

30. **Васьков, В. Е.** Наблюдения за осадками промышленного здания, построенного на насыпных грунтах. В кн. : Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении : сб. науч. тр. : в 2-х т. Т. 2. Методы проектирования эффективных конструкций оснований и фундаментов / В. Е. Васьков, В. Н. Лях, А. В. Харченко ; под общ. ред. В. А. Ильичева // НИИ оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова. – М. : Стройиздат, 1987. – С. 233–234.

31. **Ведяков, И. И.** Стальные конструкции высотных зданий : научное издание / И. И. Ведяков, Д. В. Конин, П. Д. Одесский. – М. : АСВ, 2014. – 272 с.

32. **Вейц, Р. И.** Предупреждение аварий при строительстве зданий / Р. И. Вейц. – Л. : Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1984. – 144 с.

33. **Волченко, В. Н.** Контроль качества сварных конструкций / В. Н. Волченко. – М. : Машиностроение, 1986. – 152 с.

34. **Гарагаш, Б. А.** Надежность пространственных регулируемых систем «основание–сооружение» при неравномерных деформациях основания. В 2-х т. – М. : АСВ, 2012. – Т. 1. – 416 с, Т. 2. – 472 с.

35. **Гарбусенко, В. В.** Преднапряженные ригеля серии ИН-04 с канатной арматурой / В. В. Гарбусенко, А. В. Коновалов. // Бетон и железобетон. – 1985. – № 6. – С. 20 – 22.

36. **Гарбусенко, Д. В.** Универсальные решетчатые балки / Д. В. Гарбусенко // Бетон и железобетон. – 1993. – № 2. – С. 5–6.

37. **Геопатогенные зоны – миф или реальность?** / Е. К. Мельников и др. – СПб. : ВНИИОкеангеоресурсы. – 1993. – 48 с.

38. **Гильман, Я. Д.** Усиление и восстановление зданий на лессовых просадочных грунтах / Я. Д. Гильман, Е. Д. Гильман. – М. : Стройиздат, 1989. – 180 с.

39. **Гинзбург, Л. К.** Противооползневые удерживающие конструкции / Л. К. Гинзбург. – М. : Стройиздат, 1979. – 80 с.

40. **Гликман, А. Г.** Еще раз о разрушении инженерных сооружений / А. Г. Гликман, А. А. Стародубцев // Жизнь и безопасность. – 1999. – № 1-2. – С. 109 – 115.

41. **Гликман, А. Г.** Проблемы экологической безопасности, рожденные недрами земли / А. Г. Гликман // Жизнь и безопасность. – 1997. – № 1. – С. 198–199.

42. **Гликман, А. Г.** О роли геофизических методов при решении инженерно-геологических задач / А. Г. Гликман, А. А. Стародубцев // Жизнь и безопасность. – 1998. – № 2-3. – С. 524.

43. **Голодковская, Г. А.** Инженерная геология – период составления / Г. А. Голодковская, Ю. Б. Елисеев // Инженерная геология. – 1990. – № 3. – С. 8 – 15.

44. **Гольденблат, И. Н.** Длительная прочность в машиностроении / И. Н. Гольденблат, В. А. Бажанов, В. А. Копнов. – М.: Машиностроение, 1977. – 248 с.

45. **Гордон, С. С.** Прогноз долговечности железобетонных конструкций / С. С. Гордон // Бетон и железобетон. – 1992. – № 6. – С. 23 – 25.

46. **ГОСТ 18353–79.** Контроль неразрушающий. Классификация видов и методов. – Введ. 1980-07-01. – М.: ИПК Изд-во стандартов, 2005. – 12 с.

47. **ГОСТ 2140-81*.** Видимые пороки древесины. Классификация, термины и определения, способы измерения. – Введ. 1982-01-01. – М.: ИПК Издательство стандартов, 1981. – 118 с.

48. **ГОСТ 27935–88.** Плиты Древесно-волоконистые и древесностружечные. Термины и определения. – Введ. 01-01-1990. – М.: ИПК Изд-во стандартов, 1996. – 10 с.

49. **ГОСТ 31937–2011.** Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния.

50. **ГОСТ Р 52005–2003.** Метод магнитной памяти металла. Контроль неразрушающий. – Введ. 01-01-2004. – М.: ИПК Изд-во стандартов, 2003. – 6 с.

51. **ГОСТ Р 52892–2007.** Вибрация и удар. Вибрация зданий. Измерение вибрации и оценка ее воздействия на конструкцию. – Введ. 2008-01-10. – М.: ИПК Изд-во стандартов, 2007. – 20 с.

52. **ГОСТ Р 54257–2010.** Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. – Введ. 2011-09-01. – М.: Стандартинформ, 2011. – 19 с.

53. **Гохфельд, Д. А.** Несущая способность конструкций при повторных нагружениях / Д. А. Гохфельд, О. Ф. Черневский. – М.: Машиностроение, 1979. – 263 с.

54. **Гохфельд, Д. А.** Пластичность и ползучесть элементов конструкций при повторных нагружениях / Д. А. Гохфельд, О. С. Садаков. – М.: Машиностроение, 1984. – 256 с.

55. **Григорьев, И. В.** Деформирование, устойчивость и колебания оболочечных конструкций : научное издание / И. В. Григорьев, В. И. Прокопьев, Ю. В. Твердый. – М. : АСВ, 2007. – 208 с.
56. **Гроздов, В. Т.** Дефекты конструкций крупнопанельных зданий, снижающие несущую способность зданий, и их устранение / В. Т. Гроздов. – СПб. : ВВВСУ, 1993. – 96 с.
57. **Гроздов, В. Т.** Дефекты конструкций панельных зданий и методы их устранения / В. Т. Гроздов. – СПб. : ВВВСУ, 1994. – 148 с.
58. **Гроздов, В. Т.** Дефекты основных несущих железобетонных конструкций каркасных многоэтажных промышленных и общественных зданий и методы их устранения / В. Т. Гроздов. – СПб. : ВВВСУ, 1993. – 192 с.
59. **Гроздов, В. Т.** Дефекты строительных конструкций и их последствия. Дефекты монолитных железобетонных конструкций, вызванные нарушением технологии их возведения / В. Т. Гроздов. – СПб. : ВВВСУ, 2005. – 136 с.
60. **Далматов, Б. И.** Многолетние комплексные исследования процесса развития осадок зданий, построенных на толще слабых грунтов, содержащих органику / Б. И. Далматов, С. Н. Сотников // Балтийская конференция по механике грунтов и фундаментостроению. Строительство на торфах и деформации сооружений на сильносжимаемых грунтах. – Таллин, 1988. – Т. 2. – С. 209 – 216.
61. **Добромыслов, А. Н.** Диагностика повреждений зданий и инженерных сооружений / А. Н. Добромыслов. – М. : МГСУ, 2006. – 256 с.
62. **Добромыслов, А. Н.** Исследование надежности конструкторских систем / А. Н. Добромыслов // Промышленное строительство. – 1989. – Т. 12. – С. 20–22.
63. **Долговечность** железобетона в агрессивных средах / С. Н. Алексеев и др. // Совм. изд-во СССР–ЧССР–ФРГ. – М. : Стройиздат, 1990. – 320 с.
64. **Долговечность** строительных конструкций и сооружений из композиционных материалов / В. Ш. Барбакадзе и др. ; под ред. В. Г. Минульского. – М. : Стройиздат, 1993. – 256 с.
65. **Дубровский, В. Б.** Строительство атомных электростанций : учебник / В. Б. Дубровский, П. А. Лавданский, И. А. Енговатов. – М. : АСВ, 2010. – 368 с.
66. **Дукарт, А. В.** Динамический расчет балок и рам : учебное пособие / А. В. Дукарт, А. И. Олейник. – М. : АСВ, 2015. – 144 с.
67. **Еремин, К. И.** Причины и последствия аварий зданий и сооружений, прошедших в 2010 году. Предотвращение аварий зданий и сооружений / К. И. Еремин, Н. А. Шишкина // Электронный портал «Наука и безопасность». – 2011. – 20 с. – URL : www.pamag.ru

68. **Еремеев, П. Г.** Пространственные тонколистовые металлические конструкции покрытий : научное издание / П. Г. Еремеев. – М. : АСВ, 2006. – 560 с.

69. **Жигалин, А. Д.** Зависимость коррозионной активности от свойств геологической среды / А. Д. Жигалин, Н. С. Просунцова // Инженерная геология. – 1990. – № 3. – С. 49 – 55.

