ГЛАВА 2. Обследование несущих конструкций жилых зданий

Основная цель описанных в предыдущей главе визуальных осмотров – обеспечение нормального режима технической эксплуатации, своевременное устранение физического износа сооружения. В случае, если в несущих конструкциях обнаружены признаки, свидетельствующие о наступлении III (неудовлетворительного) или IV (предаварийного или аварийного) состояния по табл. 5-8 (см. п. 1.3), проводится внеочередной осмотр несущих конструкций с участием узкого специалиста. На основании его заключения окончательно принимается решение о детальном обследовании конкретной несущей конструкции.

Намокание кладки лоджий и высолы на карнизной кладке жилого дома в Куркино (Москва) уже приобретают опасный характер, свидетельствующий о необходимости срочного обследования специалистами

К проведению работ по обследованию несущих конструкций зданий и сооружений допускают организации, оснащенные необходимой приборной и инструментальной базой, имеющие в своем составе квалифицированных специалистов. Квалификация организации на право проведения обследования и оценки технического состояния несущих конструкций зданий и сооружений должна быть подтверждена соответствующим образом.

Необходимость в проведении обследовательских работ специалистами, объем обследования, его состав и характер зависят от поставленных конкретных задач. Техническим заданием на обследование могут быть указаны следующие причины:

- наличие дефектов и повреждений конструкций (например, вследствие силовых, коррозионных, температурных или иных воздействий, в том числе неравномерных просадок фундаментов), которые могут снизить прочностные, деформативные характеристики конструкций и ухудшить эксплуатационное состояние здания в целом;
- увеличение эксплуатационных нагрузок и воздействий на конструкции при перепланировке, модернизации и увеличении этажности здания;
- реконструкция зданий даже в случаях, не сопровождающихся увеличением нагрузок;
- выявление отступлений от проекта, снижающих несущую способность и эксплуатационные качества конструкций; отсутствие проектно-технической и исполнительной документации;
- изменение функционального назначения зданий и сооружений;
- возобновление прерванного строительства зданий и сооружений при отсутствии консервации или по истечении трех лет после прекращения строительства при выполнении консервации;
- деформации грунтовых оснований;

- необходимость контроля и оценки состояния конструкций зданий, расположенных вблизи от вновь строящихся сооружений;
- необходимость оценки состояния строительных конструкций, подвергшихся воздействию пожара, стихийных бедствий природного характера или техногенных аварий;
- необходимость определения пригодности производственных и общественных зданий для нормальной эксплуатации, а также жилых зданий для проживания в них.

При обследовании зданий объектами рассмотрения являются следующие основные несущие конструкции:

- фундаменты, ростверки и фундаментные балки;
- стены, колонны, столбы;
- перекрытия и покрытия (в том числе: балки, арки, фермы стропильные и подстропильные, плиты, прогоны);
- подкрановые балки и фермы;
- связевые конструкции, элементы жесткости;
- стыки, узлы, соединения и размеры площадок опирания.

При этом следует учитывать специфику материалов, из которых выполнены конструкции. В ходе обследования проверяется и уточняется оценка категорий технического состояния несущих конструкций - на основании результатов обследования и поверочных расчетов. По этой оценке конструкции подразделяются на:

находящиеся в исправном состоянии,
работоспособном состоянии,
ограниченно работоспособном состоянии,
недопустимом состоянии и аварийном состоянии.

При исправном и работоспособном состоянии эксплуатация конструкций при фактических нагрузках и воздействиях возможна без ограничений. При этом, для конструкций, находящихся в работоспособном состоянии, может устанавливаться требование периодических обследований в процессе эксплуатации.

При ограниченно работоспособном состоянии конструкций необходимы контроль за их состоянием, выполнение защитных мероприятий, осуществление контроля за параметрами процесса эксплуатации (например, ограничение нагрузок, защиты конструкций от коррозии, восстановление или усиление конструкций). Если ограниченно работоспособные конструкции остаются неусиленными, то требуются обязательные повторные обследования, сроки которых устанавливаются на основании проведенного обследования.

При недопустимом состоянии конструкций необходимо проведение мероприятий по их восстановлению и усилению.

При аварийном состоянии конструкций их эксплуатация должна быть запрещена. При обследовании зданий и сооружений, расположенных в сейсмически опасных регионах, оценка технического состояния конструкций должна производиться с учетом факторов сейсмических воздействий:

- расчетной сейсмичности площадки строительства по картам ОСР-97;
- повторяемости сейсмического воздействия;
- спектрального состава сейсмического воздействия;
- категории грунтов по сейсмическим свойствам.

СП 13-102-2003 «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений» (приняты постановлением Госстроя РФ от 21 августа 2003 г. N 153) регламентирует порядок обоснования детального обследования в п.7.5.

Выявление в ходе визуального обследования дефектов и повреждений, снижающих прочность, устойчивость и жесткость несущих конструкций сооружения (несущих стен,

колонн, балок, ферм, арок, плит покрытий и перекрытий и прочих), является основным условием проведения детального обследования.

В случае выявления признаков, свидетельствующих о возникновении аварийной ситуации, необходимо незамедлительно разработать рекомендации по предотвращению возможного обрушения.

При обнаружении характерных трещин, перекосов частей здания, разломов стен и прочих повреждений и деформаций, свидетельствующих о неудовлетворительном состоянии грунтового основания, необходимо проведение инженерно-геологического исследования, по результатам которого может потребоваться не только восстановление и ремонт строительных конструкций, но и укрепление оснований и фундаментов.

Детальное инструментальное обследование в зависимости от поставленных задач, наличия и полноты проектно-технической документации, характера и степени дефектов и повреждений может быть сплошным (полным) или выборочным.

Сплошное обследование проводят, когда:

- отсутствует проектная документация;
- обнаружены дефекты конструкций, снижающие их несущую способность;
- проводится реконструкция здания с увеличением нагрузок (в том числе этажности);
- возобновляется строительство, прерванное на срок более трех лет без мероприятий по консервации;
- в однотипных конструкциях обнаружены неодинаковые свойства материалов, изменения условий эксплуатации под воздействием агрессивных среды или обстоятельств типа техногенных процессов и пр.

Выборочное обследование проводят:

- при необходимости обследования отдельных конструкций;
- в потенциально опасных местах, где из-за недоступности конструкций невозможно проведение сплошного обследования.

Если в процессе сплошного обследования обнаруживается, что не менее 20% однотипных конструкций, при общем их количестве более 20, находится в удовлетворительном состоянии, а в остальных конструкциях отсутствуют дефекты и повреждения, то допускается оставшиеся непроверенные конструкции обследовать выборочно. Объем выборочно обследуемых конструкций должен определяться конкретно (во всех случаях не менее 10% однотипных конструкций, но не менее трех).

При возникновении необходимости уточнить фактических геометрических параметров строительных конструкций и их элементов, определить их соответствия проекту или отклонение от него - выполняются **обмерные работы**.

Инструментальными измерениями уточняют пролеты конструкций, их расположение и шаг в плане, размеры поперечных сечений, высоту помещений, отметки характерных узлов, расстояния между узлами и т.д. По результатам измерений составляют планы с фактическим

расположением конструкций, разрезы зданий, чертежи рабочих сечений несущих конструкций и узлов сопряжений конструкций и их элементов.

Для обмерных работ, по мере необходимости, применяются измерительные инструменты: линейки, рулетки, стальные струны, штангенциркули, нутромеры, щупы, шаблоны, угломеры, уровни, отвесы, лупы, измерительные микроскопы, а в случае необходимости используют специальные измерительные приборы: нивелиры, теодолиты, дальномеры, различные дефектоскопы и прочее, а также применяют фотограмметрию. Все применяемые инструменты и приборы должны быть поверены в установленном порядке.

При обследовании конструкций, независимо от их материала, проводят следующие обмерные работы:

- уточняют разбивочные оси сооружения, его горизонтальные и вертикальные размеры;
- проверяют пролеты и шаг несущих конструкций;
- замеряют основные геометрические параметры несущих конструкций;
- определяют фактические размеры расчетных сечений конструкций и их элементов и проверяют их соответствие проекту;
- определяют формы и размеры узлов стыковых сопряжений элементов и их опорных частей, проверяют их соответствие проекту;
- проверяют вертикальность и соосность опорных конструкций, наличие и местоположение стыков, мест изменения сечений;
- замеряют прогибы, изгибы, отклонения от вертикали, наклоны, выпучивания, перекосы, смещения и сдвиги.

Кроме этого, в несущих конструкциях определяют:

- в железобетонных конструкциях - наличие, расположение, количество и класс арматуры, признаки коррозии арматуры и закладных деталей, а также состояние защитного слоя;
- в железобетонных и каменных конструкциях - наличие трещин и измеряют величину их раскрытия;
- в металлических конструкциях проверяют прямолинейность сжатых стержней, наличие соединительных планок, состояние элементов с резкими изменениями сечений, фактическую длину, катет и качество сварных швов, размещение, количество и диаметр заклепок или болтов, наличие специальной обработки и пригонки кромок и торцов;
- в деревянных конструкциях фиксируют наличие искривлений и коробления элементов, разрывов в поперечных сечениях элементов или трещин по их длине, наличие и размеры участков биологического поражения.

Расчет зданий и сооружений и определение усилий в конструктивных элементах от эксплуатационных нагрузок производятся на основе **поверочных расчетов** методами строительной механики и сопротивления материалов. Расчеты выполняют на основании и с учетом уточненных обследованием:

- геометрических параметров здания и его конструктивных элементов - пролетов, высот, размеров расчетных сечений несущих конструкций;
- фактических опираний и сопряжений несущих конструкций, их реальной расчетной схемы;
- расчетных сопротивлений материалов, из которых выполнены конструкции;
- дефектов и повреждений, влияющих на несущую способность конструкций;
- фактических нагрузок, воздействий и условий эксплуатации здания или сооружения.

Реальная расчетная схема определяется по результатам обследования. Она должна отражать:

- условия опирания или соединения с другими смежными строительными конструкциями, деформативность опорных креплений;
- геометрические размеры сечений, величины пролетов, эксцентриситетов;

- вид и характер фактических (или требуемых) нагрузок, точки их приложения или распределение по конструктивным элементам;
- повреждения и дефекты конструкций.

При определении реальной расчетной схемы работы железобетонных конструкций необходимо, наряду с их геометрическими параметрами, учитывать систему фактического армирования и способы их сопряжения между собой.

Расчет несущей способности бетонных и железобетонных конструкций производят в соответствии со СНиП 2.03.01. Расчет несущей способности стальных конструкций производят в соответствии со СНиП II-23. Расчет несущей способности каменных и армокаменных конструкций производят в соответствии со СНиП II-22. Расчет несущей способности деревянных конструкций производят в соответствии со СНиП II-25. Расчет конструкций зданий и сооружений, эксплуатирующихся в сейсмических районах, производят в соответствии со СНиП II-7.

На основании проведенного **поверочного расчета** производят:

- определение усилий в конструкциях от эксплуатационных нагрузок и воздействий, в том числе и сейсмических;
- определение несущей способности этих конструкций.

Сопоставление этих величин показывает степень реальной загруженности конструкции по сравнению с ее несущей способностью.

На основании проведенного обследования несущих строительных конструкций, выполнения поверочных расчетов и анализа их результатов делается вывод о категории технического состояния этих конструкций и может быть принято решение об их дальнейшей эксплуатации.

В случае если усилия в конструкции превышают ее несущую способность, то состояние такой конструкции должно быть признано недопустимым или аварийным.

Нагрузки и воздействия в поверочных расчетах принимаются на основании имеющейся проектно-технической документации или технического задания на обследование определяют нормативные значения постоянных и временных нагрузок, действующих на конструкции по **СП 20.13330.**2011 СНиП **2.01.07-85*** Нагрузки и воздействия.

При обследовании объекта определяют следующие фактические нагрузки:

- от собственного веса несущих и ограждающих конструкций;
- от веса полов, перегородок и внутренних стен, опирающихся на несущие конструкции;
- от веса технологической пыли, скапливающейся на покрытии и конструкциях.

Нагрузки от собственного веса сборных несущих конструкций определяют по чертежам и каталогам, действовавшим в период строительства обследуемого объекта, а при отсутствии чертежей - по результатам обмеров, полученным при обследовании.

Вес монолитных железобетонных несущих конструкций определяют по результатам обмеров, полученным при обследовании.

Собственный вес металлических конструкций можно определять по результатам обмеров основных элементов. К основным элементам относятся:

- в фермах - пояса и стержни решетки;
- в балках и сплошностенчатых колоннах - пояса и стенка;
- в сквозных колоннах - пояса;
- в связях - пояса и элементы решетки.

Полный вес конструкций определяют умножением собственного веса основных элементов на строительный коэффициент веса.

В необходимых случаях на схему дополнительно наносят расположение коммуникаций с указанием их веса и мест крепления к конструкциям.

Постоянные нагрузки на конструкциях покрытий и перекрытий (звуко- и теплоизоляционные материалы, стяжки, гидроизоляция кровель, покрытие полов) определяют по результатам вскрытий с определением плотности и толщины слоев или по результатам взвешиваний материалов на вырезанных участках площадью от 0,04 до 0,25 м^2, при этом число вскрытий должно быть не менее трех на этаж и не менее шести - на 500 м^2 площади.

При обследовании зданий и сооружений, эксплуатирующихся в сейсмических районах, целесообразно проводить микродинамические испытания по определению периода собственных колебаний, соответствующих ведущим формам, а также относительных перемещений рассматриваемых точек.

При проведении микродинамических испытаний используют:

- вибродинамический метод с применением сейсмовибратрра с заданными параметрами нагружения, устанавливаемого или непосредственно на конструкции здания или на грунт;
- импульсный метод с помощью удара по несущим конструкциям пластичным грузом массой 30-50 кг.

Особое внимание уделяется **конструкциям, подвергшихся воздействию пожара**. Для получения достоверных данных в таких случаях рекомендуется установить:

- время обнаружения пожара;
- зону распространения пожара и время интенсивного горения;
- температуру в помещениях во время пожара;
- место нахождения очага пожара;
- средства тушения пожара;
- максимальную температуру нагрева бетона, арматуры, закладных деталей и сварных соединений;
- распределение температуры по участкам конструкций во время пожара.

Особое внимание в таких обследованиях уделяется состоянию железобетонных конструкций, поскольку именно они в жилых многоквартирных домах обеспечивают пути эвакуации.

Таблица 2.1 - Значение максимальных температур нагрева бетона

Цвет бетона	Максимальная температура нагрева бетона, °С	Возможные дополнительные признаки
Нормальный	300	Нет
Розовый до красного	300-600	Начиная с 300°С - поверхностные трещины, с 500°С - глубокие трещины, с 572°С - раскол или выкол заполнителей, содержащих кварц
Серовато-черный до темно-желтого	600-950	700 - 800°С - отколы бетона, обнажающие в ряде случаев арматуру, 900°С - диссоциированный известняковый заполнитель и цементный дегидратированный камень сыплются, крошатся
Темно-желтый	Более 950	Много трещин, отделение крупного

		заполнителя от растворной части

Таблица 2.2 - Снижение прочности бетона на сжатие после пожара

Вид твердения бетона и условия твердения	Снижение прочности бетона после пожара, %, при максимальной температуре его нагрева, °С						
	60	120	150	200	300	400	500
Тяжелый с гранитным заполнителем, естественное	30	30	30	30	40	60	70
То же, тепловлажностная обработка	15	20	20	20	20	30	45
То же, с известняковым заполнителем	15	20	20	25	25	40	60
Легкий с керамзитовым заполнителем, тепловлажностная обработка	10	10	10	10	10	15	20

В табл. 2.2 указано, на сколько процентов снижается значение прочности бетона после пожара по сравнению со значением прочности бетона до пожара. Прочность бетона после его нагрева до температур ниже 60°С принимается равной ее значению до пожара. После нагрева до температур выше 500°С значения прочности бетона принимаются равными нулю. Промежуточные значения снижения прочности бетона устанавливаются линейной интерполяцией.

Пожар в деревянной скатной крыше жилого дома, в чердачное окно над одним из подъездов дома ударила молния. От очага возгорания дом отделен железобетонным перекрытием.

Пожар в возведенной над существующим строением мансарде из деревянных несущих конструкций. Огонь перекинулся на соседнее деревянное здание, где погиб человек.

Таблица 2.3 - Снижение прочности арматуры после пожара

Положение арматуры в конструкции, наличие предварительного напряжения	Класс арматуры	Снижение прочности арматуры после пожара, %, при максимальной температуре ее нагрева, °С		
		300	400	500
За пределами зоны, анкеровки независимо от преднапряжения	А-I, А-II, А-III	Нет	Нет	Нет
	А-IV, А-V, А-VI	"	5	10
	Ат-IV, Ат-V,	"	10	20

	Ат-VI			
	В-II, Вр-II, К-7	"	30	60
В зоне анкеровки арматуры, ненапрягаемой	А-II, А-III, А –IV, А-V, Ат-lll, Ат-IV Ат-V	"	20	40
То же, предварительно напряженной	А-IV, Ат-IV	"	25	50
	Ат-V, А-V	"	30	60
	А-VI, АТ-VI	"	35	70
	Вр-ll, К-7	"	45	90
	В-ll	"	60	-

В табл. 2.3 указано, на сколько процентов снижается значение прочности арматуры после пожара по сравнению со значением прочности арматуры до пожара. Прочность арматуры (за исключением класса В-II) после нагрева до температуры выше 500°С принимается равной нулю; для класса В-II это значение принимается после температуры нагрева выше 400°С. Промежуточные значения снижения прочности арматуры устанавливаются линейной интерполяцией.

Таблица 2.4. Глубина прогрева железобетонных конструкций в зависимости от продолжительности и температуры нагрева поверхности конструкций

Длительность воздействия высоких температур при пожаре, ч	**Температура нагрева поверхности конструкции, °С**	**Глубина прогрева конструкции, мм, до температуры, °С**		
		300	**450**	**600**
0,5	700.750	20	10	4
1,0	800.850	40	25	15
1,5	900.950	50	32	20
2,0	1000.1050	60	42	30
3,0	1100.1150	80	55	40
4,0	1200.1300	100	70	45

Примечания:

1. В таблице приведены данные для бетона на известняковом заполнителе. На гранитном заполнителе глубина прогрева бетона будет на 15 % больше приведенных значений.
2. Глубина прогрева бетона указана для сечений, обогрев которых происходит с одной стороны. При двухстороннем огневом воздействии глубина прогрева бетона будет в 1,5 раза больше, чем при прогреве с одной стороны.

Призменную прочность бетона $R_{пр t}$, подверженного воздействию пожара, после охлаждения выражают через прочность бетона при нормальной температуре $R_{пр}$ по формуле

$$R_{пр t} = m_{\delta_1}^{0} R_{пр},$$

где $m_{\delta_1}^{0}$ - коэффициент снижения прочности бетона, зависящий от температуры нагрева, определяемый по табл. 2.5. Коэффициенты снижения прочностных характеристик бетона и арматуры приведенные а таблицах приводятся по «Инструкция по изучению пожаров»/ ГУПО МВД СССР. -М., 1971.