70. **Жилые** и общественные здания : краткий справочник инженера-конструктора / Ю. А. Дыховичный и др. ; под ред. Ю. А. Дыховичного. – 3-е изд. – М. : Стройиздат, 1991. – 656 с.

71. **Жуков, В. В.** Жаростойкие бетоны и перспективы их применения / В. В. Жуков, В. В. Ремнев // Бетон и железобетон. – 1995. – № 4. – С. 13 – 16.

72. **Забегаев, А. В.** К построению общей модели деформирования бетона / А. В. Забегаев // Бетон и железобетон. – 1994. – № 6. – С. 23 – 26.

73. **Зайцев, Ю. В.** Механика разрушения для строителей / Ю. В. Зайцев – М. : Высшая школа, 1991. – 288 с.

74. **Зарецкий, Ю. К.** Глубинное уплотнение грунтов ударными нагрузками / Ю. К. Зарецкий, М. Ю. Гарицелов. – М. : Энергоатомиздат, 1989. – 192 с.

75. **Зоценко, Н. Л.** Устройство фундаментов в пробитых скважинах. В кн. : Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении : сб. науч. тр. : в 2-х т. Т. 2. Методы проектирования эффективных конструкций, основания и фундаментов / Н. Л. Зоценко, Н. Ф. Передский, А. Ф. Якко ; под ред. В. А. Ильичева // НИИ оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова. – М. : Стройиздат, 1987. – С. 176–177.

76. **Ибрагимов, А. М.** Сварка строительных металлических конструкций : учебное пособие / А. М. Ибрагимов, В. С. Парлашкевич. – М. : АСВ, 2015. – 176 с.

77. **Иванов, Ф. М.** Внутренняя коррозия бетона / Ф. М. Иванов // Бетон и железобетон. – 1992. – № 8. – С. 8 – 10.

78. **Иванов, Ф. М.** О преждевременном повреждении бетона в обычных условиях / Ф. М. Иванов, Н. К. Розенталь, Г. В. Чехний // Бетон и железобетон. – 1994. – № 2. – С. 29 – 31.

79. **Ильин, Н. А.** Техническая экспертиза зданий, поврежденных пожаром / Н. А. Ильин. – М. : Стройиздат, 1983. – 200 с.

80. **Инструкция** по забивке свай вблизи зданий и сооружений / ВСН 358-761. – М. : Стройиздат, 1976.

81. **Качанов, Л. М.** Основы механики разрушения / Л. М. Качанов. – М. : Высшая школа, 1987. – 528 с.

82. **Коллинз, Д.** Повреждение материалов в конструкциях. Анализ, предсказание, предотвращение / Д. Коллинз. – М. : Мир, 1984. – 624 с.

83. **Колмагоров, А. Г.** Расчет железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам / А. Г. Колмагоров, В. С. Плевков. – Томск : Изд-во «Печатная мануфактура», 2009. – 496 с.

84. **Колтунов, М. А.** Прочностные расчеты изделий из полимерных материалов / М. А. Колтунов, В. П. Майборода, В. Г. Зубчаников. – М. : Машиностроение, 1983. – 239 с.

85. **Конецкий, В.** Ремонт жилых зданий. Несущие и ограждающие конструкции / В. Конецкий, Я. Ситковский, А. Улятовский ; сокр. пер. с пол. Е. Б. Долгова ; под ред. А. Г. Ройтмана. – М. : Стройиздат, 1981. – 128 с.

86. **Коновалов, П. А.** Основания и фундаменты реконструируемых зданий : монография / П. А. Коновалов, В. П. Коновалов. – М. : АСВ, 2011. – 384 с.

87. **Корешок, А. Г.** Отличительная способность морозосолевой коррозии / А. Г. Корешок, Л. С. Думанова // Известия вузов. Строительство. – 1992. – № 4. – С. 57 – 60.

88. **Коррозия** бетона и железобетона, методы их защиты. – М. : Стройиздат, 1980. – 535 с.

89. **Коряков, А. С.** Обеспечение надежности и долговечности зданий и сооружений в агрессивных средах / А. С. Коряков, В. В. Филиппов // Промышленное строительство. – 1990. – № 4. – С. 6 – 8.

90. **Косицын, Б. А.** Статический расчет крупнопанельных и каркасных зданий / Б. А. Косицын. – М. : Стройиздат, 1971. – 215 с.

91. **Коханенко, М. П.** Восстановление гражданских зданий на просадочных грунтах (Практика и методы производства работ) / М. П. Коханенко, Г. П. Поляков, В. Б. Шевелев. – М. : Стройиздат, 1990. – 184 с.

92. **Кризский, Н.** Классификация причин, условий и характера деформирования и разрушений земляных сооружений / Н. Кризский // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1985. – № 4. – С. 32.

93. **Крутов, В. И.** Основания и фундаменты на насыпных грунтах : учебное пособие / В. И. Крутов, А. С. Ковалев, В. А. Ковалев. – М. : АСВ, 2016. – 470 с.

94. **Крутов, В. И.** Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах / В. И. Крутов, А. С. Ковалев, В. А. Ковалев. – М. : АСВ, 2016. – 544 с.

95. **Крушедольская, В. Е.** Коррозионное поведение арматуры в бетонах на шлакопортландцементях / В. Е. Крушедольская, В. Е. Флакс // Бетон и железобетон. – 1993. – № 3. – С. 28.

96. **Кудзис, А. П.** Оценка долговечности при расчете преднапряженных железобетонных конструкций / А. П. Кудзис // Бетон и железобетон. – 1990. – № 4. – С. 29 – 31.

97. **Курлапов, Д. В.** Воздействие высоких температур пожара на строительные конструкции / Д. В. Курлапов // Военно-инженерный технический университет. Инженерно-строительный журнал. – 2009. – № 4 – С. 10 – 15.

98. **Кушнер, С. Г.** О мероприятиях по борьбе с подъемом уровня грунтовых вод при строительстве на слабопроницаемых грунтах / С. Г. Кушнер // Основания, фундаменты и механика фунтов. – 1994. – № 2. – 23 – 26.

99. **Лалетин, Н. В.** Основания и фундаменты. Вступительная лекция / Н. В. Лалетин, А. К. Сычев. – М. : Изд-во ВИА, 1995. – 32 с.

100. **Лашенко, М. Н.** Аварии металлических конструкций зданий и сооружений / М. Н. Лашенко. – Л. : Стройиздат, 1969. – 184 с.

101. **Лашенко, М. Н.** Повышение надежности металлических конструкций при реконструкции / М. Н. Лашенко. – Л. : Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1987. – 136 с.

102. **Леденев, В. В.** Аварии в строительстве. Т. 1. Причины аварий зданий и сооружений / В. В. Леденев. – Тамбов : ТГТУ, 2014. – 210 с.

103. **Леденев, В. В.** Высотные здания : учебное пособие / В. В. Леденев. – Тамбов : ТГТУ, 2014. – 266 с.

104. **Леденев, В. В.** Испытание грунтовых оснований, материалов и конструкций : учебное пособие / В. В. Леденев, В. П. Ярцев, В. Г. Однолько. – Тамбов : ТГТУ, 2014. – 240 с.

105. **Леденев, В. В.** Несущая способность и деформативность оснований и фундаментов при сложных силовых воздействиях / В. В. Леденев. – Тамбов : ТГТУ, 1995. – Ч. 1. – 248 с.

106. **Леденев, В. В.** Обследование и мониторинг строительных конструкций зданий и сооружений : учебное пособие / В. В. Леденев, В. П. Ярцев. – Тамбов : ТГТУ, 2017. – 252 с.

107. **Леденев, В. В.** Основания и фундаменты при сложных воздействиях / В. В. Леденев. – Тамбов : ТГТУ, 1995. – 400 с.

108. **Леденев, В. В.** Предупреждение аварий : учебное пособие / В. В. Леденев, В. И. Скрялев. – Тамбов : ТГТУ, 2000. – 278 с.

109. **Леденев, В. В.** Прочность и трещиностойкость стен : монография / В. В. Леденев. – Тамбов : ТГТУ, 2015. – 224 с.

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

111. **Леденев, В. И.** Усиление конструкций при реконструкции : учебное пособие / В. И. Леденев, В. В. Леденев. – Тамбов : ТИХМ, 1991. – 104 с.

112. **Лешин, Г. М.** Причины значительных деформаций некоторых зданий и сооружений на свайных фундаментах / Г. М. Лешин, Р. Е. Ханин, Ю. Г. Трофименков // Балтийская конференция по механике грунтов и фундаментостроению. Строительство на торфах и деформации сооружений на сильносжимаемых грунтах. – Таллин, 1988. – Т. 2. – С. 205 – 208.