Прочность бетона на растяжение R_{pt}, поврежденного огнем, выражают через прочность бетона на растяжение при нормальной температуре R_p, по формуле

$$R_{pt} = m_{p_1}^0 R_p,$$

где $m_{p_1}^0$ - коэффициент условий работы, учитывающий снижение сопротивления бетона растяжению в зависимости от степени нагрева.

Коэффициент $m_{p_1}^0$ определяют по эмпирической формуле

$$m_{p_1}^0 = m_{б_1}^0 - 0,2(1+10\cdot 10^{-2}t),$$

где t - температура нагрева бетона.

При оценке свойств бетона в нагретом состоянии в приведенные формулы вместо $m_{б_1}^0$ подставляют значения $m_{б_t}^0$.

Модуль упругости бетона $E_{бt}$ подверженного воздействию высокой температуры, выражают через модуль упругости бетона при нормальной температуре $E_б$

$$E_{бt} = b_б E_б,$$

где $b_б$ -коэффициент снижения модуля упругости бетона, в зависимости от температуры нагрева t принимают по табл. 2.6, либо определяют приближенно по формуле

$$b_б = 1 - kt.$$

Величину k для керамзитобетона принимают равной $0,1\times10^{-2}$, для тяжелого бетона - $0,17\times10^{-2}$.

Прочностные свойства арматуры на растяжение и сжатие в зависимости от температуры определяются через свойства арматуры при нормальных условиях с использованием коэффициентов m_{at} или $m_{a_1}^0$, учитывающих снижение сопротивления стали при огневом воздействии или после него по формуле:

при нагретом состоянии - $R_{at} = m_{at}R_a$;

после нагрева и охлаждения - $R_{at}^0 = m_{a_1}^0 R_a$

Значения коэффициентов m_{at} и $m_{a_1}^0$ приводятся в табл. 2.7.

Расчетные сопротивления арматуры сжатию R_{ac}^0 определяются с учетом коэффициента снижения прочности $m_{a_2}^0$ по формулам:

для стержневой горячекатаной гладкой арматуры

$$m_{a_2}^0 = 1 - 0,1\cdot 10^{-2}t_a;$$

для арматуры периодического профиля

$$m_{a_2}^0 = 1 - 10^{-3}t_a\left(0,1 + 10^{-3}t_a\right),$$

где t_a- температура нагрева арматуры.

Модуль упругости арматурных сталей с учетом его коэффициента снижения b_a определяют по формуле

$$E_{at} = b_a E_a.$$

где E_a- модуль упругости для соответствующих классов арматуры при нормальной температуре.

Таблица 2.5. Значения коэффициентов, $m_{б_t}$ и $m_{б_2}^0$, учитывающих снижение сопротивления бетона сжатию в зависимости от температуры

Вид бетона	Преднагружение бетона при нагреве	Температура нагрева, °С							
		100	200	300	400	500	600	700	800
Тяжелый бетон на гранитном щебне	-	0,95 / 0,88	0,88 / 0,8	0,8 / 0,8	0,7 / 0,78	0,6 / 0,7	0,45 / 0,5	0,25 / 0,15	0,1 / 0,05

Тяжелый бетон на известняковом щебне	$0,3R^{н}_{тр}$	0,93/0,98	0,85/0,85	0,85/0,82	0,8/0,85	0,74/0,77	0,55/0,6	0,3/0,2	0,1/0,05
	-	0,98/0,9	0,87/0,84	0,87/0,78	0,9/0,74	0,8/0,64	0,65/0,44	0,4/0,424	0,15/0,05
	$0,3R^{н}_{тр}$	$\frac{1}{0,95}$	$\frac{1}{0,9}$	$\frac{1}{0,85}$	0,98/0,78	0,94/0,68	0,84/0,54	0,54/0,32	0,2/0,1
Керамзитобетон	-	1,04/1	1,06/1	0,98/1	0,9/0,95	0,75/0,7	0,64/0,6	0,54/0,5	0,25/0,15
	$0,3R^{н}_{тр}$	1,02/1,05	1,06/1,1	1,08/1,15	1,06/1,1	0,94/1	0,88/0,85	0,7/0,65	0,33/0,2

Примечания:

1. Над чертой указаны значения коэффициента $m_б$, для нагретого бетона, под чертой - для охлажденного до нормальной температуры.
2. Прочность охлажденного бетона по истечении 30 сут. после нагрева снижается дополнительно на 10%.
3. При нормальной температуре (20 °С) значения коэффициентов условий работы равны 1, после нагрева до 900 °С - нулю.

Таблица 2.6. Значения коэффициента $b_б$ в зависимости от температуры

Вид заполнителя для бетона	Преднапряжение в процессе нагрева	Температура нагрева, °С					
		100	200	300	400	500	600
Керамзит	-	0,92	0,78	0,68	0,6	0,5	0,38
	$0,2R^{н}_{тр}$	0,96	0,83	0,77	0,64	0,53	0,43
	$0,3R^{н}_{тр}$	0,98	0,88	0,8	0,65	0,6	0,5
	$0,5R^{н}_{тр}$	0,97	0,93	0,78	0,64	0,5	-
Известняк	Без предварительного нагружения	0,9	0,7	0,55	0,4	0,25	0,1
Гранит		0,8	0,65	0,45	0,3	0,15	0,05
Диабаз		0,9	0,7	0,45	0,35	0,2	0,07
Песчаник		0,9	0,6	0,4	0,25	0,1	0,05

Таблица 2.7. Значения коэффициентов m_{at} и $m^{0}_{a_2}$ в зависимости от температуры нагрева

Класс и марка арматуры	Расчетное сопротивление растяжению	Температура нагрева, °С						
		100	200	300	400	500	600	700
Стержневая горячекатаная периодического профиля класса А-IV марки 80С	600	1/1	1/1	1/1	0,97/0,94	0,64/0,78	0,35/0,66	0,1/0,6

То же, марки 30ХГ2С	600	1/1	1/1,03	1/1,01	1/0,98	0,66/0,94	0,35/0,86	0,14/0,73
То же, класса А-III марки 25Г2С	400	1/1	1/1,2	1/1,25	1/1,25	0,84/1,2	0,47/1,05	0,17/0,85
То же, класса А-II марки Ст5	300	1/1	1/1	1/1	1/1	0,76/1	0,36/1	0,16/1
Обыкновенная арматурная проволока 6 мм класса В-I	450	1/1,03	0,99/1,05	0,97/1,02	0,82/0,98	0,53/0,9	0,22/0,7	0,08/0,6
Высокопрочная арматурная проволока 2-3 мм класса ВII	1800	0,99/1,02	0,96/1	0,78/0,95	0,55/0,84	0,34/0,7	0,16/0,5	0,05/0,4

Примечания:

1. Над чертой указаны значения коэффициента m_{at} для арматуры в нагретом состоянии, под чертой - m_{a}^{0}, после нагрева и последующего охлаждения.
2. Значения коэффициентов для горячекатаной стали класса А-I марок Ст0 и Ст3 принимают как для стали класса А-II марки Ст5.

Остаточная несущая способность конструкций определяется с учетом требований СНиП 2.03.01-84* и СНиП 2.03.04-84, с учетом изменений свойств бетона и арматуры под действием температуры при пожаре.

Пригодность железобетонных конструкций к дальнейшей эксплуатации, ремонту и усилению устанавливается в зависимости от предела снижения их несущей способности. Допустимые пределы снижения прочности железобетонных конструкций в зависимости от капитальности здания приводятся в табл. 2.8.

После огневого воздействия необратимые деформации арматурных сталей являются причиной появления остаточных прогибов железобетонных конструкций. В преднапряженных элементах они вызывают дополнительно необратимую потерю жесткости.

Таблица 2.8. Допустимые пределы снижения прочности элементов железобетонных конструкций в зависимости от капитальности зданий

Группа капитальности здания	Коэффициент снижения прочности				
	Стены	Колонны и столбы	Междуэтажные и чердачные перекрытия	Бесчердачные перекрытия	Противопожарные стены
I	0,9/0,55	0,95/0,6	0,85/0,5	0,8/0,5	0,9/0,5
II	0,8/0,5	0,85/0,55	0,75/0,45	0,7/0,4	0,85/0,4
III	0,7/0,45	0,75/0,5	0,55/0,4	0,5/0,3	0,8/0,35

Примечания:

1. Над чертой приведены значения остаточной несущей способности конструкций, требующих ремонт, под чертой - требующих ремонт с усилением.
2. При $m < 0,5$ требуется полная замена конструкций.
3. Необходимость замены сильно поврежденных конструкций определяют в каждом конкретном случае по результатам технического и экономического анализа вариантов восстановления здания.

При обследованиях **каменных и армокаменных конструкций, подвергшихся воздействию пожара**, определение прочностных характеристик производят аналогично железобетонным с применением ультразвуковых методов.

Прочностные характеристики кирпича и раствора кирпичной кладки определяются на основе лабораторных испытаний отобранных из поврежденных пожаром конструкций

образцов - целых кирпичей или высверленных кернов (цилиндров) диаметром 50-60 мм и из раствора высотой 30 мм и диаметром15 мм с учетом указаний ГОСТ 5202-86.

При отсутствии прочностных показателей ин струментальных обследований поверочный расчет и оценка несущей способности каменных конструкций, поврежденных пожаром, производятся путем учета коэффициента снижения их несущей способности K_{mc} по формуле

$$f = NK_{mc},$$

где N - расчетная несущая способность каменных конструкций, определяется в соответствии с указаниями СНиП II-22-81 без учета повреждения конструкций;

K_{mc} - коэффициент, учитывающий снижение несущей способности, определяемый по табл. При определении несущей способности стен и простенков с вертикальными трещинами, возникшими в результате действия горизонтальных растягивающих сил от температурных воздействий пожара, коэффициент K_{mc} принимается равным единице.

При наличии трещин в местах пересечения кирпичных стен или при разрыве поперечных связей между стенами, стойками и перекрытиями несущую способность и устойчивость стены при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок определяют с учетом фактической свободной высоты стен.

Таблица 2.9. Значение коэффициента снижения несущей способности кладки K_{mc}

Глубина поврежденной кладки без учета штукатурки, мм	Для стен и простенков толщиной 380 мм и более при температурном воздействии	
	одностороннем	двустороннем
До 5	1,0	0,95
До 20	0,95	0,9
До 50-60	0,9	0,8

При обследования **стальных конструкций, подвергшихся воздействию пожара**, определение механических характеристик элементов стальных конструкций производится на основе лабораторных испытаний вырезанных образцов из поврежденных пожаром конструкций. Вырез заготовки производят в местах, не получивших пластических деформаций и не нарушающих устойчивость и несущую способность стальных конструкций.

Все заготовки маркируются, а места их взятия и марки обозначаются на схемах, прилагаемых к материалам обследования конструкций.

Характеристики механических свойств стали определяют при испытании образцов на растяжение по ГОСТ 1497-84 или по твердости поверхностного слоя по Бринеллю в соответствии с ГОСТ 9012-59.

При отсутствии прочностных показателей инструментальных обследований поверочный расчет и оценка несущей способности и эксплуатационной пригодности стальных конструкций, подвергшихся действию высоких температур пожара, следует производить с учетом изменений свойств стали.

Для горячекатаных углеродистых сталей изменения предела текучести $g_т$, модуля упругости g_E и временного сопротивления $g_в$, выражающие отношение этих характеристик при заданной повышенной температуре к значениям при нормальной температуре (+20 °С), приведены в табл. 2.10.

Таблица 2.10. Коэффициенты учета изменения прочностных свойств стали под воздействием температур

Температура, °С	Коэффициент		
	предела текучести, $g_т$	модуля упругости, g_E	временного сопротивления, $g_в$

20	1	1	1
100	0,99	0,96	1
200	0,85	0,94	1,12
300	0,77	0,9	1,09
400	0,7	0,86	0,9
500	0,58	0,8	0,6
600	0,34	0,72	0,3
Примечание. При расчете конструкций, выполненных из сталей других классов, приведенные значения изменения механических свойств стали могут быть использованы как приближенные.			

Для оценки состояния металлоконструкций после пожара может быть использовано время, в течение которого они находились под воздействием высокой температуры. Это время следует сравнивать с пределом огнестойкости конструкций, за который принимают время, в течение которого металлические конструкции способны нормально функционировать в условиях воздействия высоких температур (около 500 °С).

При обследовании **деревянных конструкций, подвергшихся воздействию пожара**, замеряют глубину обугливания древесины и поверочным расчетом устанавливают остаточную несущую способность конструкции с ослабленным сечением элементов по действующим СНиП.

При отсутствии инструментальных данных по глубине обугливания ее определяют ориентировочно по формуле

$$Z = t_n V,$$

где t_n- продолжительность пожара, мин., принимаемая по акту Госпожнадзора "Описание пожара";

V - усредненная скорость обугливания древесины, мм/мин., принимаемая равной: 0,7 - для легкой и сухой древесины; 0,5 - для плотной и влажной (влажность более 20%).

Пожар в строящемся монолитном жилом доме в Шанхае. Несмотря на действия пожарной авиации, не удалось спасти людей, отрезанных огнем от путей эвакуации

В настоящее время особое значение приобретают заключения специалистов о конструктивных и объемно-планировочных решениях новых зданий, при возведении которых не учитываются технические возможности региональных подразделений МЧС и требования СНиП 21-01-97* «Пожарная безопасность зданий и сооружений».

2.1. Обследование оснований и фундаментов

Для жилых зданий, в первую очередь, требуется установить несущую способность оснований и фундаментов, их техническое состояние. Из комплекса работ по обследованию строительных конструкций зданий обследование оснований и фундаментов является наиболее сложным ввиду многообразия скрытых факторов, влияющих на состояние наземных конструкций. Основная цель обследований состоит в оценке инженерно-геологического состояния грунтов, залегающих под подошвой фундамента, а также состояния фундаментов, их целостности, деформативности, устойчивости и прочности материала.

Обследование грунтов оснований должно проводиться специализированными организациями в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83*, СНиП 11-02-96, СНиП 2.01.14-83, ГОСТов 5180-84, 12248-96, 20276-99 и соответствующих инструктивно-нормативных документов.

Обследование оснований и фундаментов, как правило, включает следующие этапы работ: подготовительный, натурный (полевой), лабораторный и камеральный.

В состав работ *подготовительного этапа* входит изучение:

проектной документации;

материалов инженерно-геологических обследований, гидрогеологических и других материалов, отражающих особенности площадки обследуемого объекта;

журналов наблюдений за осадками, кренами, трещинами, прогибами и деформациями фундаментов;

инженерных мероприятий, проводившихся в пределах площадки или вблизи нее;

наряду с этим осуществляется наружный осмотр здания для установления общего состояния конструкций, зоны наибольших деформаций и повреждений конструктивных элементов, определения места возможных выработок и вскрытий фундаментов, места геодезических знаков и реперов.

Кроме того, на работах *подготовительного этапа* необходимо решить, насколько целесообразными являются вскрытие фундаментов. При развитии **процессов суффозии** в плотной городской застройки с повсеместным **проявлением основаниями просадочных свойств**– вскрытие фундаментов может нанести непоправимый ущерб несущим конструкциям сооружения.

Поэтому при обнаружении внешних признаков просадочности в местах длительной техногенной эксплуатации все чаще принимают решение о **статическом зондировании** немерзлых песчаных и глинистых грунтов по ГОСТ 19912-2001 («Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием») для комплексной оценки физико-механических свойств грунтов в соответствии с СП 11-105-97 и несущей способности фундаментов по СНиП 2.02.03-85.

Снегоболотоход ТТМ-3ПС со смонтированной в нем установкой статического зондирования УСЗ-15/36Г

Статическое зондирование грунтов

*Комплект аппаратуры для **статического зондирования грунтов** ТЕСТ-К2*

Установка статического зондирования грунтов УСЗ 15/36А
Предназначена для зондирования грунтов по ГОСТ 19912-2001.

Винтовой штамп ШВ60 относится (согласно классификации ГОСТ 20276-99) к IV типу и предназначен для определения в полевых условиях модуля деформации Е, МПа песчаных, глинистых, органо-минеральных и органических грунтов по ГОСТ 20276-99 Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости. Область применения винтового штампа регламентирована табл. 5.1 ГОСТ 20276-99. Для испытания крупнообломочных грунтов следует применять штамп III-го типа с плоской подошвой площадью 600 см².

Малогабаритная установка для статического зондирования на ограниченных площадях, в помещениях высотой до 2 м KB13 фирмы "Kurth-Bohrtechnik" (Германия)

В состав работ по *натурным (полевым) обследованиям* входит:

В случае, если не обнаружены внешние признаки просадочности, производится отрывка шурфов для вскрытия фундаментов; обследование технического состояния конструкций фундаментов, описание состояния гидроизоляции, составление ведомости дефектов и повреждений фундаментов, определение или уточнение нагрузок и воздействий и инструментальное определение прочностных характеристик материала конструкций фундаментов;

отбор образцов материалов фундаментов для физико-механических и химических испытаний, инструментальное определение деформаций надземных конструкций.

Лабораторные работы включают испытание отобранных образцов материалов и установление фактических физико-механических, прочностных и деформационных свойств грунтового основания зданий и сооружений, в том числе и на приборах трехосного сжатия по ГОСТ 5180-89, ГОСТ 12248-96, ГОСТ12536-76, ГОСТ 21161-78, в связи с необходимостью выявления просадочных свойств оснований. Лабораторные испытания образцов грунтов дают наиболее точные данные, соответствующие реальному состоянию основания. Количество и размеры образцов грунта, достаточные для проведения комплекса лабораторных испытаний, определяют согласно ГОСТ 30416-96.

Камеральные работы включают обобщение результатов обследований и составление заключения о техническом состоянии конструкций фундаментов и о несущей их способности.

Расположение и общее число выработок, точек зондирования, необходимость применения геофизических методов, объем и состав определений физико-механических характеристик грунтов зависят от размеров здания или сооружения, сложности инженерно-геологического строения площадки и назначаются согласно СП 11-105-97. При этом учитываются выявленные деформации конструкций зданий и сооружений с целью детализации исследования грунтовых условий в местах деформирования зданий.

Необходимое количество шурфов зависит от цели обследования, объемно-планировочного и конструктивного решений здания, а также технического состояния строительных конструкций и условий их эксплуатации:

при восстановлении здания в местах неудовлетворительного состояния надземных конструкций (просадки, перекосы, крены, трещины, недопустимые деформации) не менее 2-3 шурфов;

при детальном обследовании фундаментов отрывается по одному шурфу в каждом месте неудовлетворительного состояния надземных конструкций;

при ликвидации последствий затопления подвалов, тоннелей, технологических каналов и т.п. - по одному шурфу в каждом обводненном месте.

Проходку шурфов осуществляют в наиболее нагруженных и ненагруженных участках, у

наружных и внутренних стен, колонн, столбов и т.п. Число закладываемых шурфов принимают по одному у каждого вида конструкции в наиболее нагруженном и ненагруженном местах, при наличии повторяющихся секций - в одной секции отрывают все необходимые шурфы, а в остальных по 2-3 шурфа в наиболее нагруженных местах, в местах, где предполагается установка промежуточных опор или пристройка дополнительных объемов.

Получение достоверных результатов о состоянии основания и фундаментов исключительно важно при увеличении или изменении характера нагрузки, при надстройке, устройстве заглубленных помещений вблизи существующих зданий и в других случаях.

Шурфы отрывают вблизи участков, имеющих значительные деформации, а также в зонах, где предусматриваются надстройка, пристройка и другое повышение нагрузок.

При отсутствии рабочей документации на основания и фундаменты количество, глубина и расположение шурфов в плане должны быть достаточными для восстановления планов и разрезов фундаментов и установления несущей способности основания.

Обработка результатов исследований позволяет сделать вывод о состоянии основания фундаментов, их несущей способности, степени износа конструкций, фактическом сопротивлении грунтов. Устанавливаются зоны, где необходимо укрепление грунтов с целью повышения их несущей способности.

Шурфы отрывают на глубину ниже уровня подошвы фундамента на 0,5 м. Если на этом уровне обнаружены насыпные, заторфованные, рыхлые или другие слабые грунты, в шурфах должны быть пробурены контрольные скважины.

При отрывке шурфов грунты тщательно осматриваются через каждые 20-30 см. В зависимости от свойства грунтов и глубины шурфы проходят с креплением или без крепления. Воду из шурфов откачивают насосами. Отбор образцов грунта обычно производят из уровня подошвы фундамента. Образец шурфа приведен на рис. 2.1.

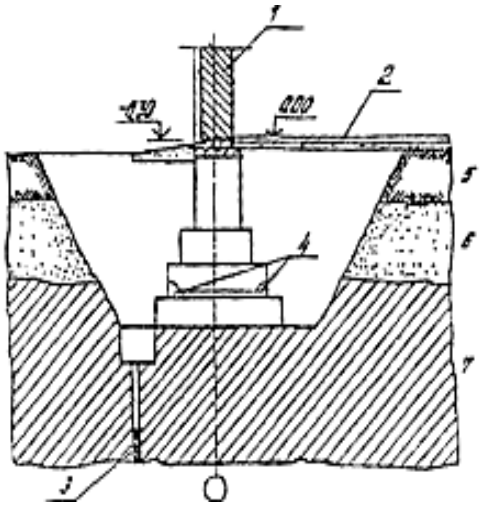


Рис. 2.1 Образец шурфа: 1 -кирпичная стена; 2 - полы по грунту; 3 - скважина в шурфе; 4 – места вскрытия фундамента; 5, 6, 7 - грунтовые слои

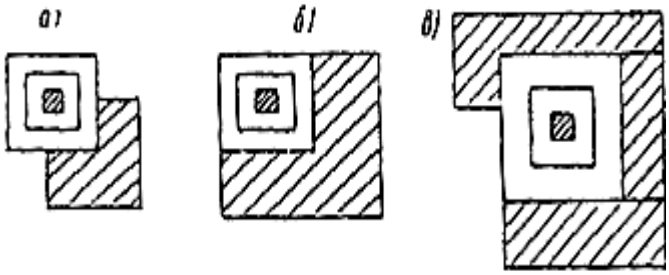


Рис. 2.2 Способы вскрытия столбчатых фундаментов: а - "на угол"; б - "на две стороны"; в - "по периметру"

Ленточные фундаменты вскрываются непосредственно по отвесной грани стены. Столбчатые фундаменты должны вскрываться одним из следующих трех способов (рис. 2.2):

1. Вскрытие "на угол" - применяется при наличии симметричной геометрии фундамента в плане, при плотном размещении оборудования и невозможности его демонтажа; при отсутствии осадочных деформаций, а также при повторном обследовании;

2. Вскрытие "на две стороны" - применяется при наличии недопустимых осадочных деформаций надземной части здания на данном участке; при проектировании значительного увеличения нагрузки на грунты или при несимметричных фундаментах.

3. Вскрытие "по периметру" - применяется при аварийном состоянии участка здания, связанном с просадкой грунтов основания. Вскрытие фундаментов этим способом производится участками длиной не более 1,5м; вскрывать фундаменты одновременно по всему периметру не допускается.

Результаты осмотра грунтов, параметры шурфа отмечают в журнале. Кроме того, фиксируют атмосферные условия, дату вскрытия шурфов.

Из открытых шурфов производят осмотр фундаментов, определяют тип фундамента, его форму в плане, размеры, глубину заложения, определяют конструктивное решение.

При обследовании спайных фундаментов в каждом шурфе замеряют их диаметр, шаг и среднее количество на 1 м фундамента.

При фундаментах под сборные железобетонные колонны замеряют толщину стенок стаканной части фундаментов и ее высоту. Вскрытием определяют наличие арматуры, ее диаметр, шаг и степень коррозии.

При монолитных фундаментах в грунтах, насыщенных водой, необходимо проверить наличие бетонной подготовки под подошвой фундамента, толщина которой должна быть не менее 100 мм.

У фундаментов под колонны каркасов дополнительно проверяют геометрические размеры сечения фундаментных балок, наличие гидроизоляции, а у сборных ленточных фундаментов - перевязку блоков. При этом сравнивают материалы обследования с данными проекта. При наличии больших повреждений фундаментов назначают дополнительные покрытия.

При обследовании фундаментов из бутовых камней и кирпичной кладки определяют прочность камня и раствора, выявляют повреждения и дефекты.

При обследовании фундаментов обязательно определение влажности материалов конструкций, наличия и состояния гидроизоляции, особенно при неглубоком залегании грунтовых вод.

.

При обнаружении в конструкциях надземной части здания *деформаций осадочного характера* (вертикальных и наклонных трещин в кирпичной кладке стен, элементов железобетонных перекрытий и покрытий, разрывов в сварных швах металлических конструкций и т.д.) устанавливается наблюдение за осадками конструкций.

При обнаружении трещин осадочного характера в конструкциях устанавливаются, по возможности, причины их возникновения, возраст трещин, замеряется ширина раскрытия и протяженности трещин, определяется характер их раскрытия по вертикали (увеличение раскрытия к верху или к низу) и степень их опасности.

Осадки наблюдаются двумя способами:

а) установкой маяков по трещинам с регулярным наблюдением за их состоянием.

Длительность и периодичность наблюдения за осадками этим способом производится в зависимости от скорости и опасности развития осадочных деформаций: при медленном развитии или затухании осадок наблюдение ведется не менее 1-1,5 года (с охватом не менее двух сезонов весенне-осенних паводков). Наблюдение за маяками в этом случае производится не реже одного раза в неделю; при быстром росте осадочных деформаций наблюдение за осадками ведется ежедневно до момента устранения причин осадок или начала процесса их затухания;

б) с применением геодезических или других инструментальных методов наблюдений при осадках, просадках и кренах в пределах значительных площадей здания или всего здания.

Результаты обследований фундаментов, как правило, должны содержать: краткое описание объекта и конструктивного решения здания; оценку физико-механических свойств грунтов оснований (по данным специализированных организаций); данные о повреждениях и дефектах фундаментов; оценку прочностных характеристик материалов поданным инструментальных и лабораторных испытаний и результатов расчетов несущей способности грунтов оснований и конструкции фундаментов.

В результате обследования грунтов устанавливается соответствие новых данных архивным (если они имеются). Выявленные различия в инженерно-геологической и гидрогеологической обстановке и свойствах грунтов используются для выявления причин деформаций и повреждений зданий, разработки прогнозов и учитываются (при необходимости) при выборе способов усиления фундаментов или упрочнения основания.

При оценке состояния фундаментов более поздних построек, выполненных из элементов сборного бетона и железобетона, процесс дефектоскопии существенно упрощается.

При наличии технической документации возможно частичное обследование, что существенно снижает трудоемкость и стоимость работ.

В таблице 2.5 приведены характерные повреждения и их причины для фундаментов: свайных, ленточных крупноблочных и сборно-монолитных фундаментов жилых зданий первых массовых серий (кирпичных и крупнопанельных). Причинами дефектов и повреждений служат, как правило, нарушения в технологии производства работ, эксплуатационные условия, отклонения в изготовлении конструкций и др.

Таблица 2.11. Повреждения и дефекты фундаментов и грунтов основания

Конструктивный элемент или его часть	Повреждения	Основные причины повреждения
Естественные основания		
Грунт основания фундамента	Уменьшение расчетного сопротивления грунта, увеличение агрессивности среды	Эксплуатационные факторы: увлажнение, увеличение нагрузки и ошибки при проектировании
Свайные фундаменты		
Сваи	Сваи не объединены в ростверк	Нарушение условий забивки свай или устройства ростверка
	Смещение в плане от проектного расположения свай	Нарушение проекта в процессе устройства свайного фундамента
	Несоответствие класса бетона примененных свай проектному	То же
	Сваи не забиты до проектной отметки	Нарушение в процессе устройства свайного фундамента
Стальная арматура, закладные и соединительные детали	Коррозионные следы на поверхности конструктивных элементов	Коррозия арматуры, закладных деталей
	Коррозия арматуры, закладных деталей, соединительных накладок	Эксплуатационные факторы, нарушения в процессе изготовления
Ростверк	Общие деформации ростверка в вертикальной или горизонтальной плоскости	Нарушения в технологии устройства; эксплуатационные факторы; ошибки при проектировании
	Трещины шириной более 0,3 мм в бетоне ростверка, распространение отдельных из них на цокольные панели	Нарушение технологии производства работ. Эксплуатационные факторы; ошибка при проектировании
	Местные деформации (смятие, сколы и др.) бетона ростверка, в том числе в местах опирания панелей	Нарушение технологии производства работ в процессе возведения; неправильная установка панелей
Гидроизоляция	Полное или частичное отсутствие вертикальной и горизонтальной гидроизоляции ростверка	Нарушения в процессе возведения зданий
Защитные и защитно-декоративные	Полное или частичное отсутствие защитного покрытия на сваях (ростверке)	Нарушения при изготовлении свай

покрытия		
Фундаменты ленточные крупноблочные сборно-монолитные, фундаменты отдельно стоящих стен технических подполий		
Горизонтальные и вертикальные поверхности	Общие деформации в вертикальной или (и) горизонтальной плоскости (искривления, перекосы, прогибы, выпучивания и др.)	Эксплуатационные факторы; неравномерная осадка; пучение грунта; уменьшение устойчивости грунта и др.
Бетон фундаментов, стен	Разломы или трещины шириной более 0,3 мм	То же
	Высолы и следы сырости на стенах технического подполья	Нарушение в технологии производства работ и изготовлении цокольных панелей, устройстве фундаментов и стен
Стыки блоков и цокольных панелей	Трещины в растворе швов стыков	Отклонения от технологии производства работ. Эксплуатационные факторы
	Выпадение раствора из стыков и мест сопряжений; разрушение бетона в зоне стыков по краям панелей и мест сопряжений	То же
	Увлажнение бетона в зоне стыков блоков и панелей	Эксплуатационные факторы: повреждения гидроизоляции; повышение уровня грунтовых вод.

Наблюдение за деформациями оснований и фундаментов следует производить согласно указаниям ГОСТ 24846-81 в следующей последовательности:

разработка программы измерений;

выбор конструкции, месторасположения и установки исходных геодезических знаков высотной и плановой основы;

осуществление высотной и плановой привязки исходных геодезических знаков;

установка деформационных марок на зданиях и сооружениях;

инструментальные измерения величин вертикальных и горизонтальных перемещений и кренов;

обработка и анализ результатов наблюдений.

Измерения вертикальных перемещений (осадок, подъемов и т.д.) делятся на три класса. Требуемая точность определяет выбор класса измерения и соответствующего метода проведения работ. Точность измерения осадок, подъемов характеризуется средней квадратической ошибкой, полученной из двух циклов измерения:

для I класса ±1 мм;

для II класса ±2 мм;

для III класса ±5 мм.

Точность измерения вертикальных перемещений предписывается техническим заданием, составляемым проектно-изыскательской организацией исходя из принятых в проекте расчетов величины осадок.

I классом измеряют осадки оснований и фундаментов зданий и сооружений, построенных на скальных и полускальных грунтах, а также уникальных сооружений.

II классом измеряют осадки и подъемы любых зданий и сооружений, построенных на сжимаемых грунтах.

III классом измеряют осадки и просадки любых зданий и сооружений, построенных на насыпных, просадочных, заторфованных и других сильно-сжимаемых грунтах.

Вертикальные перемещения оснований и фундаментов измеряются одним из следующих методов или их комбинированием: геометрическим, тригонометрическим или гидростатическим нивелированием, методом фотограмметрии.

Геометрическое нивелирование следует применять в качестве основного метода измерения вертикальных перемещений.

Тригонометрическое нивелирование следует применять при измерениях вертикальных перемещений фундаментов в условиях резких перепадов высот (больших насыпей, глубоких котлованов, косогоров и т.п.).

Гидростатическое нивелирование (переносным шланговым прибором или стационарной гидростатической системой, устанавливаемой по периметру фундамента) следует применять для измерения относительных вертикальных перемещений большого числа точек, труднодоступных для измерений другими методами, а также в случае, когда нет видимости между марками или когда в месте производства измерительных работ невозможно пребывание человека по условиям техники безопасности.

Проводить измерения вертикальных перемещений методом гидростатического нивелирования для зданий или сооружений, испытывающих динамические нагрузки и воздействия, не допускается.

Горизонтальные перемещения фундаментов зданий и сооружений следует измерять одним из следующих методов или их комбинированием: створных наблюдений, отдельных направлений, методами триангуляции и фотограмметрии.

Отдельные методы измерений горизонтальных перемещений должны приниматься в зависимости от классов точности измерения, целесообразных для данного метода.

Метод створных наблюдений при измерениях горизонтальных перемещений фундаментов следует применять в случае прямолинейности здания (сооружения) или его части и при возможности обеспечить устойчивость концевых опорных знаков створа.

Метод отдельных направлений следует применять для измерения горизонтальных перемещений зданий и сооружений при невозможности закрепить створ или обеспечить устойчивость опорных знаков створа. Для измерения горизонтальных перемещений указанным методом необходимо установить не менее трех опорных знаков, образующих треугольник с углами не менее 30°.

Методы триангуляции следует применять для измерения горизонтальных перемещений фундаментов зданий и сооружений, возводимых в пересеченной или горной местности, а также при невозможности обеспечить устойчивость концевых опорных знаков створа.

Величину и направление горизонтального перемещения фундамента (или его части) следует определять по изменениям координат деформационных марок за промежуток времени между циклами наблюдений.

Крен фундамента (или здания, сооружения в целом) следует измерять одним из следующих методов или их комбинированием: проецирования, координирования, измерения углов или направлений, фотограмметрии, механическими способами с применением кренометров, прямых и обратных отвесов.

Предельные погрешности измерения крена в зависимости от высоты *H* наблюдаемого здания (сооружения) для гражданских зданий не должны превышать величин 0,0001 *H*, мм.

При измерении кренов фундамента здания (сооружения) методом проецирования следует применять теодолиты, снабженные накладным уровнем, или приборы вертикального проецирования.

При измерении кренов методом координирования необходимо установить не менее двух опорных знаков, образующих базис, с концов которого определяются координаты верхней и нижней точек жилого здания.

Фотограмметрический метод измерения горизонтальных и вертикальных перемещений и кренов следует применять для измерения осадок, сдвигов, кренов и других деформаций зданий при неограниченном числе наблюдаемых мерок, устанавливаемых в труднодоступных местах для измерений эксплуатируемых зданий и сооружений.

При проведении вышеуказанных видов работ по выявлению перемещений конструкций фундаментов и крена зданий необходимо руководствоваться указаниями ГОСТ 24846-81, СНиП 3.01.03-84 и "Руководства по наблюдениям за деформациями оснований и фундаментов зданий и сооружений".

Измеренные величины вертикальных перемещений (осадок) сравниваются с предельно допустимой величиной по СНиП 2.02.01-83 и СНиП 2.01.07-85.

Величина измеренных неравномерных вертикальных перемещений (осадок) надземных конструкций и обнаруженные в них трещины и повреждения являются исходными материалами для разработки рекомендаций по восстановлению эксплуатационной надежности конструкций.

По результатам измерений деформаций оснований и фундаментов составляется технический отчет, который должен включать:

краткое описание цели измерения на данном объекте;

конструктивные особенности здания или сооружения, фундамента и его геометрии;

характеристики геологического строения основания и физико-механических свойств грунтов;

план и разрезы здания, сооружения;

схемы расположения, размеры и описание конструкции установленных реперов, опорных и ориентировочных знаков, деформационных марок;

примененную методику измерений;

графиков и эпюр горизонтальных, вертикальных перемещений, кренов и развития трещин во времени, роста давления на основания фундамента;

перечень факторов, способствующих возникновению деформаций;

выводы о результатах измерений с учетом состояния строительных конструкций надземной части здания и соответствующие рекомендации по обеспечению устойчивости здания и эксплуатационных качеств фундаментов.

Освидетельствование объекта должно включать:

осмотр узлов и строительных конструкций, технологического оборудования, отмосток, коммуникаций, смежных строений, прилегающей территории;

ознакомление с проектной и исполнительской документацией, актами предыдущих осмотров и т.п.;

геодезические наблюдения за развитием просадочных деформаций и съемку фактического положения здания и территории;

инженерно-геологические и гидрогеологические изыскания на аварийном участке для определения влажности грунтов и положения уровня грунтовых вод.

На основе анализа материалов освидетельствования рекомендуется оценивать эксплуатационную пригодность и степень аварийности (возможность обрушения) объекта, включая:

причины или источник замачивания, меру проявления просадок основания и деформаций земной поверхности;

интенсивность деформационных воздействий на здание от неравномерных просадок основания;

значения внутренних усилий;

соответствие совместных деформаций здания предельно допускаемым.

По результатам освидетельствования следует осуществлять усиление аварийных или предаварийных конструкций по специальному проекту.

* * *

Длительное несоблюдение эксплуатационных требований к подземным коммуникациям, протечки и свищи на трубопроводах, отсутствие комплексным мер по водоотведению наружных стоков, прежде всего, сезонного характера (сход снегового покрова), засорение ливневых канализаций, застаивание ливневых вод внутри жилых микрорайонов – дали значительное ускорение процессов суффозии оснований. «Точечная» застройка высотными монолитными сооружениями в сложившихся микрорайонах мест, зарезервированных под объекты социально-бытового назначения, лишь усугубила тревожную ситуацию.