113. **Литвинов, Р. Г.** Стабилизация развития трещин в изгибаемых железобетонных элементах / Р. Г. Литвинов // Бетон и железобетон. – 1993. – № 6. – С. 27–28.

114. **Мариупольский, Л. Г.** Исследование грунтов для проектирования и строительства свайных фундаментов / Л. Г. Мариупольский. – М. : Стройиздат, 1989. – 199 с.

115. **Марчук, А. Н.** Статическая работа бетонных плотин / А. Н. Марчук. – М. : Энергоатомиздат, 1983. – 208 с.

116. **Махутов, Н. А.** Деформационные критерии разрушения и расчет конструкций на прочность / Н. А. Махутов. – М. : Машиностроение, 1981. – 272 с.

117. **Металлические конструкции.** В 3 т. Т.3. Стальные сооружения, конструкции из металлических сплавов. Реконструкция, обследования, усиление и испытания конструкций зданий и сооружений : справочник проектировщика / под общ. ред. В. В. Кузнецова. – М. : АСВ, 1999. – 528 с.

118. **Метод фотоупругости.** В 3-х т. Т. 2. Методы поляризационно-оптических измерений. Динамическая фотоупругость / под общ. ред. Н. А. Стрельчука, Г. А. Хесина. – М. : Стройиздат, 1975. – 367 с.

119. **Механика разрушения.** Разрушение конструкций : сб. статей / пер. с англ. – М. : Мир, 1980. – 256 с.

120. **Милованов, А. Д.** Огнестойкость железобетонных конструкций / А. Д. Милованов. – М. : Стройиздат, 1986. – 224 с.

121. **Милованов, А. Ф.** Влияние температуры на бетон / А. Ф. Милованов // Бетон и железобетон. – 1995. – № 4. – С. 9 – 12.

122. **Милоков, Д. А.** Строительство и защита жилых и гражданских зданий на подрабатываемых территориях / Д. А. Милоков, А. А. Петраков. – Киев : Будівельник, 1981. – 104 с.

123. **Михайлов, А. В.** Хрупкое разрушение элементов стальных конструкций / А. В. Михайлов. – М. : Стройиздат, 1986. – 86 с.

124. **Михалко, В. Р.** Ремонт конструкций крупнопанельных зданий / В. Р. Михалко. – М. : Стройиздат, 1986. – 312 с.

125. **Мойдер, Р.** Восстановление автотранспортной эстакады / Р. Мойдер, А. Б. Ездаков, Е. А. Гузеев // Бетон и железобетон. – 1995. – № 6. – С. 14.

126. **Мороз, Л. С.** Механика и физика деформаций и разрушения материалов / Л. С. Мороз. – М. : Машиностроение, 1984. – 224 с.

127. **Москвитин, В. В.** Циклические нагрузки элементов конструкций / В. В. Москвитин. – М. : Наука, 1981. – 344 с.
128. **Мулюков, Э. И.** Классификация причин отказов оснований фундаментов / Э. И. Мулюков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1992. – № 3. – С. 28 – 30.
129. **Нагрузки** и воздействия на здания и сооружения / В. Н. Гордеев, А. И. Лантух-Лященко, В. А. Пашинский. – М. : Изд-во С, 2009. – 528 с.
130. **Назин, В. В.** Новые сейсмостойкие конструкции и железобетонные механизмы сейсмоизоляции зданий и сооружений / В. В. Назин. – М. : Стройиздат, 1993. – 135 с.
131. **Неразрушающие** методы контроля сварных соединений / С. В. Румянцев и др. – М. : Машиностроение, 1976. – 335 с.
132. **Нехаев, Г. А.** Проектирование и расчет стальных цилиндрических резервуаров и газгольдеров низкого давления : учебное пособие / Г. А. Нехаев. – М. : АСВ, 2005. – 216 с.
133. **Нечаев, Н. В.** Капитальный ремонт жилых зданий / Н. В. Нечаев. – М. : Стройиздат, 1990. – 207 с.
134. **Николаева, Е. А.** Основы механики разрушения : учебное пособие / Е. А. Николаева. – Изд-во Пермского государственного университета, 2010. – 103 с.
135. **Николаевский, М. Ю.** Влияние температурного режима свайных ростверков на их напряженное состояние / М. Ю. Николаевский // Бетон и железобетон. – 1987. – № 9. – С. 26 – 28.
136. **Нотт, Дж. Ф.** Основы механики разрушения / Дж. Ф. Нотт. – М. : Металлургия, 1978. – 483 с.
137. **О необходимости** системного подхода к научным исследованиям в области комплексной безопасности и предотвращения аварий зданий и сооружений / В. Н. Пономарев и др. // Мониторинг. – 2014. – № 1. – С. 4 – 12.
138. **Обследования** и испытания зданий и сооружений : учебник / В. Г. Казачек, Н. В. Нечаев, С. Н. Нотенко и др ; под ред. В. И. Римшина. – М. : Высшая школа, 2006. – 635 с.
139. **Онищик, Л. И.** Каменные конструкции : учебник / Л. И. Онищик. – М. : Стройиздат, 1939. – 208 с.
140. **Осипов, В. И.** Методические основы оценки уязвимости объектов капитального строительства урбанизированных территорий от опасных геологических процессов / В. И. Осипов, В. Н. Бутова, Е. А. Карфидова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2016. – № 6. – С. 32 – 36.
141. **Основы** ценообразования в строительстве и нормативы эксплуатаций зданий и сооружений : учеб.-метод. пособие по курсу

повышения квалификации профессиональных оценщиков недвижимости. – СПб. : Первый институт независимой оценки и аудита, 1997. – С. 42.

142. **Осоловский, В. П.** Эксплуатация фундаментов энергетического оборудования ТЭС / В. П. Осоловский, Д. П. Венгеровский, Я. Л. Кранцфельд. – М. : Энергия, 1980. – 168 с.

143. **Оськин, К. В.** Долговечность бетонов в ограждающих конструкциях при совместном действии влаги и знакопеременных температур : дис. ... канд. техн. наук / К. В. Оськин. – Саратов, 2007.

144. **Панченко, А. И.** Критерий стойкости бетона к атмосферным воздействиям с позиций механики разрушения / А. И. Панченко // ИВУЗ. Строительство. – 1995. – № 2. – С. 55 – 60.

145. **Петров, А. Н.** Оптимальные схемы транспортирования и монтажа длиномерных конструкций / А. Н. Петров, А. И. Путиков // Бетон и железобетон. – 1988. – № 1. – С. 20 – 22.

146. **Пирадов, К. А.** Подход к оценке напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов через параметры механики разрушения / К. А. Пирадов, Е. А. Гузев // Бетон и железобетон. – 1994. – № 5. – С. 19 – 23.

147. **Пирадов, А. Б.** Развитие трещин в бетонных и железобетонных элементах при циклическом нагружении / А. Б. Пирадов, Л. О. Гелешани, К. Д. Пирадов // Бетон и железобетон. – 1992. – № 5. – С. 10.

148. **Пичугин, А. П.** Ремонт производственных сельскохозяйственных зданий и сооружений / А. П. Пичугин. – М. : Стройиздат, 1984. – 112 с.

149. **Пичугин, С. Ф.** Надежность стальных конструкций производственных зданий : монография / С. Ф. Пичугин. – М. : АСВ, 2011. – 456 с.

150. **Пожарная опасность** строительных материалов / А. Н. Баратов и др. – М. : Стройиздат, 1988. – 380 с.

151. **Поляков, С. В.** Сейсмостойкие конструкции зданий / С. В. Поляков. – М. : Высшая школа, 1983. – 304 с.

152. **Пособие** по обследованию строительных конструкций зданий АО «ЦНИИПРОМЗДАНИЙ» – М., 2004. – 275 с.

153. **Пособие** по проектированию усиления стальных конструкций. – М. : Стройиздат, 1989. – 158 с.

154. **Предотвращение** повреждений конструкций в жилищном строительстве / Е. Шильд и др. ; пер. с нем. – М. : Стройиздат, 1982. – 142 с.

155. **Предупреждение** дефектов в строительстве. Защита материалов и конструкций / А. Грассник и др. – М. : Стройиздат, 1989. – 216 с.

156. **Предупреждение** деформаций и аварий зданий и сооружений / И. А. Работников ; под ред. В. А. Лисенко. – Киев : Будивельник, 1984. – 120 с.

157. **Проектирование** и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений / С. Н. Сотников и др. – М. : Стройиздат, 1986. – 96 с.

158. **Проектирование** металлических конструкций : Спец. курс, учебное пособие для вузов / В. В. Бирюлев и др. – Л. : Стройиздат, 1970. – 432 с.

159. **Пухонто, Л. М.** Долговечность железобетонных сооружений (силосов, бункеров, резервуаров, водонапорных башен, подпорных стен) : монография / Л. М. Пухонто. – М. : АСВ, 2004. – 424 с.

160. **Работнов, Ю. Н.** Сопротивление материалов / Ю. Н. Работнов. – М. : Физматгиз, 1963. – 456 с.

161. **Радченко, А. П.** Как уберечь конструкции консервируемых объектов / А. П. Радченко // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1987. – № 2. – С. 22–23.

162. **Райзер, В. Д.** Расчет и нормирование надежности строительных конструкций / В. Д. Райзер. – М. : Стройиздат, 1995. – 352 с.

163. **Райзер, В. Д.** Теория надежности сооружений : научное издание / В. Д. Райзер. – М. : АСВ, 2010. – 384 с.

164. **Расторгуев, Б. С.** Проектирование зданий и сооружений при аварийных взрывных воздействиях : учебное пособие / Б. С. Расторгуев, А. И. Плотников, Д. З. Хуснутдинов. – М. : АСВ, 2007. – 152 с.

165. **Расчетные** модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – М. : АСВ, СКАД СОФТ, 2011. – 736 с.

166. **Рекомендации** по восстановлению и усилению полносборных зданий полимеррастворами / ТбилЗНИИЭП. – М. : Стройиздат, 1990. – 100 с.

167. **Рекомендации** по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении / Харьковский Промстройинипроект. – М. : Стройиздат, 1990. – 170 с.

168. **Рекомендации** по расчету осадок, кренов и усилий в фундаментах существующих промышленных зданий от влияния вновь пристраиваемых зданий и сооружений / Харьковский Промстройинипроект. – М. : Стройиздат, 1987. – 104 с.

169. **Рекомендации** по усилению каменных конструкций зданий и сооружений / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. – М. : Стройиздат, 1987. – 160 с.

170. **Ремнев, В. В.** Обследование технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений : учебное пособие для ву-

зов ж-д транспорта / В. В. Ремнев, А. С. Морозов, Г. П. Тонких. – М. : Маршрут, 2005. – 196 с.

171. **Ремонт** и усиление конструкций зданий и сооружений : учебное пособие / С. И. Рощина и др. – Владимир : ВлГУ им. А. Г. и Н. Г. Столетовых, 2014. – 126 с.

172. **Рибицкий, Р.** Повреждения и дефекты строительных конструкций / Р. Рибицкий. – М. : Стройиздат, 1982. – 432 с.

173. **Ройтман, А. Г.** Деформации и повреждения зданий / А. Г. Ройтман. – М. : Стройиздат, 1987. – 160 с.

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

175. **Рудько, Г. И.** Инженерно-геологические аспекты управления геологической средой западного региона Украинской ССР / Г. И. Рудько // Инженерная геология. – 1990. – № 6. – С. 77 – 89.

176. **Саврук, М. П.** Коэффициенты интенсивности напряжений в телах с трещинами / М. П. Саврук. – Киев : Наукова думка, 1988. – 620 с.

177. **Сахновский, М. М.** Уроки аварий стальных конструкций / М. М. Сахновский, А. М. Титов. – Киев : Будівельник, 1969. – 200 с.

178. **Светинский, Е. В.** Дефекты забивных и набивных свай при устройстве фундаментов / Е. В. Светинский, Н. С. Райдан // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1995. – № 2. – С. 23 – 25.

179. **Сендеров, Б. В.** Аварии жилых зданий / Б. В. Сендеров. – М. : Стройиздат, 1991. – 216 с.

180. **Скоробогатов, С. М.** Основы теории катастроф для расчета крупнопанельных конструкций / С. М. Скоробогатов // Бетон и железобетон. – 1993. – № 10. – С. 26.

181. **Смирнов, С. Б.** Причины разрушения «сейсмостойких» железобетонных зданий и принципы эффективной сейсмозащиты / С. Б. Смирнов // Бетон и железобетон. – 1994. – № 3. – С. 22 – 25.

182. **СНиП 111-17-78***. Строительные нормы и правила. Правила производства и приемки работ. Каменные конструкции. – М. : Стройиздат, 1979. – 41 с.

183. **СНиП 11-22-81***. Каменные и армокаменные конструкции / Госстрой СССР. – М. : Стройиздат, 1983. – 40 с.

184. **СНиП 2.02.01-83***. Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. – М. : Стройиздат, 1985. – 40 с.

185. **СНиП 2.01.07-85***. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М. : Стройиздат, 1987. – 36 с.

186. **СНиП 11-23-81***. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М. : Стройиздат, 1989. – 96 с.

187. **СНиП 11-25-80.** Деревянные конструкции / Госстрой СССР. – М. : Стройиздат, 1989. – 31 с.
188. **Соколов, В. К.** Реконструкция жилых зданий / В. К. Соколов. – М. : Стройиздат, 1982. – 204 с.
189. **СП 63.13330.2012.** Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 / НИИЖБ им. А. А. Гвоздева ин-т ОАО «НИЦ Строительство». – М., 2012. – 147 с.
190. **СП 28.13330.2012.** Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85. – Введ. 2011-29-12. – М. : Минрегион России, 2012. – 85 с.
191. **СП 53-101-98.** Изготовление и контроль качества стальных строительных конструкций. – М. : ОАО «ЦПП», 2008. – 29 с.
192. **СП 53-102-2004.** Общие правила проектирования стальных конструкций. – М. : ОАО «ЦПП», 2008. – 131 с.
193. **СП 13-102-2003.** Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений.
194. **Справочник** геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения : справочник / под общ. ред. В. А. Ильичева, Р. А. Мангушева. – М. : АСВ, 2016. – 1040 с.
195. **Ставицер, Л. Р.** Сейсмостойкость оснований и фундаментов : монография / Л. Р. Ставицер. – М. : АСВ, 2010. – 448 с.
196. **Стойкость** бетона и железобетона при отрицательной температуре / В. М. Москвин и др. – Госстройиздат, 1967. – 132 с.
197. **Строительство** зданий и сооружений в сложных грунтовых условиях / М. Ю. Абелев и др. ; под ред. М. Ю. Абелева. – М. : Стройиздат, 1986. – 104 с.
198. **Тер-Мартirosян, З. Г.** Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений / З. Г. Мартиросян. – М. : Стройиздат, 1990. – 200 с.
199. **Тетиор, А. Н.** Расчет на продавливание отдельно стоящих фундаментов колонн / А. Н. Тетиор, И. М. Дьяков. // Бетон и железобетон. – 1989. – № 3. – С. 11 – 13.
200. **Технические** указания по организации профилактического текущего ремонта жилых крупнопанельных зданий. – М. : Стройиздат, 1981. – 112 с.
201. **Трофименков, Ю. Г.** Полевые методы исследования строительных свойств грунтов / Ю. Г. Трофименков, Л. И. Воробков. – М. : Стройиздат, 1981. – 215 с.
202. **Тюрин, И. М.** Редкие случаи строительства зданий на слабых грунтах / И. М. Тюрин // Балтийская конференция по механике грунтов и фундаментостроению. Строительство на торфах и деформации сооружений на сильносжимаемых грунтах. – Таллинн, 1988. – Т. 2. – С. 146 – 153.

203. **Улицкий, В. М.** Причины обрушения жилого дома на Двинской ул. в Петербурге / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин // Электронный журнал «Реконструкция городов и геотехническое строительство». – 2002. – № 5. – 62 с.

204. **Улучшение** водозащиты крупнопанельных домов / А. А. Омельченко и др. – Киев : Будівельник, 1980. – 96 с.

205. **Фейрвезер, В.** Лэмбьенс Плаза: Уроки катастрофы / В. Фейрвезер // Строительство в США. – 1992. – № 5. – С. 2 – 5.

206. **Физдель, И. А.** Дефекты в конструкциях, сооружениях и методы их устранения / И. А. Физдель – М. : Стройиздат, 1987. – 336 с.

207. **Фокин, М. Н.** Методы коррозионных испытаний металлов / М. Н. Фокин, К. А. Жигалова. – М. : Металлургия, 1986. – 80 с.

208. **Хертлейн, Б.** Неразрушающие методы исследования бетонных конструкций / Б. Хертлейн // Строительство в США. – 1992. – № 5. – С. 13 – 16.