Вставка-новострой между двумя жилыми домами II группы капитальности по ул. Коммунаров в г. Ижевске. Междомный разрыв, в который был посажен 8-ми этажный жилой дом, пропускал погребенный в 30-х годах прошлого столетия овраг. Оба дома имеют значительные разрушения в торцевой части, проседая вместе с новым сооружением. В самом новострое вынуждены сделать вентилируемый фасад, скрывающий глубокие вертикальные трещины. Разрушения тротуара по устью погребенного оврага скрывает импровизированный «мостик».

Обследование объекта, в основании которого предположительно может оказаться просадочная толща грунтов, рекомендуется производить после устранения его аварийности (если это необходимо). Оно должно включать:

инженерно-геологические изыскания,
прогноз гидрогеологических условий и просадочных деформаций,
длительные геодезические наблюдения за осадками конструкций,
детальное натурное обследование подземных и наземных конструкций,
исследование условий эксплуатации.

С помощью геодезических измерений рекомендуется определять осадки, горизонтальные смещения конструкций здания и просадки прилегающей к зданию территории. По результатам съемок рекомендуется вычертить графики развития просадок, профили осадок по рядам и осям здания, планы с нанесением изолиний, планы здания с фактическим расположением конструкций по горизонтали (для многоэтажных зданий - для каждого этажа), разрезы здания с нанесением отклонений конструкций от вертикали. Рекомендуется также вычислять относительные деформации здания (неравномерность осадок, прогиб или выгиб, крен, угол закручивания), среднюю осадку, наклоны и кривизну поверхности грунта, определять контуры просадочной воронки и ее параметры.

Внезапно возникшая за ночь воронка просадочности в месте гостевой стоянки крупнопанельного дома 1976 г. постройки в Южном Бутово (Москва). Процессы суффозии стимулировала начавшаяся неподалеку «точечная» застройка

Данные о фактической марке бетона конструкций рекомендуется получать неразрушающими испытаниями. Прочность бетона оценивают по средним показателям на основе статистической обработки результатов испытаний. Механическое испытание материалов рекомендуется производить в том положении, в каком они работают в конструкции.

Расчетные сопротивления бетона для выполнения поверочных расчетов железобетонных конструкций следует вычислять путем деления полученных значении на коэффициент надежности по бетону при сжатии и растяжении, рекомендуемый СНиП 2.03.01-84.

Повреждения конструкций и узлов деформированных зданий необходимо тщательно обмерять и наносить на схемы, затем классифицировать по каждому виду конструкций и узлов с указанием их размеров.

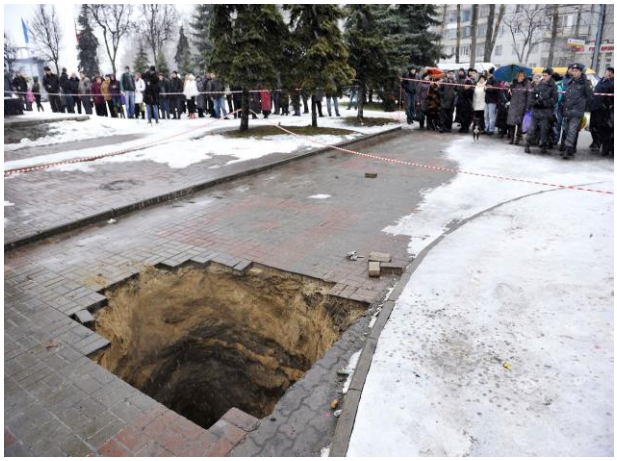
Данные обследования рекомендуется использовать при расчете деформированного здания, оценке его эксплуатационной пригодности и назначении объема и состава защитных мероприятий по обеспечению его надежности.

При освидетельствовании и обследовании зданий, в первую очередь, рекомендуется определять характер замачивания грунтов и расположения возможного источника. Если источник локальный, следует принять меры для немедленного устранения аварийных утечек воды. Следует учитывать, что наиболее опасно интенсивное замачивание при авариях водонесущих внутренних и наружных трубопроводов. В этом случае просадки происходят с высокими скоростями и большой неравномерностью оседаний соседних фундаментов, иногда носят провальный характер и проявляются в форме *просадочной воронки*. Возможно возникновение на одном объекте двух и более очагов замачивания одновременно или с некоторым смещением во времени.

При прокладке всех водонесущих коммуникаций без каналов и при отсутствии контроля за утечками наибольшее количество случаев замачивания обусловлено нарушением раструбных стыков канализационных труб и разрушением керамических труб.

Часты также утечки из теплотрассы, несмотря на то, что эти трубы чаще проложены в каналах. При замачивании просадочных грунтов горячей водой просадки происходят более интенсивно, чем при утечках холодной воды. При утечках из напорных водоводов (водопровод, теплотрасса), вода большей частью вытекает на поверхность грунта. Это рекомендуется использовать в качестве признака для обнаружения источника замачивания.

При утечках из безнапорных коммуникации (канализации) вода не попадает на поверхность грунта, поэтому уточки могут быть обнаружены только после проявления просадки и соответственно обводнения больших зон. Следует учитывать, что источник замачивания располагается, как правило, под центром просадочной воронки.



07.01.2012 г., в Советском районе Брянска произошла трагедия у памятника летчикам. Над канализационным коллектором образовалась просадочная воронка В провал размером 2х1,5 метра угодила женщина вместе с коляской. Женщину удалось пасти, мальчика засосало в коллектор.
Ранее некоторые СМИ сообщили, что ребёнка удалось найти – это не соответствует действительности.
По факту гибели ребёнка при провале грунта в Брянске возбуждено уголовное дело.

Значительное влияние на распространение воды в грунте оказывают слабоуплотненные обратные засыпки, фильтрационная способность которых намного больше, чем грунта естественного сложения. В отдельных случаях вода по обратным засыпкам в траншеях и пазухах фундаментов может распространяться на расстояние более 100 м.

Рекомендуется учитывать, что при наличии под зданием экранов из уплотненного грунта (грунтовые подушки, уплотнение грунтов оснований под фундаментами тяжелыми трамбовками) аварийные утечки из внутренних бесканальных трубопроводов приводят к распространению воды за границы экрана и формированию просадочной воронки без прямой связи с источником замачивания.

При подъеме уровня грунтовых вод (УГВ) просадки грунтов происходят с невысокими скоростями, меньшей неравномерностью, но проявляются на больших площадях.

Подъем уровни подземных вод (УПВ) с течением времени может несколько снижать неравномерность осадок соседних фундаментов, вызванных локальными замачиваниями основания.

Наличие выемок или насыпей грунта, выполненных при производстве земляных работ в период строительства при «точечной застройке» или реконструкции здания на отдельных участках или неравномерно под всей его площадью, может значительно увеличить неравномерность просадок грунтов оснований при замачивании.

Увеличение динамической нагрузки на основания также влияет на скорость образование просадочных воронок. При нерешенных проблемах водоотведения с устройством ливневых и дренажных канализаций – глубина просадочных воронок увеличивается с растущей прогрессией ежегодно.

Просадочная воронка на автомагистрале в г. Наньчань провинции Цзянси, 8 по счету провал зарегистрированый в Китае за первые 2 недели июня 2010 г. Рекордное количество провалов пришлось на апрель 2010 г., когда крупных воронок образовалось 35 штук. За два года количество провалов возросла в полтора раза, глубина провалов с 60 см до 2,6 м увеличилась за четыре года.

09.10.2009 г. один из первых крупных провалов на Волоколамском шоссе (Москва). За несколько лет глубина и частота провалов выросла в полтора раза.

Деформирование земной поверхности при любых случаях замачивания грунтов характеризуется вертикальными перемещениями грунта, а при значительной неравномерности деформирования - горизонтальными смещениями, наклоном и кривизной поверхности.

Наблюдения за развитием просадочных деформаций, деформированием просадочной воронки, определение очертаний и параметров деформированной поверхности грунта в непосредственной близости от жилых зданий, - следует производить с помощью геодезических измерений; значения просадок деформированной поверхности земли определяют с помощью нивелирования окружающей здание территории (далее - "территория") относительно стационарного репера. Допускается использование в качестве репера наиболее высокой (непросевшей) точки территории или здания, определяемой при нивелировании. Съемку территории рекомендуется выполнять по сетке 5×5, при значительных площадях деформирования и радиусах просадочной воронки 10×10 м, кроме того, по характерным точкам - люкам колодцев и камер инженерных коммуникаций, пересечениям бордюров, крыльца, приямкам. За исходное положение поверхности земли, характерных точек принимаются исполнительная съемка, выполненная при сдаче объекта в эксплуатацию (далее - "исполнительская документация"), либо проектные отметки.

По результатам нивелирования следует определять просадки, по изолиниям равных просадок - границы, очертание и центр просадочных воронок; рекомендуется вычерчивать профили просадок территории с привязкой здания по линиям нивелирования в наиболее просевших местах, а при наличии просадочных воронок - по линиям их главных сечений.

Для прогноза развития дальнейших просадок при повторных замачиваниях в местах максимальных просадок необходимо выполнять инженерно-геологические изыскания.

Полученные данные рекомендуется использовать для анализа деформированного состояния и поверочного расчета здания на фактические или прогнозируемые деформационные воздействия от просадки грунтов оснований.

Для зданий с гибкой конструктивной схемой (одноэтажные производственные) границы просадочной воронки рекомендуется определять с помощью нивелирования их характерных точек (в каркасных - по низу опорной части ригелей поперечных рам, подкрановым консолям колонн, по углам нижнего ряда стеновых панелей и т.п., в бескаркасных - по цоколю, одному из нижних рядов кирпича или блоков, низу или верху оконных или других проемов и т.п.).

Другие параметры деформированной поверхности земли при просадке грунтов - наклон, кривизна, горизонтальные смещения - также должны вводиться в поверочные расчеты.

Значения наклона и кривизны (радиуса кривизны) рекомендуется определять графически построением профилей линий нивелирования.

Следует иметь ввиду, что горизонтальные смещения грунтов характерны, в основном, для, просадочных воронок значительной глубины. В зданиях с гибкой конструктивной схемой горизонтальные смещения фундаментов можно определять нивелированием наружных рядов колонн и, где есть возможность, внутренних.

Параметры просадочной воронки рекомендуется также определять из выражения

$$S_{sl,n} = b_0 + b_1 x_i + b_2 x_i^2 + b_3 y_i + b_4 y_i^2,$$

где $S_{sl,n}$ - просадка в i-той точке; x_i, y_i - координаты i-той точки относительно центра воронки; b_0, . . . b_4, - коэффициенты, значения которых определяются путем решения матричного уравнения

$$\left|b_j\right| = \left[\sum_{i=1}^{N}\left|\vec{A}\right|_i \times \left|A\right|_i\right]^{-1} \times \left[\sum_{i=1}^{N}\left|\vec{A}\right|_i \times S_i\right];$$

$$\left|\vec{A}\right| = \left|1 x_0 x_0^2 y_0 y_0^2\right|; \ \left|A\right| = \begin{vmatrix} 1 \\ x_0 \\ x_0^2 \\ y_0 \\ y_0^2 \end{vmatrix};$$

x_0, y_0 - координаты i-той точки относительно произвольно выбранного центра координат.

После вычисления b_j положение центра воронки определяется решением уравнений:

$$\frac{dS}{dx} = 0; \ \frac{dS}{dy} = 0;$$

где S - распределение просадок.

При отсутствии результатов первоначального нивелирования либо при невозможности использования их из-за различных перепланировок, подсыпок и т.д. этот способ оказывается непригодным.

Прогноз возможного развития деформации грунтов при их повторных замачиваниях выполняется по данным геодезических наблюдении за интенсивностью развития просадки во взаимосвязи с водонасыщением просадочной толщи на исследуемой площадке. Снижение градиента просадок по временному ряду при постоянной интенсивности водонасыщения рекомендуется рассматривать как признак окончания присадочного процесса.

Для ориентировочной оценки взаимодействия конструкций с основанием рекомендуется принимать следующие физико-механические, а также жесткостные характеристики грунтов основания: в состоянии естественной влажности (ω = 0,08÷0,18) модуль общей деформации грунта просадочных грунтов ориентировочно рекомендуется принимать равным E = 12÷18 МПа, сцепление C = 0,05÷0,2 МПа; при обводнении просадочного грунта E = 2÷7 МПа, сцепление C = 0,01÷0,04 МПа. Просадки проявляются при совместном действии двух факторов: нормального давления, большего, чем начальное просадочное ($p_{нач}$ = 0,08÷0,15 МПа), и влажности, большей критической ($\omega_{кр}$ = 0,18÷0,24).

Просадки грунтов S_{sl} в основании обследуемого объекта рекомендуется разграничивать на фактические и потенциальные (прогнозируемые). Под фактическими надлежит понимать просадки, происшедшие на момент обследования; потенциальные - просадки, которые могут получить дальнейшее развитие, если не будут устранены принципы повышения влажности в просадочном слое.

Сумма фактических и потенциальных просадок должна соответствовать значению, определяемому по обязательному приложению 2 СНиП 2.02.01-83. Если фактические просадки не контролировались, то значение потенциальных просадок рекомендуется рассчитывать по данным изысканий на площадке обследуемого объекта, пользуясь приближенной зависимостью

$$S_{sl}^{*} = \sum_{i=1}^{n} \varepsilon_{sl,i}^{*} h_i ,$$

где $\varepsilon_{sl,i}^{*}$ - относительная потенциальная просадочность i-го слоя; h_i - толщина i-го слоя; n - число слоев, на которые разделена просадочная толща.

Относительную потенциальную просадочность $\varepsilon_{sl,i}^{*}$ рекомендуется определять испытанием отобранных по глубине образцов грунта на сжатие без возможности бокового расширения по формуле

$$\varepsilon_{sl,i}^{*} = \frac{h_{w,p} - h_{sat,p}}{h_{n,g}},$$

где $h_{w,p}$ и $h_{sat,p}$ - высота образца соответственно влажности в момент изыскании и после его полного водонасыщения ($\omega = \omega_{sat}$) при давлении p_z, равном на глубине среднему вертикальному напряжению в i-м слое от нагрузки, передаваемой сооружением, и собственного веса грунта $p_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; $h_{n,g}$ - высота того же образца природной влажности, отобранного за пределами просадочной воронки на площадке обследуемого объекта.

Допускается оценка потенциальных просадок по их значениям на смежных объектах, удаленных не более чем на 300 м при спокойном рельефе и на 150 - при пересеченной местности. Значения потенциальных просадок рекомендуется принимать по зависимости

$$S_{sl}^{*} = S_{sl,n}(1 - \frac{t}{T}),$$

где $S_{sl,n}$ - максимальная просадка на смежных объектах; t - время действия предполагаемого источника; T - время полного водонасыщения слоя просадочных грунтов из данного источника замачивания, или аналогичного с равным расходом воды в течение суток, определенное по статистическим данным для региона.

В случае подъема уровня подземных вод значение потенциальной просадки рекомендуется определять по приложению 2 СНиП 2.02.01-83, принимая в расчет относительную просадочность слоев выше уровня подземных вод, при этом следует учитывать среднюю скорость их подъема, характерную для региона или площадки обследуемого объекта. В пределах городской сложившейся застройки скорость повышения УПВ колеблется от 0,5 до 2,5 м/год, при «точечной» застройке скорость повышения УПВ увеличивается до - 2 . . . . 3,5 м/год.

Распределение потенциальных просадок в основании обследуемого объекта рекомендуется принимать по форме фактических; численные значения потенциальных просадок в пределах воронки находят путем увеличения фактических в $m = \frac{S_{sl}^{*}}{S_{sl,n}}$ раз; здесь принято отношение максимальных значений фактических $S_{sl,n}$ и потенциальных S_{sl}^{*} просадок.

Допускается использование расчетных моделей слоя просадочных обводненных грунтов под нагрузкой от веса обследуемого здания; расчеты рекомендуется выполнять по методу конечных элементов либо другими численными методами; в зонах повышенной влажности следует уменьшать модуль деформаций грунта в соответствии с данным инженерно-геологических изысканий.

Фактические значения наклонов и кривизны поверхности грунта или основания при совместной работе с сооружением в пределах зоны нивелировочной съемки рекомендуется

определять центрированными разностями в направлении главных сечений просадочной воронки либо сечений сооружения. Для этого осадки S_i следует предоставлять в табличной форме S_j значений по выбранному направлению с постоянным шагом h, интерполируя данные съемки для получения промежуточных значений.

Наклоны в j-тых точках рекомендуется определять по формуле

$$i_j = \frac{1}{2h}\left(-S_{j-1} + S_{j+1}\right),$$

кривизну - по формуле

$$k_j = \frac{1}{h^2}\left(S_{j-1} - 2S_j + S_{j+1}\right)$$

и условный радиус кривизны в j -той точке по формуле

$$\rho_j = \frac{1}{k_j}.$$

Потенциальные деформации поверхности грунта или основания рекомендуется определять подстановкой значений прогнозируемых (потенциальных) осадок S_{sl}^{*}.

При определении фактических деформаций зданий и сооружений (крены, кривизну) с жесткой конструктивной схемой рекомендуется использовать данные геодезической съемки осадок цокольных марок с шагом не более 3 м.

Горизонтальные деформации поверхности грунта рекомендуется определять в зонах, где кривизна меняет знак. Значение относительных деформаций рекомендуется ориентировочно оценивать по формуле

$$\varepsilon = 0{,}66\left(\frac{S_{sl}}{r_0} - 0{,}005\right),$$

где S_{sl} - фактическая или потенциальная максимальная просадка; r_0 - расчетная полудлина участка по одной из главных осей просадочной воронки, где кривизна поверхности отлична от нуля.

Горизонтальные перемещения поверхности грунта на участке $2r_0$ одной из главных осей воронки, например ox, рекомендуется определять по выражению

$$u = \frac{1}{2}\varepsilon r_0\left(1 + \cos\frac{2\pi x}{r_0}\right),$$

где x - текущая координата с началом в точке, где кривизна поверхности равна нулю.

Горизонтальные перемещения грунта в основаниях сооружений, направление осей которых не совпадает с главными осями просадочной воронки, рекомендуется определять по правилам сложения векторных величин.

При обследовании и анализе технического состояния эксплуатируемых жилых бескаркасных зданий рекомендуется определять деформации и характер деформирования, которые зависят от принятых конструктивных схем, технических решений, вида и расположения источника замачивания.

Во многих городах достаточно большую часть жилых и гражданских зданий составляют кирпичные дома. В таких зданиях применяется преимущественно конструктивная схема с несущими продольными стенами. Пространственная устойчивость обеспечивается поперечными стенами и перекрытиями. Для крупноблочных и крупнопанельных зданий также наиболее характерна конструктивная схема с продольными несущими стенами.