209. **Хило, Е. Р.** Усиление железобетонных конструкций с изменением расчетной схемы и напряженного состояния / Е. Р. Хило, Б. С. Попович. – Львов : Вища школа, 1976. – 146 с.

210. **Хоч, Э.** Анализ чувствительности при проетировании конструкций / Э. Хоч, К. Чой, В. Комков ; пер. с англ. – М. : Мир, 1988. – 428 с.

211. **Черепанов, Г. П.** Механика разрушения / Г. П. Черепанов, Л. В. Ершов. – М. : Машиностроение, 1977. – 224 с.

212. **Черепанов, Г. П.** Механика разрушения : монография / Г. П. Черепанов. – Москва–Ижевск : ИКИ, 2012. – 872 с.

213. **Чернов, Ю. Т.** Вибрации строительных конструкций : научное издание / Ю. Т. Чернов. – М. : АСВ, 2011. – 384 с.

214. **Чирков, В. П.** Основы теории ресурса железобетонных конструкций / В. П. Чирков // Бетон и железобетон. – 1990. – № 10. – С. 35–36.

215. **Численное** моделирование процесса образования трещин в железобетонном фундаменте – оболочке на упругопластическом основании / И. П. Бойко и др. // Исследования и разработки по компьютерному проектированию фундаментов и оснований : межвузовский сборник. – Новочеркасск, 1990. – С. 21 – 27.

216. **Швец, В. Б.** Усиление и реконструкция фундаментов / В. Б. Швец, В. И. Феклин, А. К. Гинзбург. – М. : Стройиздат, 1985. – 204 с.

217. **Шебеко, Л. П.** Контроль качества сварных соединений / Л. П. Шебеко, А. П. Яковлев. – М. : Стройиздат 1972. – 120 с.

218. **Шевяков, В. П.** Проектирование защиты строительных инструкций химических предприятий от коррозии / В. П. Шевяков. – М. : Стройиздат, 1984. – 168 с.

219. **Шкинев, А. Н.** Аварии на строительных объектах, их причины и способы предупреждения / А. Н. Шкинев. – М. : Стройиздат, 1986. – 375 с.

220. **Шляйн, А. Г.** Особенности коррозионного воздействия глинистых грунтов на стальную арматуру железобетонных труб / А. Г. Шляйн, А. Г. Паркевич, С. Н. Алексеев // Бетон и железобетон. – 1992. – № 7. – С. 27–28.

221. **Шпете, Г.** Надежность несущих строительных конструкций / Г. Шпете ; пер. с нем. – М. : Стройиздат, 1994. – 288 с.

222. **Эксплуатация** жилых зданий : справ. пособие / Э. М. Ариевич и др. – 4-е изд. – М. : Стройиздат, 1991. – 510 с.

223. **Ярцев, В. П.** Испытание полимерных материалов в конструкциях и изделиях / В. П. Ярцев, В. В. Леденев. – Тамбов : ТГТУ, 1995. – 150 с.

224. **Яценко, Е. А.** Влияние длительных нагрузок и ползучести бетона на предельные состояния железобетонных конструкций / Е. А. Яценко // Бетон и железобетон. – 1990. – № 8. – С. 21–22.

225. **Jones, D. E.** The Expansive Soil Problem / D. E. Jones // Underground Space. Great Britain. – 1979. – V. 3, N 5. – P. 221 – 226.

226. **Pomeroy, S. D.** Conerete Structurs Durability / S. D. Pomeroy // Symp. Concrete durability. London. – May, 1985. – 185 p.

227. **Защита** персональных данных пользователей и сотрудников библиотеки [Электронный ресурс]. – URL : <http://lenta.ru/articles/2006/02/23/basman>. – В Москве обрушился Басманный рынок.

228. **Защита** персональных данных пользователей и сотрудников библиотеки [Электронный ресурс]. – URL : <http://www.3dnews.ru/908385>. – В Китае при помощи 3D-печати возвели «пятиэтажку» и огромную виллу.

229. **Защита** персональных данных пользователей и сотрудников библиотеки [Электронный ресурс]. – URL : <http://www.kommersant.ru/doc/2729905>. – Высокие и деревянные.

230. **Защита** персональных данных пользователей и сотрудников библиотеки [Электронный ресурс]. – URL : <http://lifenews.ru/news/157301/> – Зданию казармы ВДВ в Омске надстроили четвертый этаж.

231. **Защита** персональных данных пользователей и сотрудников библиотеки [Электронный ресурс]. – URL : https://ru.wikipedia.org/wiki/Землетрясение_в_Японии. – Землетрясения в Японии.

232. **Защита** персональных данных пользователей и сотрудников библиотеки [Электронный ресурс]. – URL : Информационный сайт <http://derevok.narod.ru/index/0-14/> – Защита древесины от возгорания.

233. **Защита** персональных данных пользователей и сотрудников библиотеки [Электронный ресурс]. – URL : https://ru.wikipedia.org/wiki/Неразрушающий_контроль. – Неразрушающий контроль.

234. **Защита** персональных данных пользователей и сотрудников библиотеки [Электронный ресурс]. – URL : <http://les.novosibdom.ru/node/3>. – Пороки древесины.

235. **Защита** персональных данных пользователей и сотрудников библиотеки [Электронный ресурс]. – URL : https://ru.wikipedia.org/wiki/Почвенная_коррозия. – Почвенная коррозия.

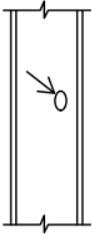
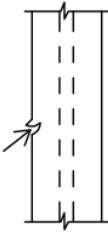
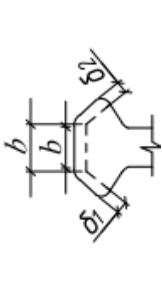
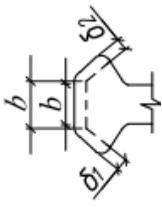
236. **Защита** персональных данных пользователей и сотрудников библиотеки [Электронный ресурс]. – URL : <http://www.nkj.ru/archive/articles/7220/> – ПОЧЕМУ РУХНУЛ «ТРАНСВААЛЬ-ПАРК»?

237. **Защита** персональных данных пользователей и сотрудников библиотеки [Электронный ресурс]. – URL : <http://enki.ua/articles/samyemasshtabnye-razrusheniya-zdaniy-v-mire> – Самые масштабные разрушения зданий в мире.

238. **Защита** персональных данных пользователей и сотрудников библиотеки [Электронный ресурс]. – URL : https://ru.wikipedia.org/wiki/Сейсмостойкое_строительство. – Сейсмостойкое строительство.

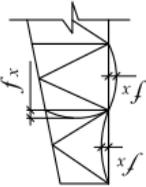
ПРИЛОЖЕНИЯ

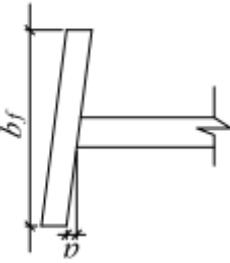
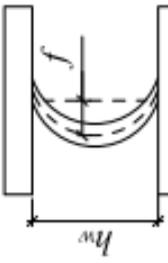
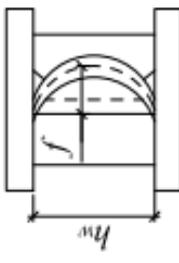
III. ХАРАКТЕРНЫЕ ДЕФЕКТЫ И ПОВРЕЖДЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ

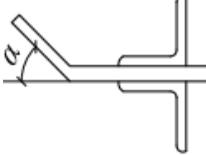
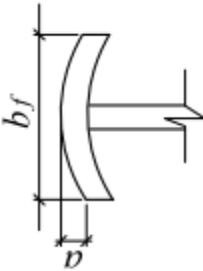
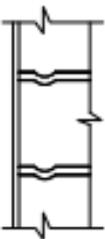
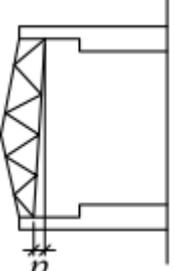
Номер группы	Наименование дефекта или повреждения	Эскиз дефекта или повреждения	Допускаемая величина	
			при приемке работ	при эксплуатации
1	Вырез элемента в конструкции		Не допускается	Проверяется расчетом
	Вырыв в элементе конструкции		Не допускается	Проверяется расчетом
	Отсутствие элемента		Не допускается	Не допускается
	Разрыв элемента (излом)		Не допускается	Не допускается
	Истирание верхней грани головки КР		Не допускается	$\delta \leq 5$ мм

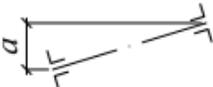
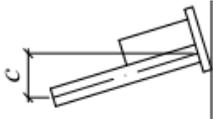
	Истирание боковых граней КР	-//-	Не допускается	$b - b_1 = \delta; \delta_{1,2} \leq 10 \text{ мм}$
1	Выбоина и выкрашивание металла на поверхности катания головки рельса		Не допускается	Не допускается
	Выколы и изломы в подошве рельса		Не допускается	Не допускается
	Короткие волнообразные неровности (рифли) на головке рельса		Не допускается	Не допускается
	Трещина в основном металле элемента конструкции	Трещина в металле фасонки стержневых конструкций Трещина в стенках балок под ребрами жесткости Прочие трещины в стенках балок	-//- -//-	-//- -//-
2	Трещина в подошве рельса		Не допускается	Не допускается

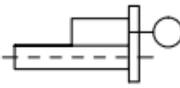
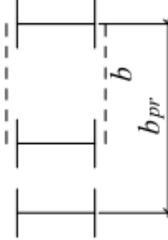
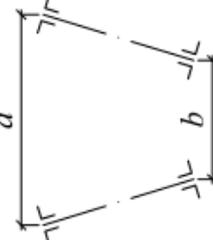
Номер группы	Наименование дефекта или повреждения	Эскиз дефекта или повреждения	Допускаемая величина	
			при приемке работ	при эксплуатации
5	Выгиб конструкции из плоскости рамы		$f_y \leq \frac{1}{750}l$, но не >15 мм	Определяется расчетом
	То же в плоскости рамы		$f_x \leq \frac{1}{750}l$, но не >15 мм $f \leq \frac{1}{750}l$, но не >15 мм	Определяется расчетом
	То же в двух плоскостях		$f_y \leq \frac{1}{750}l$, но не >15 мм	Определяется расчетом

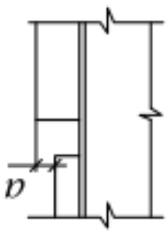
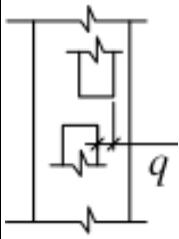
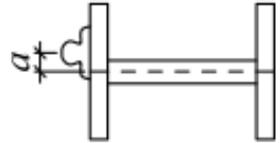
	<p>Выбит отдельного элемента в плоскости конструкции</p>		$f_x \leq \frac{1}{750} l,$ <p>но не >15 мм</p>	<p>Определяется расчетом</p>
5	<p>То же в двух плоскостях</p>	<p>—//—</p>	$f \leq \frac{1}{750} l,$ <p>но не >15 мм</p>	<p>Определяется расчетом</p>
	<p>Винтообразность элемента (длина элемента l)</p>		$a \leq 0,001l,$ $a \leq 10 \text{ мм}$	$a \leq 0,005l$ $a \leq 20 \text{ мм}$
	<p>Искривление оси кранового рельса</p>		$r \leq 15 \text{ мм}$ <p>на длине 40 мм</p>	$r \leq 20 \text{ мм}$ <p>на длине 40 мм</p>
	<p>Погнутость элементов</p>		$f \leq 0,001l_{df}$ $f \leq 10 \text{ мм}$	<p>Проверяется расчетом</p>
6	<p>Погнутость полок элементов</p>		$f \leq 0,1t$	$f \leq 0,2t$
	<p>Вмятина</p>		$f \leq 0,1t$	$f \leq 0,2t$

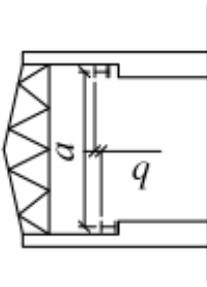
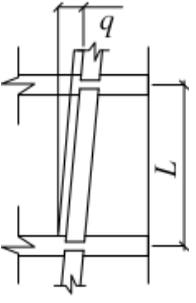
Номер группы	Наименование дефекта или повреждения	Эскиз дефекта или повреждения	Допускаемая величина	
			при приемке работ	при эксплуатации
6	Перекоз полок элементов таврового и двутаврового сечения в местах примыкания		$a \leq 0,005b_f$	$a \leq 0,01b_f$
	Выгнутость стенки сплошной балки без вертикальных ребер жесткости		$f \leq 0,003h_w$	$f \leq 0,01h_w$
	То же с вертикальными ребрами жесткости		$f \leq 0,006h_w$	$f \leq 0,01h_w$

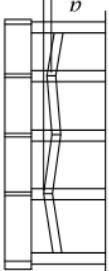
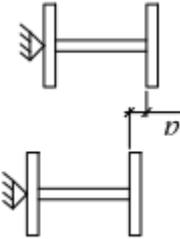
	<p>Попнутость узловых фасонек. К фасонке примыкает сжатый элемент с напряжением в нем более половины расчетного сопротивления</p>		$\operatorname{tg} \alpha \leq 0,01$	$\operatorname{tg} \alpha \leq 0,01$
6	<p>Грибовидность полок элементов таврового и двутаврового сечения в местах примыканий и стыках</p>		$a \leq 0,005b_f$	$a \leq 0,01b_f$
	<p>То же в остальных местах</p>	<p>—/—</p>	$a \leq 0,01b_f$	$a \leq 0,2b_f$
	<p>Смятие ребер жесткости в местах примыкания к полкам</p>		<p>Не допускается</p>	<p>Не допускается</p>
9	<p>Смещение отметок опорных узлов ферм и ригелей для бескрановых зданий</p>		$a \leq \pm 20$ мм	$a \leq \pm 40$ мм

Номер группы	Наименование дефекта или повреждения	Эскиз дефекта или повреждения	Допускаемая величина	
			при приемке работ	при эксплуатации
9	То же для зданий с мостовыми кранами	--/--	$a \leq \pm 15$ мм	$a \leq \pm 30$ мм
	Смещение верхнего пояса фермы в горизонтальной плоскости на опоре		$a \leq \pm 5$ мм	$a \leq \pm 10$ мм
	То же в середине пролета	--/--	$a \leq \pm 10$ мм	$a \leq \pm 15$ мм
	Смещение оси колонны от вертикали в верхнем сечении при высоте колонн до 15 м		$c \leq \pm 15$ мм	$c \leq \pm 20$ мм
	То же при высоте колонн более 15 м	--/--	$c \leq \pm 0,001l$	$c \leq \pm 0,0015l$

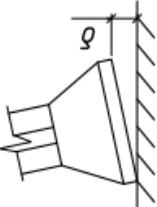
	<p>Смещение оси колонны относительно разбивочной оси в нижнем сечении</p>		$b \leq \pm 5 \text{ мм}$	$b \leq \pm 10 \text{ мм}$
<p>9</p>	<p>Смещение осей ездовых балок для подвесных кранов с разбивочной оси пути</p>		$a \leq \pm 3 \text{ мм}$	$a \leq \pm 4 \text{ мм}$
	<p>Смещение разбивочных осей стержней в элементах решетчатых конструкций от сквозных колонн (для сквозных колонн)</p>		$\delta = b_{pr} - b$ $\delta \leq \pm 3 \text{ мм}$	$a \leq \pm 4 \text{ мм}$
<p>10</p>	<p>Взаимное смещение верхних поясов ферм в горизонтальной плоскости</p>		$\delta = a - b$ $\delta \leq \pm 15 \text{ мм}$	$\delta \leq \pm 20 \text{ мм}$

Номер группы	Наименование дефекта или повреждения	Эскиз дефекта или повреждения	Допускаемая величина	
			при приемке работ	при эксплуатации
10	Взаимное смещение соседних торцов подкрановых рельсов по высоте		$a \leq \pm 2$ мм	$a \leq \pm 3$ мм
	То же в плане		$b \leq 2$ мм	$b \leq 3$ мм
	Смещение оси подкранового рельса с оси подкрановой балки		$a \leq \pm 15$ мм	$a \leq \pm 20$ мм