Следует учитывать, что специальные противопросадочные конструктивные мероприятия в жилых и гражданских зданиях, которые начали применять с 60-х годов, снижают их деформации, включают разрезку деформационными швами на одно-, двухсекционные отсеки, устройство железобетонных поясов в фундаментно-подвальной части и на уровне перемычек этажей.

Рекомендуется учитывать, что наиболее часто встречаются деформации зданий следующих типов:

изгиб выпуклостью вверх (выгиб), сопровождающийся увеличивающимся кверху раскрытием деформационных швов либо образованием вертикальных трещин в стенах;

изгиб выпуклостью вниз (прогиб), характеризующийся вертикальными трещинами с увеличенным раскрытием в нижней части здания или вызывающий уменьшение ширины деформационных швов в верхней части здания;

сдвиг стен, вызывающий наклонные трещины в стенах и перекальные трещины в изгибаемых при этом перемычках;

горизонтальный разрыв стен от осадки отдельных участков здания, определяемый трещинами, имеющими горизонтальное или слегка наклонные направления. По этой схеме чаще всего деформируются здания, под которыми не выполнена подготовка основания и просадочные деформации грунта происходят непосредственно под фундаментом;

вертикальный разрыв стен, при котором возникают трещины на всю высоту, включая фундамент. Такая деформация здания вызывается горизонтальными деформациями грунта, сопутствующими его вертикальным просадкам;

местное сжатие, обычно в верхней части здания, от замыкания деформационных швов, проявляющееся в виде смятия примыкающих к шву участков стен, балконов, карнизов и смещения плит перекрытий. Деформации такого вида возможны также от осадок зданий в процессе строительства, когда рядом с ранее построенным возводят более тяжелое здание (кирпичное или блочное либо повышенной этажности).

В зданиях, деформированных по схемам изгиба, необходимо учитывать возможность трещинообразования в пределах наиболее ослабленного места - лестничной клетки. Эксплуатационная пригодность может теряться из-за трещинообразования в стенах, отслоения штукатурки и перекоса проемов.

На большинстве крупноблочных 9-этажных зданий, запроектированных без деформационных швов с "гибкими вставками" между смежными секциями, возможны отслоение штукатурки на стеновых блоках, раскрытие швов между плитами перекрытия и блоками, трещины в блоках из-за значительных деформаций в зоне "гибких вставок".

В 9-этажных крупноблочных зданиях, разделенных на отсеки, рекомендуется учитывать изменение ширины деформационных швов, сдвиг плит перекрытия и блоков в верхней части здания, сдвиг продольных стен, сопровождающийся трещинообразованием в перемычках и простеночных блоках, раскрытие вертикальных междублочных швов.

Следует учитывать, что деформации крупнопанельных зданий наиболее часто сопровождаются изменением ширины и замыканием деформационных швов. При этом деформируются балконные плиты и ограждения смежных секций.

Неравномерные просадки основания вызывают крены отдельных секций, поэтому необходимо обеспечивать нормальные условия работы лифтов путем их поддомкрачивания и регулирования направляющих лифтовых кабин.

2.2. Дефекты каменных и армокаменных конструкций

При обследовании каменных и армокаменных конструкций, прежде всего, выделяются наиболее ответственные несущие конструкции. Особое внимание уделяется местам опирания перемычек, балок, плит перекрытия и покрытия, характеру сопряжения стен между собой.

При оценке технического состояния каменных конструкций необходимо установить:

процент уменьшения сечения в месте повреждения;

стрелу отклонения или выпучивания стен, столбов и колец;

степень развития трещин и других деформаций в поврежденной зоне конструкций;

качество кладки, ширину и глубину швов;

влажностное состояние кирпичных наружных стен;

физико-механические свойства кладки, камня и раствора.

Основными внешними признаками отклонения или выпучивания стен являются смещение или выход из гнезд в каменных стенах концов балок междуэтажных перекрытий, стропил, крыши, а также наличие вертикальных трещин, отслоение наружных стен от внутренних поперечных в местах взаимного примыкания. Отклонение стен, даже самые незначительные, можно обнаружить по наличию трещин в штукатурке потолков около карнизов вдоль обследуемых стен. Протяженность таких трещин в уровне того или иного этажа показывает наличие отклонений стены в пределах того или иного участка ее длины вдоль здания.

Установление величины отклонения, искривления или выпучивания стены производится путем непосредственного замера ширины трещин в штукатурке потолков или величины смещения балок в отношении гнезд в стенах или замером трещин в примыканиях отклонившихся наружных стен к поперечным, или путем провешивания таких стен обычным веском на шнуре или на тонкой проволоке. В особо ответственных случаях или при значительной трудности провешивания отклонение стен от вертикали может быть установлено теодолитом или другими геодезическими инструментами.

При воздействии на каменные конструкции техногенных и природных факторов (волны, взрыва, землетрясения) обследованию и замеру подлежат все видимые на глаз трещины, включая волосяные, как по ширине, глубине, так и по длине, начертанию и расположению их на поверхности стен, колонн и столбов. Расположение трещин наносится на схемах или чертежах конструкций.

Особенно тщательно следует осматривать каменные неоштукатуренные стены, так как трещины в них с поверхности малозаметны.

При наличии штукатурки трещины обнаружить легче, но необходимо иметь в виду, что не всегда ширина и длина трещины в штукатурке соответствует размерам трещины в самой кладке. Чтобы установить действительные размеры трещин в кладке штукатурку следует предварительно отбить.

При определении качества кладки отмечаются вид и сорт кирпича (красный, силикатный, пустотелые, пористые и т.п.), его качество (железняк, нормальный, алый, недожог и т.п.), а также вид раствора и вяжущего (цементный, сложный, известковый и т.п.).

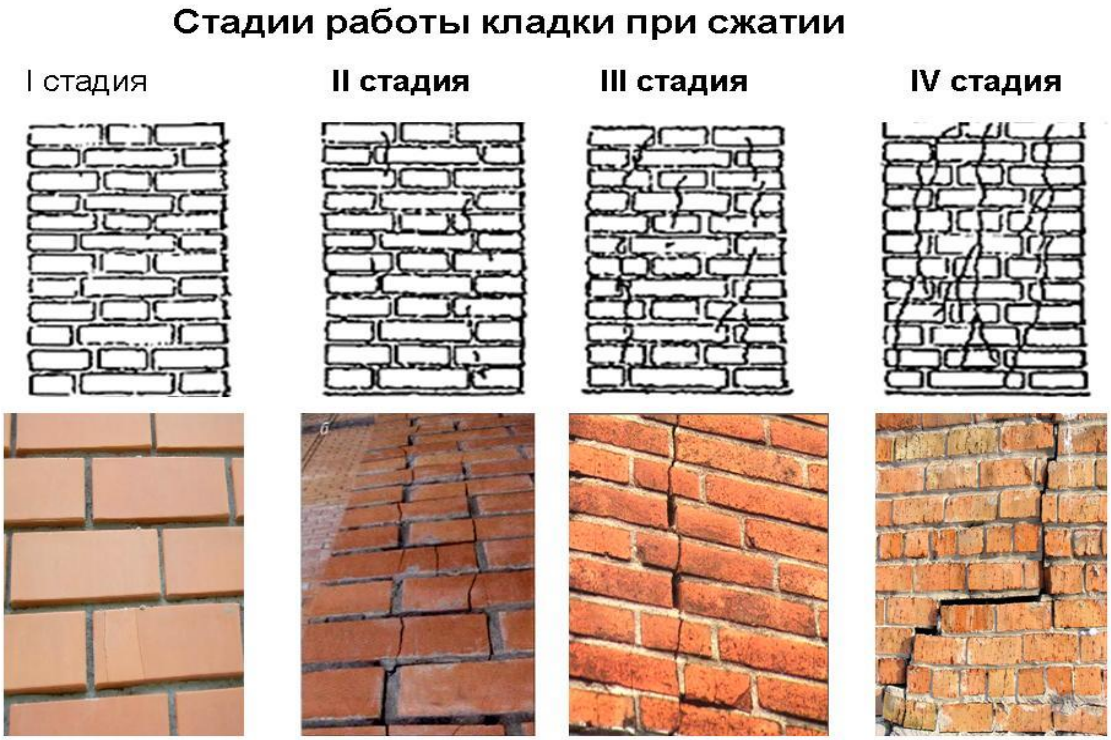
Фактическая толщина горизонтальных швов кладки устанавливается замером высоты 5-10 рядов кладки и соответствующим подсчетом средних значений. Если в среднем толщина горизонтальных швов превышает 12 мм, то кладка считается пониженной прочности, и необходимо вводить к допускаемым напряжениям по нормам коэффициент снижения. Прочность кирпича определяется по ГОСТ 24332-80. Определение прочностных характеристик раствора производится по указаниям ГОСТ 5802-86.

При повреждении кирпича под опорными участками перемычек и поворота конца перемычки от изгибающего момента, возникающего вследствие большого местного сжатия, могут образовываться сквозные наклонные трещины кирпичной кладки простенка, которые образуются, как правило, параллельно направлению действия сил от приложенных нагрузок.

При обследовании армокаменных конструкций следует особое внимание уделить состоянию арматуры и защитного слоя цементного раствора для конструкций с расположением арматуры с наружной стороны кладки.

Важным этапом обследования каменных конструкции является установление деформативно-прочностных характеристик. Обнаруженные в несущих каменных конструкциях трещины следует оценивать с позиции работы кладки над нагрузкой при сжатии. Обозначив F- усилие в кладке; F_{crc} - усилие в кладке, при котором образуются трещины; F_u - разрушающее усилие, можно выделить четыре стадии работы кладки при сжатии.

Первая стадия работы каменных конструкций при усилии в кладке F меньше усилий F_{crc},при котором не образуются трещины, свидетельствует о нормальном состоянии конструкций. **Вторая стадия** при $F = F_{crc}$ характеризует удовлетворительное состояние конструкций; **третья стадия** при $F_{crc} < F < F_u$ характеризует неудовлетворительное состояние конструкций; **четвертая стадия** при $F = F_u$ характеризует предаварийное или аварийное состояние конструкций (F_u - разрушающее усилие).



Среди причин возникновения дефектов следует выделить: механические, динамические, температурно-влажностные воздействия, а также дефекты, обусловленные неравномерностью осадок основания. Последние, как правило, приводят к наиболее значительным дефектам.

В зависимости от характера изменения осадки фундаментов вследствие технической эксплуатации зданий и других техногенных процессов возможно развитие растягивающих напряжений в кладке, приводящих к образованию трещин. Основные варианты развития трещин состоят:

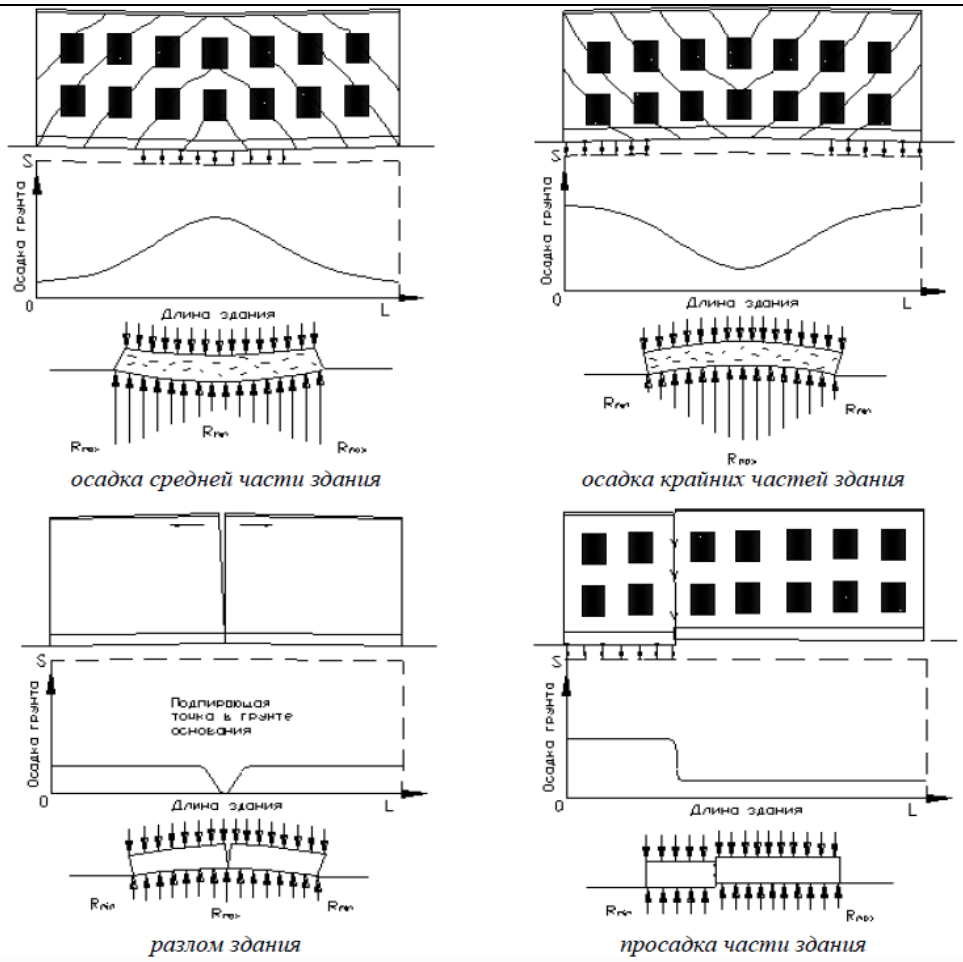
1 - осадке средней части здания за счет просадочных явлений в грунтах основания. Она вызывает параболические кривые, образованные сетью трещин, расширяющихся книзу и наклоненных к центральной оси здания;

2 - осадке крайних частей здания, что вызывает параболические кривые, образованные сетью трещин, расширяющихся кверху и наклоненных к краям здания;

3 - разломе здания вследствие максимальных осадок крайних частей здания и минимальной осадки в центральной части. Образуется сквозная вертикальная, расширяющаяся кверху трещина. Причиной может служить местная подпирающая опора в грунте основания центральной части здания;

4 - просадке части здания, приводящей к образованию вертикальной извилистой трещины одинаковой толщины раскрытия.

Вид трещин в каменных стенах зданий при основных видах осадки грунта оснований (*R* -сопротивление грунта основания)



Вторая группа воздействий, приводящая к трещинообразованию кирпичной кладки, относится к конструктивным деформациям и включает три стадии напряженно-деформированного состояния.

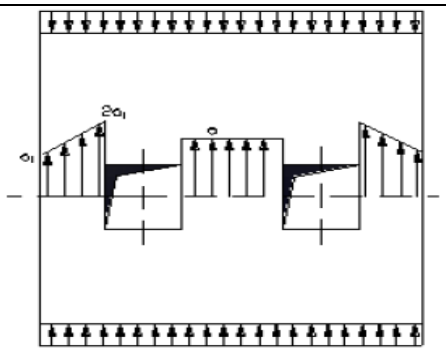
1-я стадия - начало трещинообразования происходит при нагрузках, составляющих 40-60 % разрушающих, при кладке на слабых растворах (менее 1 МПа), 50-70 % - при кладках на растворах средней прочности (1-2,5 МПа), 70-90 % - на прочных растворах (более5 МПа). Эта стадия включает появление трещин, распространяемых на высоту 2-3рядов кладки, совпадающих с вертикальными швами кладки. Появление трещин свидетельствует о превышении нагрузки несущей способности кладки;

2-я стадия - при возникновении значительных напряжений в кладке. Она характеризуется появлением вертикальных трещин в нескольких рядах кладки;

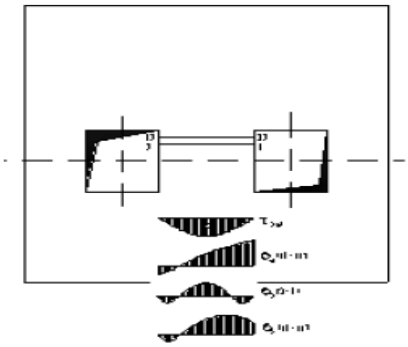
3-я стадия трещинообразования соответствует аварийному состоянию.

Схему распределения нормальных и касательных напряжений в кирпичной кладке можно смоделировать в виде пластины с прямоугольными отверстиями. При равномерно распределенной нагрузке максимальные нормальные напряжения концентрируются на границе отверстий, а касательные - в простенках. Примерное соотношение напряжений приведено на эпюрах по характерным сечениям.

Распределение напряжений в стене-пластине с проемами и выпучивание кирпичных простенков



нормальные напряжения



касательные напряжения

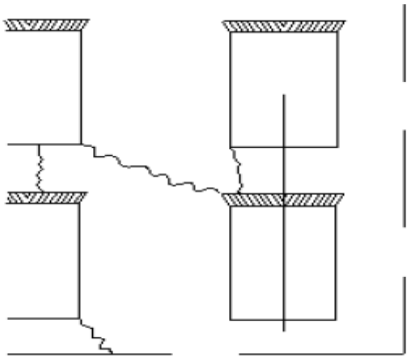
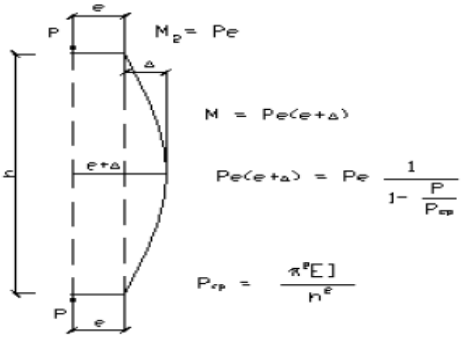


схема деформаций



расчетная схема

Определяющее влияние на концентрацию напряжений оказывает процесс старения кладки (выветривание и разрушение швов) в результате влагомассопереноса и влияния цикличных процессов замораживания-оттаивания. В результате обжатия швов в определенной части кладки возникают напряжения, превышающие ее несущую способность.