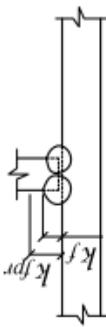
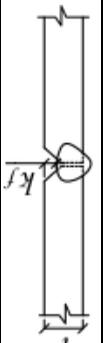
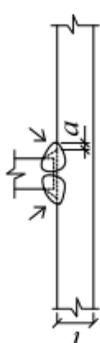
	<p>Взаимное смещение осей подкрановых рельсов относительно пролета</p>		$\Delta a \leq a_{pr} - a$ $a \leq \pm 10$ мм a_{pr} – расстояние между осями рельсов по проекту	$a \leq \pm 15$ мм
	<p>Разность отметок головок подкрановых рельсов в одном пролете здания (перекос подкранового пути на опоре)</p>	<p>—/—</p>	$b \leq 15$ мм	$b \leq 20$ мм
<p>10</p>	<p>То же в пролете</p>	<p>—/—</p>	$b \leq 20$ мм	$b \leq 25$ мм
	<p>Разность отметок подкрановых рельсов на соседних колоннах вдоль п/б при расстоянии между колоннами > 10 м</p>		$a \leq \frac{1}{1000} l$, но не > 15 мм	$a \leq \frac{1}{750} l$, но не > 20 мм
	<p>То же при расстоянии между колоннами $l < 10$ м</p>	<p>—/—</p>	$a \leq 10$ мм	$a \leq \frac{1}{750} l$, но не > 20 мм

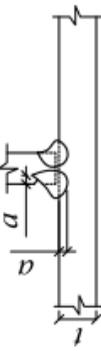
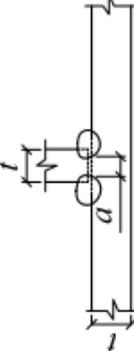
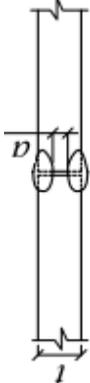
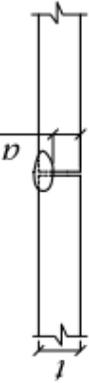
Номер группы	Наименование дефекта или повреждения	Эскиз дефекта или повреждения	Допускаемая величина	
			при приемке работ	при эксплуатации
10	Наибольшая разность отметок головки КР на всей длине пути		$\delta \leq 50$ мм	$\delta \leq 100$ мм
	Разность отметок нижних ездовых поясов подвесных путей в одном поперечном разрезе пролета здания при двух- и многоопорных подвесных кранах на опоре		$a \leq \pm 6$ мм	$a \leq \pm 10$ мм
	То же в пролете	-//-	$a \leq \pm 10$ мм	$a \leq \pm 15$ мм
	Разность отметок нижних ездовых поясов подвесных путей в одном поперечном разрезе пролета здания при подвесных кранах со стыковыми замками на опоре и в пролете	-//-	$a \leq \pm 3$ мм	$a \leq \pm 3$ мм

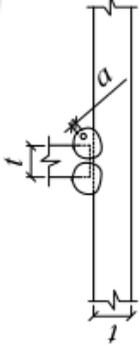
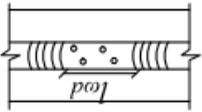
Окончание табл. III

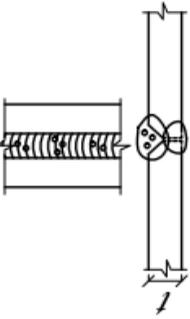
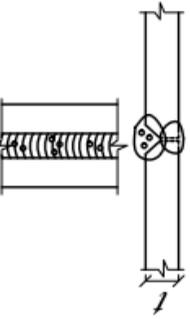
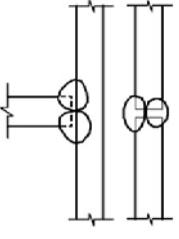
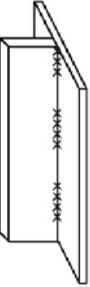
Номер группы	Наименование дефекта или повреждения	Эскиз дефекта или повреждения	Допускаемая величина	
			при приемке работ	при эксплуатации
11	Зазор между базой колонны и фундаментом		$\delta \leq \pm 5$ мм	$\delta \leq \pm 7$ мм
	Зазор в стыках подкрановых рельсов		$c \leq 4$ мм (при $t = 0$ °С и длине рельса 12,5 м) при изменении на каждые 10 °С допуск на зазор изменяется на 1,5 мм	$\delta \leq \pm 7$ мм

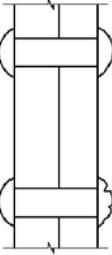
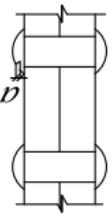
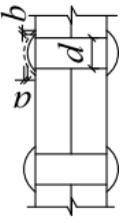
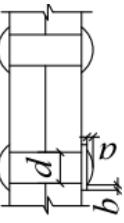
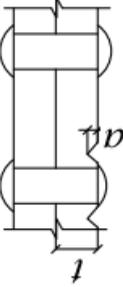
П2. ОСНОВНЫЕ ДЕФЕКТЫ И ПОВРЕЖДЕНИЯ СОЕДИНЕНИЙ

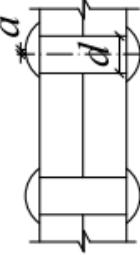
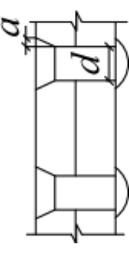
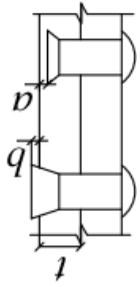
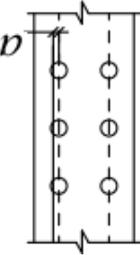
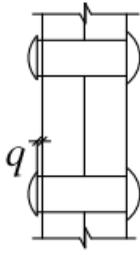
Номер группы	Наименование дефекта или повреждения	Эскиз дефекта или повреждения	Допускаемая величина	
			при приемке работ	при эксплуатации
3	Трещина в сварном шве	Продольная трещина в сварном шве или околошовной зоне	Не допускается	—
		Продольная трещина в сварном шве с выходом на основной металл	—	—
		Поперечная трещина в сварном шве	—	—
4	Неполномерность угловых швов при ручной и полуавтоматической сварке		$K_{fpr} \sim K_f$	—
		То же для стыковых швов	Не допускается	—
			при $t = 3 \dots 15$ мм $a \leq 2$ мм; при $t = 16 \dots 40$ мм $a \leq 2$ мм	—
Напльвы при ручной и полуавтоматической сварке угловых швов		при $t = 3 \dots 14$ мм $e \leq \pm 1$ мм; при $t = 15 \dots 40$ мм $2e \leq \pm 3$ мм	—	
	То же для стыковых швов	—	—	

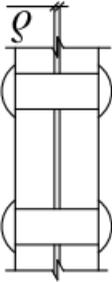
<p>Подрезы основного металла при $t \leq 20$ мм</p>		<p>$a \leq 0,5$ мм</p>	<p>—/—</p>
<p>То же при $t > 20$ мм</p>		<p>$a \leq 1$ мм</p>	<p>—/—</p>
<p>Непровар в корне шва при двусторонней сварке</p>		<p>$a \leq 0,05t$, но не > 2 мм при длине непровара $l_{wd} \leq 50$ мм</p>	<p>—/—</p>
<p>То же для стыковой сварки</p>		<p>$a \leq 0,05t$, но не > 2 мм при длине непровара $l_{wd} \leq 50$ мм Общая длина непровара на 1 п.м. шва ≤ 200 мм</p>	<p>—/—</p>
<p>Непровар в корне шва в соединениях без подкладок, доступных сварке только с одной стороны при $t \leq 20$ мм</p>		<p>$a \leq 0,15t$, но не > 3 мм</p>	<p>—/—</p>

Номер группы	Наименование дефекта или повреждения	Эскиз дефекта или повреждения	Допускаемая величина	
			при приемке работ	при эксплуатации
4	Отдельные шлаковые включения или поры, либо из скопления при $t \leq 20$ мм		$a \leq 0,1t$, но не >3 мм	--
	То же при $t \geq 20$ мм		$a \leq 3$ мм	--
	Шлаковые включения, расположенные цепочкой или сплошной линией вдоль шва		Суммарная длина на 1 п.м. шва ≤ 200 мм	--
	Скопление газовых пор и шлаковых включений в отдельных участках шва	--	Не более 5 шт. на 1 см^2 площади шва при диаметре одного дефекта $\leq 1,5$ мм	--

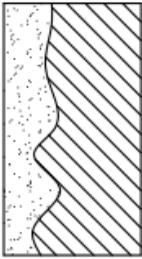
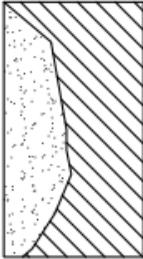
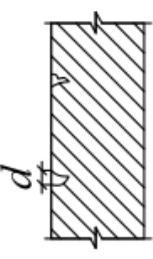
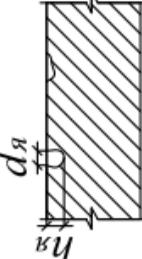
<p>Непровары, шлаковые включения и поры, расположенные отдельно цепочкой при двусторонней сварке</p>		<p>Не более 10% толщины свариваемого металла и не >2 мм</p>	<p>—//—</p>
<p>То же при односторонней сварке без подкладок</p>		<p>Не более 15% толщины свариваемого металла и не >3 мм</p>	<p>—//—</p>
<p>Резкие переходы от основного к наплавленному металлу, наплывы, натеки, сужения, кратеры, свищи</p>		<p>Не допускается</p>	<p>—//—</p>
<p>Прожоги сварного шва</p>		<p>Не допускается</p>	<p>—//—</p>
<p>Прерывистость сварного шва</p>		<p>Не допускается</p>	<p>—//—</p>

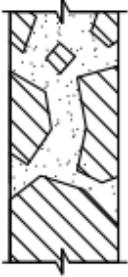
Номер группы	Наименование дефекта или повреждения	Эскиз дефекта или повреждения	Допускаемая величина	
			при приемке работ	при эксплуатации
8	Трещиноватость головки заклепки		Не допускается	--/--
	Зарубка головки заклепки		$a \leq 2 \text{ мм}$	--/--
	Маломерная и неоформленная головка		$a \leq 0,05d$ $b \leq 0,05d$	--/--
	Венчик вокруг головки		$b \leq 3 \text{ мм}$ $3 \text{ мм} \geq a \geq 1,5 \text{ мм}$	--/--
	Зарубка металла обжимкой		Не допускается	--/--

<p>Смещение головки заклепки с оси стержня</p>		$a \leq 0,1d$	<p>—//—</p>
<p>Неполное заполнение потайной заклепки по диаметру</p>		$a \leq 0,1d$	<p>—//—</p>
<p>Избыток или недостаток по высоте потайной заклепки</p>		$a \leq 0,5 \text{ мм}$ $a \leq 0,5 \text{ мм}$, если не мешают плотности прилегания другого элемента	<p>—//—</p>
<p>Смещение осей заклепочных рисок в конструкциях от проектного положения</p>		$a \leq 3 \text{ мм}$	<p>—//—</p>
<p>Зазор между головкой заклепки и склепываемым пакетом</p>		<p>Щуп толщиной 0,2 мм не должен проходить вглубь под головку более чем на 3 мм</p>	<p>—//—</p>

Номер группы	Наименование дефекта или повреждения	Эскиз дефекта или повреждения	Допускаемая величина	
			при приемке работ	при эксплуатации
7	Зазор между элементами склеиваемого пакета		Щуп $\delta = 0,5$ мм не должен проходить вглубь под головку более чем на 3 мм	$\delta = 2$ мм
	Дрожание или перемещение головки заклепки под ударом молотка массой 300...400 г	—//—	Не допускается	Допускается при количестве подвижных заклепок не $\geq 10\%$

П.3 ВИДЫ КОРРОЗИОННЫХ ПОВРЕЖДЕНИЙ

Номер группы	Наименование дефекта или повреждения	Эскиз дефекта или повреждения	Допускаемая величина при эксплуатации	
			при приемке работ	при эксплуатации
12	Сплошная коррозия. Равномерная коррозия		Не допускается	Не допускается
	Неравномерная коррозия		Не допускается	Не допускается
	Коррозия язвами		$h_{я} \leq 0,5 \text{ мм}$ $d_{я} \leq 2 \text{ мм}$	—//—
	Точечная (питтинговая) коррозия		$d \leq 0,1 \text{ мм}$	—//—

Номер группы	Наименование дефекта или повреждения	Эскиз дефекта или повреждения	Допускаемая величина	
			при приемке работ	при эксплуатации
12	Межкристаллитная коррозия		Не допускается	--/--
	Щелевая коррозия		То же	$a \leq 2 \text{ мм}$
13	Разрушение и выветривание слоя краски	--/--	То же	До 20% площади окраски
14	Несоответствие марки стали проектной, вида замка соединений, вида соединений	--/--	То же	Проверяется расчетом

П4. СООТНОШЕНИЯ МЕЖДУ МАРКАМИ И КЛАССАМИ БЕТОНА ПО ПРОЧНОСТИ

Марка бетона по прочности на сжатие	Класс бетона по прочности на сжатие
M15	B1
M25	B1,5
M30	B2
M35	B2,5
M50	B3,5
M75	B5
M100	B7,5
M150	B12,5
M200	B15
M250	B20
M300	B22,5
M350	B25
M400	B30
M450	B35
M500	B40
M600	B45
M700	B55
M800	B60

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1. МЕХАНИКА РАЗРУШЕНИЯ	5
1.1. Основные понятия и определения	5
1.2. Учение А. Гриффитса	22
1.3. Экспериментальные способы определения коэффициентов интенсивности напряжений	30
1.4. Нелинейная механика разрушения	32
1.5. Принцип Бейли – принцип линейного суммирования поврежденностей	34
1.6. Теория А.В. Забегаева	35
1.7. Механика разрушения клеевых соединений	37
1.8. Теория прочности Мора (1860)	37
1.9. Некоторые фундаментальные свойства материалов	42
2. РАЗРУШЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ	47
2.1. Нормативные требования к строительным конструкциям зданий и сооружений	47
2.2. Основания и фундаменты	49
2.3. Кирпичная кладка	57
2.4. Железобетонные конструкции	67
2.5. Металлические конструкции	90
2.6. Дерево и деревянные конструкции	105
2.7. Полимерные материалы	114
2.8. Факторы, влияющие на прочность материала и вызы- вающие разрушение конструкций	121
3. АВАРИИ И ПОВРЕЖДЕНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЭКСПЛУАТАЦИИ	135
3.1. Кирпичные и крупнопанельные здания	137
3.2. Каркасные и каркасно-панельные здания	148
3.3. Здания, возводимые методом подъема этажей	160
3.4. Мосты	162
3.5. Плотины и водохранилища	173
3.6. Аварии, связанные с потерей устойчивости и неравно- мерными деформациями основания	185
3.7. Резервуары, газгольдеры, радиомачты и опоры линий электропередачи	205

3.8. Силосные корпуса и бункеры	211
3.9. Градирни	213
3.10. Разрушения природной среды	214
3.11. Разрушения сооружений от взрывов бытового газа	216
3.12. Аварии при падении кранов	220
3.13. Повреждения зданий и сооружений при неправильной эксплуатации	224
3.14. Причины аварий и повреждений зданий, сооружений и несущих конструкций (для центрального Черноземья)	225
4. РАЗРУШЕНИЯ ПРИ СТИХИЙНЫХ БЕДСТВИЯХ	233
4.1. Землетрясения	233
4.2. Воздушные возмущения	251
4.3. Здания и сооружения, поврежденные пожаром	254
4.4. Наводнения	267
4.5. Сели	268
5. ПРИМЕРЫ ИЗ ПРАКТИКИ	269
5.1. Реальные условия работы конструкций	269
5.2. Ошибки при проектировании, строительстве и эксплуатации	275
6. НАДЕЖНОСТЬ И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ, ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	305
6.1. Основные определения	305
6.2. Факторы, влияющие на надежность и долговечность	314
6.3. Нагрузки, действующие на основание и конструкции	320
6.4. Неблагоприятные воздействия на основания, фундаменты и конструкции	322
6.5. Оценка технического состояния конструкций, зданий и сооружений	329
7. Обеспечение требуемой надежности и долговечности	358
7.1. Основные принципы проектирования	358
7.2. Повышение эффективности, надежности и долговечности конструкций, зданий и сооружений	364
7.3. Контроль качества при строительстве. Периодические осмотры и ремонты	379
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	395
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	399
ПРИЛОЖЕНИЯ	416

Научное издание

ЛЕДЕНЁВ Виктор Васильевич
СКРЫЛЁВ Владимир Иванович

**АВАРИИ, РАЗРУШЕНИЯ И
ПОВРЕЖДЕНИЯ**
**ПРИЧИНЫ, ПОСЛЕДСТВИЯ И
ПРЕДУПРЕЖДЕНИЯ**

Монография

Редактор Л. В. Комбарова
Инженер по компьютерному макетированию Т. Ю. Зотова

ISBN 978-5-8265-1798-7



Подписано в печать 24.10.2017.
Формат 60 × 84 / 16. 25,58 усл. печ. л.
Тираж 500 экз. (1-й з-д 50 экз.) Заказ № 312

Издательско-полиграфический центр
ФГБОУ ВО «ТГТУ»
392000, г. Тамбов, ул. Советская, д. 106, к. 16
Телефон (4752) 63-81-08
E-mail: izdatelstvo@admin.tstu.ru