Методом визуального наблюдения легко устанавливается наличие трещин, сколов. По характеру их расположения можно судить о причинах возникновения дефектов. Так, при увеличении нагрузки выше расчетной наблюдается образование вертикальных трещин различной степени раскрытия. Недостаточная длина опирания перемычек, неправильное выполнение кирпичной кладки над проемами, устройство перемычек над витринными проемами без устройства портала приводят к характерному образованию трещин. Причиной образования трещин в простенках

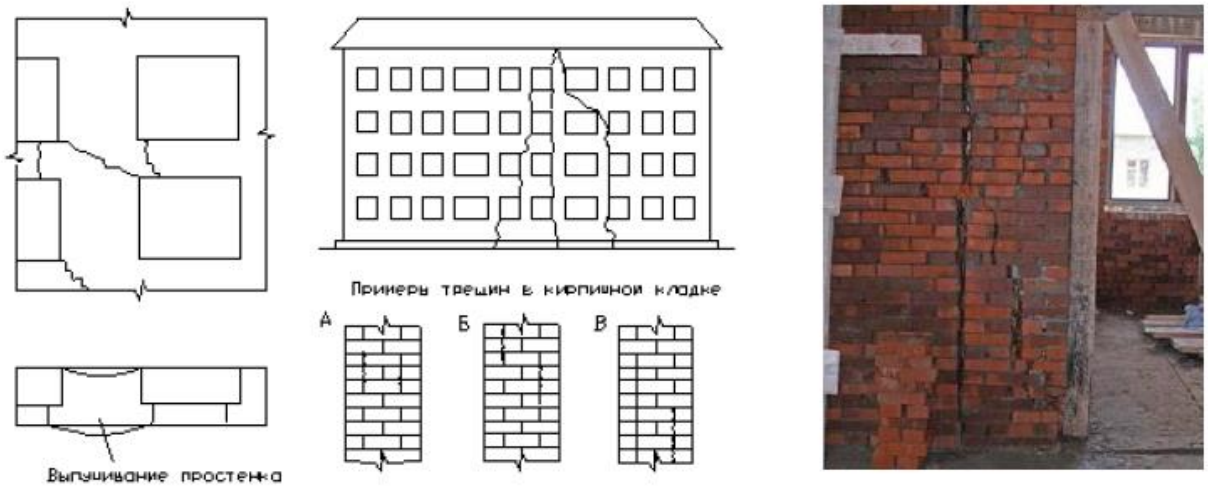
могут служить: применение материалов, не отвечающих проектным требованиям; некачественная перевязка швов в кладке; неправильное выполнение температурных и деформационных швов; нарушение технологии производства работ в зимнее время; перегрузки при надстройке здания и др.

Появление наклонных трещин может иметь различные причины. В первую очередь они вызваны неравномерностью осадок фундамента из-за недостатков в подготовке основания, смещения осей, наложения дополнительных нагрузок от пристраиваемых зданий. Нарушение эксплуатационного режима здания происходит в результате подтопления или вымывания основания атмосферными или техническими водами, увлажнения грунта из-за протечек, понижения уровня грунтовых вод при производстве работ вблизи возведенного здания и др.

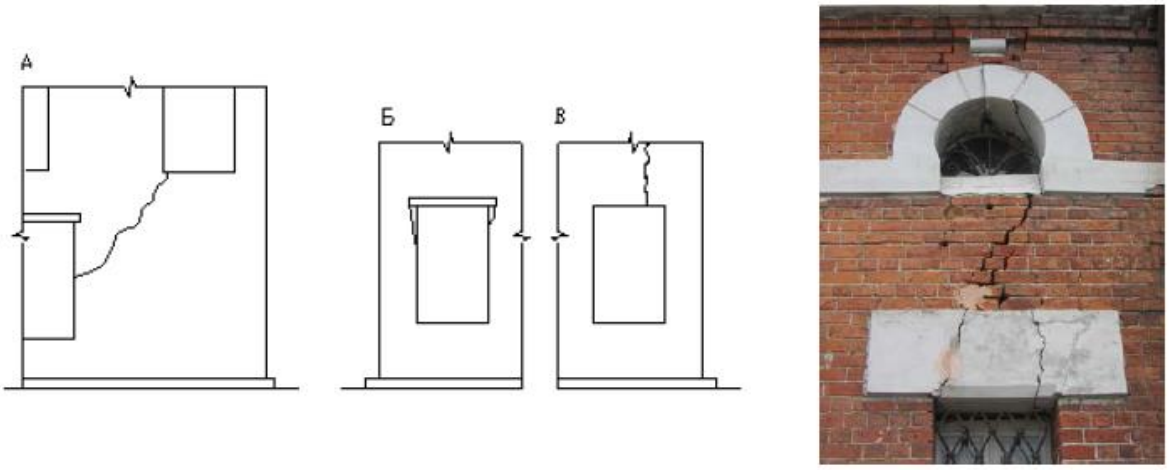
Деформации внутренних стен в местах примыкания к наружным вызваны более высокой нагрузкой и отсутствием в этих местах армирования кладки.

В процессе обследования очень важно знать динамику раскрытия трещин во времени. Для этой цели на трещины устанавливают гипсовые, стеклянные или металлические маяки. Гипсовые и стеклянные маяки устанавливают на стене, предварительно очищенной от штукатурки. Используются цементные или гипсовые растворы. Металлические маяки изготавливают из кровельной стали и крепят к стене клеем или дюбелями. На маяках выставляются номер и дата установки. Динамика развития деформаций регистрируется в журнале наблюдений. Глубину трещин определяют с помощью щупов и игл, а ширину раскрытия - с помощью микроскопов МПБ-2, Мир-2. Пределы измерений МПБ-2 составляют до 6,5 мм, а Мир-2 - от 0,015 до 0,6 мм.

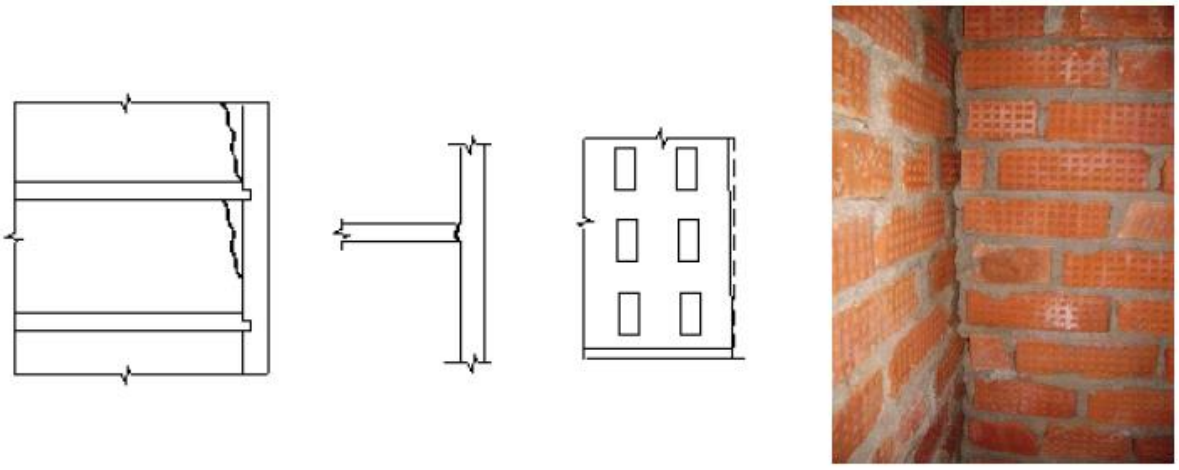
Характерные примеры образования трещин в кирпичных стенах



Вертикальные трещины в простенках



в зоне заделки перемычек



деформации внутренних стен в местах примыкания к наружным стенам

Важным этапом обследований является процесс определения физико-механических характеристик кладки. Этому этапу предшествуют качественная оценка кладки и ее соответствие техническим требованиям: толщина швов и перевязка, соблюдение горизонтальности рядов, вертикальность стен и др. Для механических испытаний материала

каменной кладки из малонагруженных элементов конструкций извлекаются образцы или выбуриваются керны, которые испытываются с использованием стандартного оборудования.

При зондировании отбирают пробы материала не менее чем через каждую четверть толщины стены. Число точек зондирования принимают в зависимости от размеров здания и его этажности (табл. 2.6).

Таблица 2.6. Число точек зондирования для различных зданий

Количество секций в здании	Несущие каменные стены		
	Число этажей		
	до 3	4-5	свыше 5
1-2	3	4	4
3-4	5	7	8
Более 4	7	9	10

Определение прочности камней производится в соответствии с ГОСТ8462-85, раствора - ГОСТ 5802-86.Морозостойкость материалов каменной кладки испытывают в соответствии с ГОСТ7025-91.

Условие, при котором поврежденные каменные и армокаменные конструкции подлежат усилению, имеет следующий вид

$K_{бп}P > NK_{ТР}$

где $K_{бп}$ - коэффициент безопасности ($K_{бп}$ - 1,7 для неармированной кладки, 1,5 - для кладки с сетчатым армированием); P - фактическая нагрузка в момент обследования; N - несущая способность конструкции без повреждений; $K_{ТР}$ - коэффициент, учитывающий снижение несущей способности (табл. 2.7) при наличии повреждений.

Таблица2.7. Значения коэффициента $K_{ТР}$ снижения несущей способности кладки в зависимости от характера повреждений

№ п.п	Характер повреждения кладки стен, столбов и простенков	$K_{ТР}$ при кладке	
		неармированной	армированной
1	Трещины в отдельных кирпичах, не пересекающие растворные швы	1,0	1,0
2	Волосяные трещины, пересекающие не более двух рядов кладки	0,9	1,0
3	То же, при пересечении не более 4 рядов при числе трещин не более 4 на 1 м ширины стены, столба или простенка	0,75	0,9
4	Трещины с раскрытием до 2 мм, пересекающие не более 8 рядов кладки, при числе трещин не более 4 на 1 м ширины стены, столба, простенка	0,5	0,7
5	То же, при пересечении более 8 рядов	0	0,5

При этом для расчета конструкций принимается средний предел прочности кладки $\overline{R}_{кл}$, который при известных марках кирпича и раствора принимается равным удвоенной величине расчетного сопротивления кладки $\overline{R}_{кл}$.

Для испытаний из различных участков каменной конструкции отбирают образцы. Предел прочности при сжатии кирпича определяется на образцах, состоящих из двух кирпичей или из двух половинок, а предел прочности при сжатии камней определяется на целом камне.

Предел прочности при сжатии $R_{сж}$ (МПа) определяют по зависимости

$$R_{сж} = \frac{P}{A},$$

где P - наибольшая нагрузка, кН; A - площадь поперечного сечения, м^2.

Предел прочности при изгибе $R_{изг}$ (МПа) определяют согласно схеме испытания

$$R_{изг} = \frac{3Pl}{2bh^2},$$

где P - наибольшая нагрузка; l - расстояние между осями опор; b, h - ширина и высота сечения образца, м.

Полученные данные используются для определения предела прочности $R_{КЛ}$ кладки при сжатии по средней прочности камня и раствора

$$R_{КЛ} = AR_K\left(1 - \frac{a}{b + \frac{R_p}{2R_K}}\right)\eta,$$

где A - конструктивный коэффициент, зависящий от вида кладки и прочности камня

$$A = \frac{10 + R_K}{10m + nR_K};$$

m, n - коэффициенты, зависящие от вида кладки; R_p, R_K - прочность раствора и камня.

Таблица 2.8. Значения коэффициентов *a, b, m, n*

№ п.п.	Вид кладки	Значения коэффициентов			
		a	***b***	***m***	***n***
1	Из кирпича, кирпичных блоков и камней правильной формы с высотой ряда 50-150 мм	0,2	0,3	1,25	3,0
2	Из сплошных камней правильной формы с высотой ряда 180- 360 мм	0,15	0,3	1,10	2,5
3	То же, из пустотелых камней	0,15	0,3	1,50	2,5
4	Из сплошных крупных блоков с высотой ряда более 150 мм	0,09	0,3	1,10	2,0
5	Из бутового камня	0,2	0,25	2,50	8,0

Коэффициент изменчивости прочности кирпичной кладки принимается C = 0,15, а условное нормативное сопротивление $R_H = R_{КЛ}(1 - 2C) = 0{,}7R_{КЛ}$.

Вероятностное понижение прочности кладки с учетом имеющихся ослаблений (пустошовка, гнезда, отклонения от вертикали) дает значение $R_{КЛ} = 0{,}5R_H$.

При наличии повреждений кладки стен, столбов и простенков вводится коэффициент снижения несущей способности K_{TP} (табл. 2.7).

2.3. Дефекты бетонных и железобетонных конструкций

Обследование бетонных и железобетонных конструкций осуществляется в соответствии с требованием СНиП 2.03.01-84*«Бетонные и железобетонные конструкции».

Обнаруженные при обследовании дефекты разделяются на следующие по степени важности группы: дефекты, приводящие к снижению и потере несущей способности; частично снижающие несущую способность с изменением геометрических размеров; отклонения в геометрических размерах при сохранении несущей способности, вызывающие непригодность к технической эксплуатации.

Оценка технического состояния железобетонных конструкций по внешним признакам производится на основе определения следующих факторов:

геометрических размеров конструкций и их сечений;

наличия трещин, отколов и разрушений;

состояния защитных покрытий (лакокрасочных,штукатурок, защитных экранов и др.);

прогибов и деформаций конструкций;

нарушения сцепления арматуры с бетоном;

наличия разрыва арматуры;

состояния анкеровки продольной и поперечной арматуры;

степени коррозии бетона и арматуры.

При определении геометрических параметров конструкций и их сечений фиксируются все отклонения от их проектного положения.

Ширину раскрытия трещин рекомендуется измерять в первую очередь в местах максимального их раскрытия и на уровне растянутой зоны элемента.

Степень раскрытия трещин сопоставляется с нормативными требованиями по предельным состояниям второй группы в зависимости от вида и условий работы конструкций. Следует различать трещины, появление которых вызвано напряжениями, проявившимися в железобетонных конструкциях в процессе изготовления, транспортировки и монтажа, и трещины, обусловленные эксплуатационными нагрузками и воздействием окружающей среды.

Наиболее характерными дефектами железобетонных и бетонных конструкций являются трещины. Следует различать трещины, появление которых вызвано напряжениями, возникающими в конструктивных элементах в процессе их изготовления, транспортирования и монтажа, а также обусловленные эксплуатационными нагрузками и воздействием окружающей среды.

К трещинам, появившимся в доэксплуатационный период, относятся: усадочные, вызванные нарушением технологического режима твердения бетона; в результате резких температурных перепадов отдельных участков конструкции и напряжений, возникающих при этом; трещины технологического происхождения, возникающие в элементах сборного железобетона при изготовлении; в результате нарушений условий складирования, транспортирования и монтажа. Объем дефектов такого происхождения достаточно велик и составляет около 60 %.

Трещины, появившиеся в эксплуатационный период, имеют следующее происхождение: возникающие в результате температурных деформаций, неправильного устройства или отсутствия температурных и деформационных швов; вызванные неравномерностью осадок грунтового основания, аварийным замачиванием грунтов, проведением земляных работ в непосредственной близости к фундаментам, динамическими нагружениями, связанными с забивкой свай, уплотнением грунта, близким расположением автотранспортных магистралей и т.п.; обусловленные силовыми воздействиями, превышающими расчетные значения. Последнее обстоятельство связано с увеличением нагрузок от надстройки зданий.

Трещины силового характера необходимо анализировать с точки зрения напряженно-деформированного состояния железобетонной конструкции.

В железобетонных конструкциях наиболее часто встречаются *трещины в изгибаемых элементах*, работающих по балочной схеме (балки, прогоны), возникают трещины, перпендикулярные (нормальные) продольной оси, вследствие появления растягивающих напряжений в зоне действия максимальных изгибающих моментов и трещины, наклонные к продольной оси, вызванные главными растягивающими напряжениями в зоне действия существенных перерезывающих сил и изгибаемых моментов (рис. 2.3).

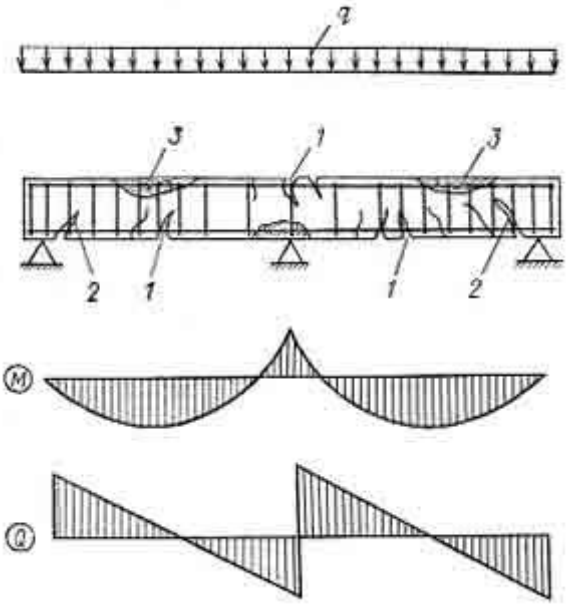


Рис. 2.3. Характерные трещины в изгибаемых железобетонных элементах, работающих по балочной схеме 1 -нормальные трещины в зоне максимального изгибающего момента; 2 -наклонные трещины в зоне максимальной поперечной силы; 3 - трещины и раздробление бетона, в сжатой зоне элемента

Одни и те же дефекты могут создавать условия непригодности как по несущей способности, так и по потере эксплуатационных качеств. Например, прогибы, превышающие допустимые значения, исключают нормальную эксплуатацию конструкций. В то же время снижение несущей способности приводит к аварийному состоянию. Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси изгибаемого элемента в растянутой зоне, более 0,4 мм свидетельствует о превышении требований по второй группе предельного состояния и одновременно указывает на возможность достижения предела текучести арматурной стали, что сопряжено с потерей несущей способности конструкции.

Нормальные трещины имеют максимальную ширину раскрытия в крайних растянутых волокнах сечения элемента. Наклонные трещины начинают раскрываться в средней части

боковых граней элемента - в зоне действия максимальных касательных напряжений, а затем развиваются в сторону растянутой грани.

Образование наклонных трещин на опорных концах балок и прогонов свидетельствует о недостаточной их несущей способности по наклонным сечениям. Вертикальные и наклонные трещины в пролетных участках балок и прогонов свидетельствуют о недостаточной их несущей способности по изгибающему моменту. Раздробление бетона сжатой зоны сечений изгибаемых элементов указывает на исчерпание несущей способности конструкции;

В плитах возникают следующие трещины:

в средней части плиты, имеющие направление поперек рабочего пролета с максимальным раскрытием на нижней поверхности плиты;

на опорных участках, имеющие направление поперек рабочего пролета с максимальным раскрытием на верхней поверхности плиты;

радиальные и концевые, с возможным отпаданием защитного слоя и разрушением бетона плиты;

вдоль арматуры по нижней плоскости стены.

Трещины на опорных участках плит поперек рабочего пролета свидетельствуют о недостаточной несущей способности по изгибающему опорному моменту.

Характерно развитие трещин силового происхождения на нижней поверхности плит с различным соотношением сторон (рис. 2.4). При этом бетон сжатой зоны может быть не нарушен. Смятие бетона сжатой зоны указывает на опасность полного разрушения плиты.

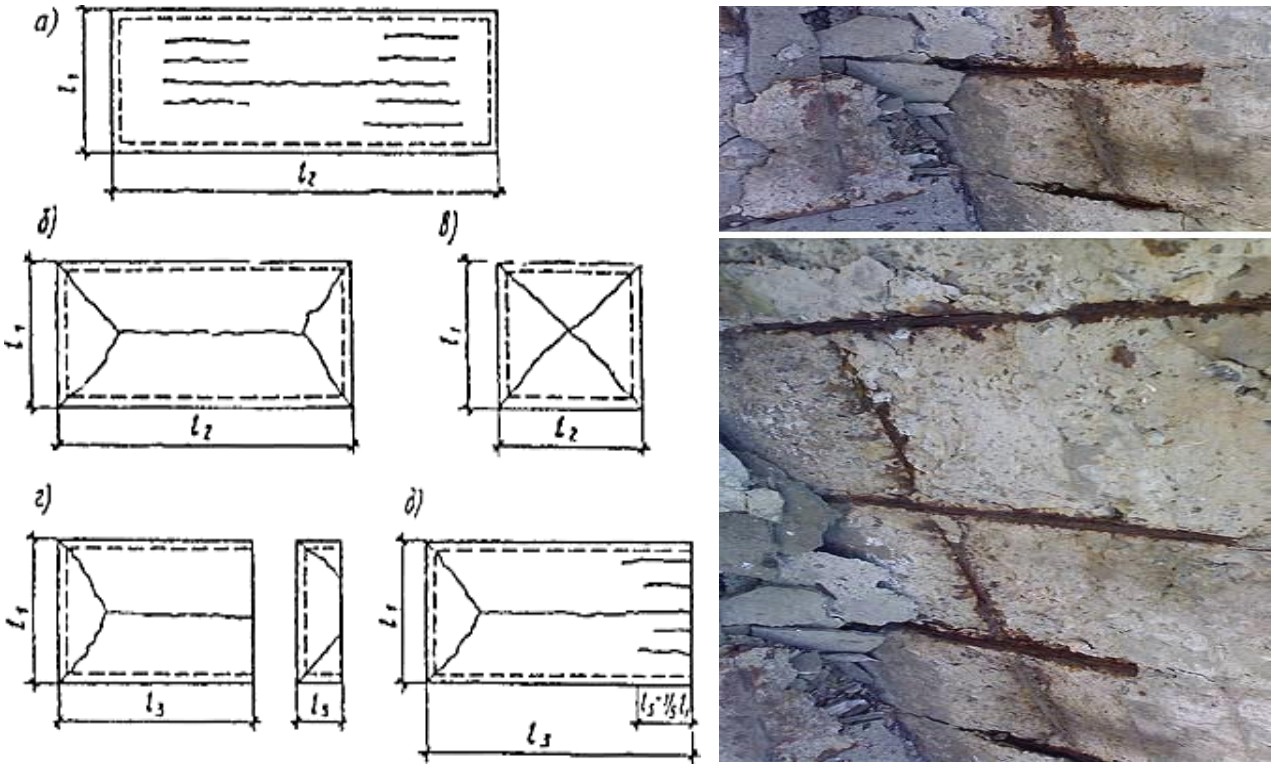


Рис. 2.4. Характерные трещины на нижней поверхности плит
а -работающих по балочной схеме при l_2/l_1 ³ 3; б - опертых по контуру при $l_2/l_1 < 3$; в - тоже при $l_2/l_1 = 1$; г - опертых по трем сторонам при l_3/l_1 £ 1,5; д - то же, при $l_2/l_1 > 1,5$

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. 2.5).

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.

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.

Появление в изгибаемых элементах поперечных трещин, практически перпендикулярной продольной оси элемента, проходящей через все сечение (рис. 2.6), может быть связано с воздействием дополнительного изгибающего момента в горизонтальной плоскости, перпендикулярной плоскости действия основного изгибающего момента(например, от горизонтальных сил, возникающих в подкрановых балках). Такой же характер имеют трещины в растянутых железобетонных элементах, но при этом трещины просматриваются на всех гранях элемента, опоясывая его.

Трещины на опорных участках и торцах железобетонных конструкций, ориентированные вдоль арматуры, указывают на нарушение анкеровки арматуры. Об этом же свидетельствуют и наклонные трещины в приопорных участках, пересекающие зону расположения предварительно напряженной арматуры и распространяющиеся на нижнюю грань края опоры (рис. 2.7).

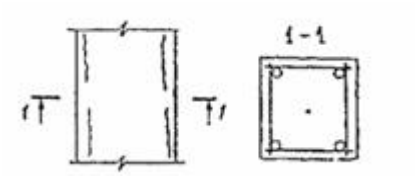


Рис. 2.5. Трещины вдоль продольной арматуры в сжатых элементах

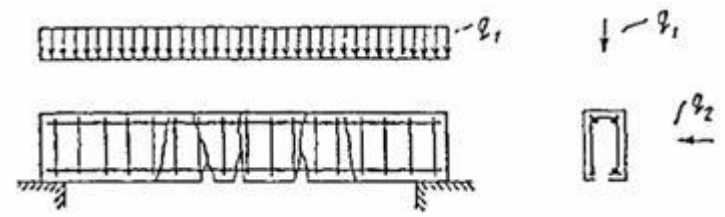


Рис. 2.6. Трещины по всей высоте сечений элементов, изгибаемых в двух плоскостях

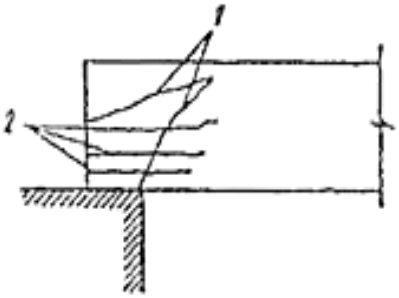


Рис. 2.7. Трещины в опорной части предварительно напряженного элемента
1 - при нарушении анкеровки напряженной арматуры; 2 - при недостаточности косвенного армирования сечения на действие усилия обжатия

Дефекты в виде трещин и отслоения бетона вдоль арматуры железобетонных элементов могут быть вызваны и коррозионным разрушением арматуры. В этих случаях происходит нарушение сцепления продольной и поперечной арматуры с бетоном. Нарушение сцепления арматуры с бетоном за счет коррозии можно установить простукиванием поверхности бетона (при этом прослушиваются пустоты).

Продольные трещины вдоль арматуры с нарушением сцепления ее с бетоном могут быть вызваны и температурными напряжениями при эксплуатации конструкций с систематическим нагревом свыше 300 °С или последствиях пожара.

В изгибаемых элементах, 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. Значения предельно допустимых прогибов для железобетонных конструкций приведены в табл.2.14.

Таблица 2.14. Значения предельно допустимых прогибов железобетонных конструкций

Элементы конструкций	Предельно допустимые прогибы
1. Балки	l/500
2. Перекрытия с плоским потолком и элементы покрытия, при пролетах, м:	
l < 6	*l*/200
6 £ l £ 7,5	3 см
l > 7,5	*l*/250
3. Перекрытия с ребристым потолком и элементы лестниц при пролетах, м:	
l < 5	*l*/200
5 £ l £ 10	*2,5 см*
l > 10	*l*/400
5. Навесные стеновые панели (при расчете из плоскости) при пролетах, м:	
l < 6	*l*/200
6 £ l £ 7,5	*3 см*
l > 7,5	*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.	

Определение и оценку состояния лакокрасочных покрытий железобетонных конструкций следует производить по методике, изложенной в ГОСТ 6992-68. При этом фиксируются следующие основные виды повреждений: растрескивания и отслоения, которые характеризуются глубиной разрушения верхнего слоя (до грунтовки), пузыри и коррозионные очаги, характеризуемые размером очага (диаметром), мм. Площадь отдельных видов повреждений покрытия выражают ориентировочно в процентах по отношению ко всей окрашенной поверхности конструкции (элемента).

Эффективность защитных покрытий при воздействии на них агрессивной производственной среды определяется по состоянию бетона конструкций после удаления защитных покрытий.

В процессе визуальных обследований производится ориентировочная оценка прочности бетона. В этом случае можно использовать способ простукивания, который основан на простукивании поверхности конструкции молотком массой 0,4-0,8 кг непосредственно по очищенному растворному участку бетона или по зубилу, установленному перпендикулярно поверхности элемента. При этом для оценки прочности принимаются минимальные значения, полученные в результате не менее 10 ударов. Более звонкий звук при простукивании соответствует более прочному и плотному бетону.

При наличии увлажненных участков и поверхностных высолов на бетоне конструкций определяют величину этих участков и причину их появления.

Результаты визуального осмотра железобетонных конструкций фиксируют в виде карты дефектов, нанесенных на схематические планы или разрезы здания, или составляют таблицы дефектов с рекомендациями по классификации дефектов и повреждений с оценкой категории состояния конструкций.

Внешние признаки, характеризующие состояния железобетонных конструкций по четырем категориям состояний, приведенным в табл. 1.6. п.1.3.

Железобетонные конструкции постоянно подвергаются воздействию внешней среды, в результате которого возникает **коррозия** материала. По характеру воздействий различают химическую, электрохимическую и механическую коррозию. Следует отметить, что граница между химической и электрохимической коррозией часто бывает условной и зависит от многих параметров окружающей среды.

При *химической коррозии* происходит непосредственное химическое взаимодействие между материалами конструкции и агрессивной средой, не сопровождающееся возникновением электрического тока. Химическая коррозия может быть газовой и жидкой, однако в обоих случаях отсутствуют электролиты.

При *электрохимической коррозии* коррозионные процессы протекают в водных растворах электролитов, во влажных газах, в расплавленных солях и щелочах. Характерным является возникновение электрических токов как результата коррозионного процесса, при этом в арматуре и закладных деталях одновременно протекают окислительный и восстановительный процессы.

Механическая коррозия (деструкция) имеет место в материалах неорганического происхождения (цементный камень, растворная составляющая бетона, заполнитель) и вызывается напряжениями внутри материала, достигающими предела его прочности на растяжение. Внутренние напряжения в пористой структуре материала возникают вследствие разных причин, среди которых кристаллизация солей, отложение продуктов коррозии, давление льда при замерзании воды в порах и капиллярах. В композиционных материалах, характерным представителем которых является бетон, внутренние напряжения в зоне контакта заполнитель – цементный камень возникает при резких сменах температур в результате разных коэффициентов линейно-температурного расширения.

Коррозия бетона. Бетон, как искусственный конгломерат, по составу исходных материалов достаточно долговечен и не нуждается в специальном уходе, если эксплуатируется в нормальных температурно-влажностных условиях и отсутствии агрессивной среды. В таких условиях работает относительно небольшой класс конструкций, расположенных внутри жилых и общественных зданий или же в сооружениях, эксплуатируемых в тёплых и сухих климатических районах.

Различаются три вида *физико-химической коррозии*.

Коррозия I вида. Внешним ее признаком является налёт на поверхности бетона в месте испарения или фильтрации свободной воды. Коррозия вызывается фильтрацией мягкой воды сквозь толщину бетона и вымыванием из него гидрата окиси кальция: $Ca(OH)_2$ (гашёная известь) и CaO (негашёная известь). В связи с этим происходит разрушение и других компонентов цементного камня: гидросиликатов, гидроалюминатов, гидроферритов, так как их стабильное существование возможно лишь в растворах $Ca(OH)_2$ определённой концентрации. Описанный процесс называется выщелачиванием цементного камня. Выщелачивание из бетона 16% извести приводит к снижению его прочности примерно на 20%, при 30%-ном выщелачивании прочность снижается уже на 50%. Полное исчерпание прочности бетона наступает при 40-50%-ной потере извести.

Следует учитывать, что если приток мягкой воды незначительный и она испаряется на поверхности бетона, то гидрат окиси кальция не вымывается, а остаётся в бетоне, уплотняет его, тем самым прекращая его дальнейшую фильтрацию. Этот процесс называется *самозалечиванием* бетона.

Коррозии I вида особо подвержены бетоны на портландцементе. Стойкими оказываются бетоны на пуццолановом портландцементе и шлакопортландцементе с гидравлическими добавками.

Коррозии II вида. Характерным для коррозии II вида является химическое разрушение компонентов бетона (цементного камня и заполнителей) под воздействием кислот и щелочей.

Кислотная коррозия цементного камня обусловлена химическим взаимодействием гидрата окиси кальция с кислотами:

а) соляной: $Ca(OH)_2+2HCl=CaCl_2+H_2O$;

б) серной: $Ca(OH)_2+H_2SO_4=CaSO_4+H_2O$;

в) азотной: $Ca(OH)_2+H_2NO_3=Ca(NO)_3+H_2O$,

в результате чего $Ca(OH)_2$ разрушается.

При фильтрации кислотных растворов через толщу бетона продукты разрушения вымываются, его структура делается пористой, и конструкция утрачивает несущую способность. Таким образом, скорость коррозии возрастает с увеличением концентрации кислоты и скорости фильтрации.

Влияния углекислоты на бетон неоднозначно. При малой концентрации CO_2 углекислота, взаимодействую с известью, карбонизует её, т.е.

$Ca(OH)_2+H_2CO_3=CaCO_3+2H_2O$

Образующийся в результате химической реакции карбонат кальция $CaCO_3$ является малорастворимым, поэтому концентрации его на поверхности предохраняет бетон от разрушения в зоне контакты с водной средой, увеличивает его физическую долговечность.

При высокой концентрации CO_2 углекислота реагирует с карбонатом, превращая его в легкорастворимый бикарбонат $Ca(HCO_3)_2$, который при фильтрации агрессивной воды вымывается из бетона, существенно снижая его прочность.

Таким образом, скорость разрушения бетона, с одной стороны, зависит от толщины карбонизированного слоя, а с другой – от притока раствора углекислоты.

В реальных конструкциях процесс коррозии бетона оценивается по результатам анализа продуктов фильтрации: если в фильтрате обнаруживается бикарбонат $Ca(HCO_3)_2$, то

это свидетельствует о развитии коррозии. Безопасным для бетона считается раствор углекислоты с содержанием CO_2 < 15 мг/л и скоростью фильтрации менее 0,1 м/с.

Следует отметить, что при концентрации растворов кислот выше 0,0001N, практически все цементные бетоны, за исключением кислотоупорных, быстро разрушаются. Однако при этом более стойкими оказываются бетоны плотной структуры на портландцементе.

Стойкость бетонов в кислотной среде также зависит от вида заполнителей. Менее подвержены разрушению заполнители силикатных пород (гранит, сиенит, базальт, песчаник, кварцит).

Щелочная коррозия цементного камня происходит при высокой концентрации щелочей и положительной температуре среды. В этих условиях растворяются составляющие цементного клинкера (кремнезём и полуторные окислы), что и вызывает разрушение бетона. Более стойкими к щелочной коррозии являются бетоны на портландцементе и заполнителях карбонатных пород.

К особо агрессивным средам, вызывающим коррозию II вида, следует отнести:

а) свободные органические кислоты (например, уксусная, молочная), растворяющие кальций;

б) сульфаты, способствующие образованию сульфоалюмината кальция или гипса;

в) соли магния, снижающие прочность соединений, содержащих известь;

г) соли аммония, разрушающе действующие на композиты, содержащие известь.

Помимо названных химикатов вредными для бетона являются растительные и животные жиры и масла, так как они, превращая известь в мягкие соли жирных кислот, разрушают цементный камень.

Коррозия III вида. Признаком кристаллизационной коррозии III вида является разрушение структуры бетона продуктами кристаллообразования солей, накапливающихся в порах и капиллярах.

Кристаллизация солей может идти двумя путями:

а) химическим взаимодействием агрессивной среды с компонентами камня;

б) подсосом извне соляных растворов.

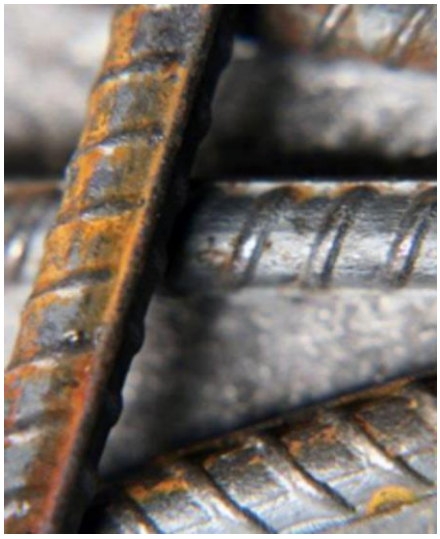
И в том и в другом случаях кристаллы соли выпадают в осадок, кальматирую (заполняя) пустоты в бетоне. На начальном этапе это позитивный процесс, ведущий к уплотнению бетона и повышению его прочности. Однако в последующем продукты кристаллизации настолько увеличиваются в объёме, что начинают рвать структурные связи, приводя к интенсивному трещинообразованию и многочисленным локальным разрушениям бетона.

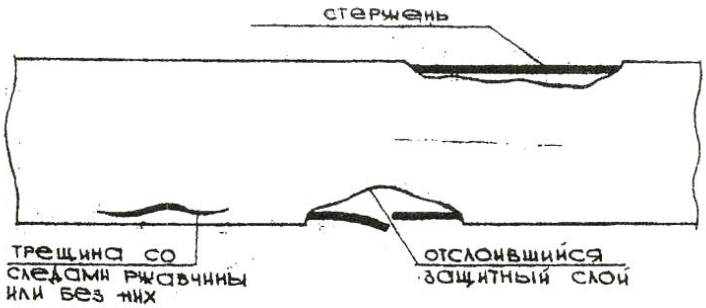
Определяющим фактором кристаллизационной коррозии является наличие в водных растворах сульфатов кальция, магния, натрия, способных при взаимодействии с трёхкальциевым гидроалюминатом цемента образовывать кристаллы. Следовательно, к более стойким к коррозии III вида следует относить такие бетоны, в которых использованы цементы с низким содержанием трёхкальциевого алюмината, а именно: в портландцементе – до 5%, в пуццолановом и шлакопортландцементе – до 7%.

Физико-механическая деструкция (разрушение) бетона при периодическом замораживании и оттаивании характерна для многих конструкций, незащищённых от атмосферных воздействий (козырьки, балконы, лоджии). Разрушающих факторов при замораживании бетона в водонасыщенном состоянии несколько: кристаллизационное давление льда; гидравлическое давление воды, возникающее в капиллярах вследствие отжатия ее из зоны замерзания; различие в коэффициентах линейного расширения льда и скелета материала и пр.

Постепенное разрушение бетона при замораживании происходит вследствие накопления дефектов, образующихся во время отдельных циклов. Скорость разрушения зависит от степени водонасыщения бетона, пористости цементного камня, вида заполнителя. Более морозостойки бетоны плотной структуры с низким коэффициентом водопоглащения.

Коррозия арматуры. Арматура в бетоне играет исключительно важную роль, так как воспринимает растягивающее напряжение от внешней нагрузки, обеспечивая прочность конструкции, поэтому коррозия арматуры недопустима.





Рассмотрим некоторые химические процессы, обусловливающие защитные и разрушительные факторы, воздействующие на арматуру.

Под влиянием щелочной среды цементного бетона (pH=12,5-12,6) стальная арматура пассивируется, т.е. защищается от окисления. Однако щелочность защитного слоя бетона в результате воздействия воды и содержащихся в воздухе двуокисей углерода CO_2 и серы SO_2 постепенно снижается, и, если она оказывается ниже значений pH=9,5, в арматуре начинаются окислительные процессы.

Последовательность образования агрессивной среды и депассивация арматуры происходит следующим образом:

образование и воздействие углекислоты

$CO_2+H_2O=H_2CO_3$,

которая, реагирую с окисью кальция, содержащейся в бетоне, образует карбонат кальция и остаточную воду

$H_2CO_3CaO=CaCO_3+H_2O$

(указанная реакция протекает в течение нескольких лет, понижаю величину pH в защитном слое бетона на 2,5-4 ед.);

образование и воздействие серной кислоты

$SO_2+H_2O= H_2SO_4$,

которая, реагируя с окисью кальция, образует гипс и остаточную воду

$H_2SO_4+CaO=CaSO_4+H_2O$,

(в результате этой реакции величина pH дополнительно может снижаться на 1-3ед., достигая велицины pH=6(7).

Скорость депассивации арматуры зависит главным образом от толщины защитного слоя бетона и степени агрессивности среды.

Виды коррозии арматуры

Коррозия арматуры может быть вызвана разными неблагоприятными факторами, обусловливающими химическое и электрохимическое воздействие. К ним относятся растворы кислот, щелочей, солей, влажные газы, природные и промышленные воды, а также блуждающие токи.

В кислотах, не обладающих окислительными свойствами (соляная кислота), стальная арматура сильно корродирует в результате образования растворимых в воде и кислоте продуктов коррозии, причём с увеличением концентрации соляной кислоты скорость коррозии возрастает.

В кислотах, обладающих окислительными свойствами (азотная, серная и др.), при высоких концентрациях скорость коррозии, наоборот, уменьшается из-за пассивации поверхности арматуры.

Скорость коррозии арматуры в щелочных растворах при pH>10 резко снижается из-за образования нерастворимых гидратов закиси железа. Растворы едких щелочей и карбонаты щелочных металлов практически не разрушают арматуру, если их концентрация не превышает 40%.

Солевая коррозия арматуры зависит от природы анионов и катионов, содержащихся в водных растворах солей.

Таблица 2.15. Требования к бетону конструкций, эксплуатируемых в агрессивных средах

Плотность бетона	**Условное обозначение**	**Показатели, характеризующие плотность бетона**		
		марка бетона по водонепроницаемости	**водопоглащение, %, по массе**	**водоцементные отношения, не более**
Нормальная	Н	В-4	5,7-4,8	0,6
Повышенная	П	В-6	4,7-4,3	0,55
Особо высокая	О	В-8	4,2 и менее	0,45

В присутствии сульфатов, хлоридов и нитратов щелочных металлов, хорошо растворимых в воде, солевая коррозия усиливается. И, наоборот, присутствие карбонатов и фосфатов, образующих нерастворимые продукты коррозии на анодных участках, способствует затуханию коррозии. На интенсивность солевой коррозии арматуры влияет кислород, который окисляет ионы двухвалентного железа и понижает перенапряжение водорода на катодных участках. С повышением концентрации кислорода скорость коррозии увеличивается.

Рассматривая воздействие газов, следует особо отметить агрессивность окислов азота NO, NO_2, N_2O и хлора Cl, которые в присутствии влаги вызывают сильную коррозию арматуры.

Практика обследования железобетонных конструкций, соприкасающихся с грунтом, указывает на частные случаи разрушения арматуры блуждающими токами, которые появляются из-за утечек электроэнергии с рельсов электрифицированных железных дорог, работающих на постоянном токе, или других источников. В месте входа тока в конструкцию образуется катодная зона, а в месте выхода – анодная, или зона коррозии. Опыты показывают, что блуждающие токи распространяются на десятки километров в стороны от источника, практически не утрачивая силы тока, которая может достигать сотни ампер. Расчёты с использованием закона Фарадея показывают, что ток силою всего в 1-2 А, стекая с конструкции, в течение года может уносить до 10кг железа. Обычно скорость разрушения арматуры блуждающими токами заметно превышает скорость разрушения от химической

коррозии. Опасной для конструкции считается плотность тока При анализе агрессивных воздействий на железобетонные конструкции учитываются факторы, сопутствующие коррозии арматуры, и, кроме того, разрабатываются соответствующие защитные мероприятия.

Таблица 2.16. Требования к плотности и толщине защитного слоя бетона

Степень агрессивного воздействия	**Минимальная толщина защитного слоя бетона, мм, для конструкций, эксплуатируемых**			**Плотность бетона конструкций, армированных сталью, классов**		
	в газообразной среде		**в жидкой среде**	**AI, AII, AIII, AIV, BpI**	**ВП, ВРП, каналы**	**AV, AVI, Ат-IVC, АтV, АтVI**
	ребристых плит, балок	ферм, колонн				
Слабая	15	20	25	Н	П	П
Средняя	15	20	30	П	О	О
Сильная	20	25	35	О	О	Не допускается

Для большинства конструкций, соприкасающихся с воздухом, карбонизация является характерным процессом, который ослабляет защитные свойства бетона. Карбонизацию бетона может вызвать не только углекислый газ, имеющийся в воздухе, но и другие кислые газы, содержащиеся в промышленной атмосфере. В процессе карбонизации углекислый газ воздуха проникает в поры и капилляры бетона, растворяется в перовой жидкости и реагирует с гидроалюминатом окиси кальция, образуя слаборастворимый карбонат кальция. Карбонизация снижает щелочность содержащейся в бетоне влаги, что способствует снижению так называемого пассивирующего (защитного) действия щелочных сред и коррозии арматуры в бетоне.

Для определения степени коррозионного разрушения бетона (степени карбонизации, состава новообразований, структурных нарушений бетона) используются физико-химические методы.

Исследование химического состава новообразований, возникших в бетоне под действием агрессивной среды, производится с помощью дифференциально-термического и рентгено-структурного методов, выполняемых в лабораторных условиях на образцах, отобранных из эксплуатируемых конструкций.

Изучение структурных изменений бетона производится с помощью ручной лупы, дающей небольшое увеличение. Такой осмотр позволяет изучить поверхность образца, выявить наличие крупных пор, трещин и других дефектов.

С помощью микроскопического метода можно выявить взаимное расположение и характер сцепления цементного камня и зерен заполнителя; состояние контакта между бетоном и арматурой; форму, размер и количество пор; размер и направление трещин.

Определение глубины карбонизации бетона производят по изменению величины водородного показателя pH.

В случае если бетон сухой, смачивают поверхность скола чистой водой, которой должно быть столько, чтобы на поверхности бетона не образовалась видимая пленка влаги. Избыток воды удаляют чистой фильтровальной бумагой. Влажный и воздушно-сухой бетон увлажнения не требует.

На скол бетона с помощью капельницы или пипетки наносят 0,1%-ый раствор фенолфталеина в этиловом спирте. При изменении pH от 8,3 до 14 окраска индикатора изменяется от бесцветной до ярко-малиновой. Свежий излом образца бетона в

карбонизированной зоне после нанесения на него раствора фенолфталеина имеет серый цвет, а в некарбонизированной зоне приобретает ярко-малиновую окраску.

Примерно через минуту после нанесения индикатора измеряют линейкой с точностью до 0,5 мм расстояние от поверхности образца до границы ярко окрашенной зоны в направлении, нормальном к поверхности. Измеренная величина есть глубина карбонизации бетона. В бетонах с равномерной структурой пор граница ярко окрашенной зоны расположена обычно параллельно наружной поверхности. В бетонах с неравномерной структурой пор граница карбонизации может быть извилистой. В этом случае необходимо измерять максимальную и среднюю глубину карбонизации бетона.

Факторы, влияющие на развитие коррозии бетонных и железобетонных конструкций, делятся на две группы: связанные со свойствами внешней среды - атмосферных и грунтовых вод, производственной среды и т.п., и обусловленные свойствами материалов (цемента, заполнителей, воды и т.п.) конструкций.

Для эксплуатируемых конструкций очень трудно определить, сколько и каких химических элементов осталось в поверхностном слое и способны ли они дальше продолжать свое разрушающее действие. Оценивая опасность коррозии бетонных и железобетонных конструкций, необходимо знать характеристики бетона: его плотность, пористость количество пустот и др. При обследовании технического состояния конструкций эти характеристики должны находиться в центре внимания обследователя.

Разрушение арматуры в бетоне обусловлено потерей защитных свойств бетона и доступом к ней влаги, кислорода воздуха или кислотообразующих газов. Коррозия арматуры в бетоне является электрохимическим процессом. Поскольку арматурная сталь неоднородна по структуре, как и контактирующая с ней среда, создаются все условия для протекания электрохимической коррозии.

Коррозия арматуры в бетоне возникает при уменьшении щелочности окружающего арматуру электролита до pH, равного или меньше 12, при карбонизации или коррозии бетона.

При оценке технического состояния арматуры и закладных деталей, пораженных коррозией, прежде всего необходимо установить вид коррозии и участки поражения. После определения вида коррозии необходимо установить источники воздействия и причины коррозии.

Толщина продуктов коррозии определяется микрометром или с помощью приборов, которыми замеряют толщину немагнитных противокоррозионных покрытий на стали (например, ИТП-1, МТ-30Н и др.).

Для арматуры периодического профиля следует отмечать остаточную выраженность рифов после зачистки.

В местах, где продукты коррозии стали хорошо сохраняться, можно по их толщине ориентировочно судить о глубине коррозии по соотношению

$$d_k \approx 0{,}6 d_{pk},$$

где d_k - средняя глубина сплошной равномерной коррозии стали;

d_{pk} -толщина продуктов коррозии.

Выявление состояния арматуры элементов железобетонных конструкций производится путем удаления защитного слоя бетона с обнажением рабочей и монтажной арматуры.

Обнажение арматуры производится в местах наибольшего ее ослабления коррозией, которые выявляются по отслоению защитного слоя бетона и образованию трещин и пятен ржавой окраски, расположенных вдоль стержней арматуры.

Диаметр арматуры измеряется штангенциркулем или микрометром.

В местах, где арматура подвергалась интенсивной коррозии, вызвавшей отпадание защитного слоя, производится тщательная зачистка ее от ржавчины до появления металлического блеска.

Степень коррозии арматуры оценивается по следующим признакам: характеру коррозии, цвету, плотности продуктов коррозии, площади пораженной поверхности, площади поперечного сечения арматуры, глубине коррозионных поражений.

При сплошной равномерной коррозии глубину коррозионных поражений определяют измерением толщины слоя ржавчины, при язвенной -измерением глубины отдельных язв. В первом случае острым ножом отделяют пленку ржавчины и толщину ее измеряют штангенциркулем. При этом принимается, что глубина коррозии равна либо половине толщины слоя ржавчины, либо половине разности проектного и действительного диаметров арматуры.

При язвенной коррозии рекомендуется вырезать куски арматуры, ржавчину удалить травлением (погружая арматуру в 10%-ный раствор соляной кислоты, содержащий 1% ингибитора-уротропина) с последующей промывкой водой. Затем арматуру необходимо погрузить на 5 мин. в насыщенный раствор нитрата натрия, вынуть и протереть. Глубину язв измеряют индикатором с иглой, укрепленной на штативе.

Глубину коррозии определяют по показанию стрелки индикатора как разность показания у края и дна коррозионной язвы.

При выявлении участков конструкций с повышенным коррозионным износом, связанным с местным (сосредоточенным) воздействием агрессивных факторов, рекомендуется в первую очередь обращать внимание на следующие элементы и узлы конструкций:

верхние части колонн, находящиеся внутри кирпичных стен;

низ и базы колонн, расположенные на уровне или ниже уровня пола;

участки колонн многоэтажных зданий, проходящие через перекрытие;

участки плит покрытия, расположенные вдоль ендов, у воронок внутреннего водостока, у торцов здания.

В 2008 г. новым владельцем общежития было принято решение переоборудовать здание под жилой дом. В процессе проведения реконструкционных работ произошло обрушение стены первого этажа из-за непродуманной перепланировки, что повлекло за собой падение железобетонных перекрытия 1-5 этажей.

Оценка прочностных и деформативных характеристик бетонных и железобетонных конструкций реконструируемых зданий является наиболее трудоемкой и важной операцией. Достоверные результаты способствуют принятию решения по сохранению конструкций здания, предотвращению аварийных ситуаций, разборке и ограждению зоны аварийных конструкций.

Наиболее опасными являются дефекты, полученные при возведении монолитных конструкций и производстве работ при отрицательных температурах. В этом случае из-за неравномерностей температурных полей возникают дополнительные напряжения, приводящие не только к образованию трещин, но и к нарушениям структуры бетона, снижению физико-механических характеристик, адгезии арматуры с бетоном.

Бетонирование монолитного жилого дома «Ниагара» в г. Ижевске в аномально холодном феврале 2006 г. Бетон проморожен, повсюду имеются каверны и раковины в местах сопряжения оголовков колонн и плит перекрытия. У колонн визуально наблюдается нарушение соостности. Пятно на торцевых конструкциях свидетельствует, что по внутренней поверхности опалубки стекала вода при замерзании бетона.

Трудноисправимые дефекты возникают при ранней распалубке монолитных конструкций. Так, при распалубке перекрытий, не достигших прочности 70% $R_б$, наблюдаются высокие деформации (прогибы), восстановление которых представляет достаточно большие трудности. Увеличение скорости нагружения стеновых конструкций, превышающей интенсивность набора прочности бетоном, приводит к возникновению опасных напряжений.

Оценка повреждения железобетонных конструкций классифицируется как слабая при снижении несущей способности до 15%, средняя - до 25%, сильная - до 50% и полная - свыше 50 %.

Получение достоверных данных о состоянии железобетонных конструкций связано со степенью точности натурных исследований. На основании полученных результатов дается оценка остаточной несущей способности и эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций. В основе оценки заложен принцип расчета несущей способности и эксплуатационной пригодности согласно СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции». На первом этапе определяются несущая способность сечений, прогибы, ширина раскрытия трещин. Эти данные сравниваются с реальным состоянием конструктивных элементов.

$$F \le F_n\left(S, R_{bn}, \gamma_b^{-1}, \gamma_{bi}, R_{sn}, \gamma_s^{-1}, \gamma_{si}\right)$$

Если $a_{crc} \le [a_{crc}]$; $f \le [f]$,то конструкция считается пригодной к дальнейшей эксплуатации без усиления или восстановления.

Здесь приняты обозначения: F - фактическое внешнее усилие (продольная сила N, изгибающий момент M, поперечная сила Q); F_n - теоретическая несущая способность сечения элемента; S - фактические геометрические размеры сечения; R_{bn} - нормативное сопротивление бетона, определенное по фактической кубиковой прочности бетона R_{sn}, g_b - коэффициент надежности по бетону; g_{bi} - коэффициент условий работы бетона конструкций.

По фактическому значению средней кубиковой прочности бетона, полученной в результате прямых или неразрушающих методов диагностики, определяется коэффициент $K_{из}$. Затем по СНиП52-01-2003 устанавливаются класс бетона и все характеристики, необходимые для расчета железобетонных конструкций.

Коэффициент изменчивости свидетельствует о степени повреждения материала конструкций. При его значениях менее 0,8 эксплуатация конструкций без дополнительных мероприятий по разгрузке и временного крепления недопустима. В этом случае целесообразность расчета отпадает, так как требуется принятие более радикальных решений. Если $K_{из} \ge 0{,}8$, то производится расчет конструкций. При расчете принимается фактическая площадь сечения арматуры с учетом коэффициента K_d, учитывающего степень ослабления площади сечения арматуры коррозией

$$K_d = \frac{d_0^2 - \left\{\bar{d}_k\right\}_{0,95}^2}{d_0^2} 100,$$

где d_0 - исходный диаметр арматуры; $\left\{\bar{d}_k\right\}_{0,95}$ - средний сохранившийся диаметр прокоррозированной арматуры с доверительной вероятностью 0,95.

$$\left\{\bar{d}_k\right\}_{0,95} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{n} - t_{0,95}\frac{S_{dk}}{\sqrt{n}},$$

где d_i - выборочные значения диаметра; S_{dk} - среднее квадратичное отклонение; $t_{0,95}$ - коэффициент Стьюдента; R_{sn} - нормативное сопротивление арматуры; g_s - коэффициент надежности по арматуре; g_{si} - коэффициент условий работы арматуры; a_{crc}, f - расчетная ширина раскрытия трещин и прогиб, вычисленные при фактических прочностных характеристиках бетона и арматуры; $[a_{crc}]$, $[f]$ - допустимые ширина раскрытия трещин и прогиб.

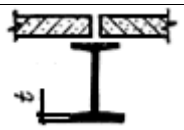
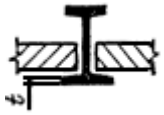
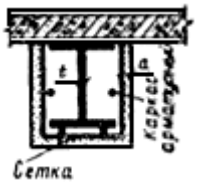
Если в результате расчета разница между полученными и допустимыми по нормам значениями не превышает 25%, то выполняются расчеты второго этапа, где методами статического моделирования определяются надежность конструкции и ее безотказная работа по первой и второй группам предельных состояний.

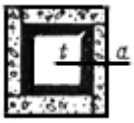
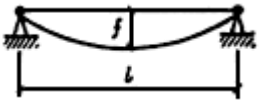
В случае невыполнения одного из неравенств конструкцию необходимо усилить.

2.4. Обследование стальных конструкций

Как уже было отмечено в п. 1.3, металлические конструкции в жилых зданиях применялись с крайней осторожностью, поскольку являлись «мостиком холода» и крайне подвержены коррозии. Кроме того, согласно «Пособия по определению пределов огнестойкости конструкций, пределов распространения огня по конструкциям и групп возгораемости материалов» **(к СНиП II-2-80)**, разработанному ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР (от 19 декабря 1984 г. № 351/л.) по стандарту СЭВ 1000-78 металлические конструкции имеют невысокий предел огнестойкости и нуждаются в защите.

Таблица 2.15. Пределы огнестойкости несущих металлических конструкций

№ п.п.	Краткая характеристика конструкций	Схема конструкции (сечение)	Размеры, см	Предел огнестойкости, ч	Предельное состояние по огнестойкости
1	2	3	4	5	6
1	Стальные балки, прогоны, ригели и статически определимые фермы, при опирании плит и настилов по верхнему поясу, а также колонны и стойки без огнезащиты с приведенной толщиной металла t_{red}, указанной в графе 4		t_{red} = 0,3 0,5 1 1,5 2 3	0,12 0,15 0,25 0,3 0,35 0,45	I
2	Стальные балки, прогоны, ригели и статически определимые фермы при опирании плит и настилов на нижние пояса и полки конструкции с толщиной металла t нижнего пояса, указанной в графе 4		t = 0,5 1 1,5 2 2,5 3 4	0,3 0,35 0,45 0,50 0,55 0,6 0,7	I
3	Стальные балки перекрытий и конструкций лестниц при огнезащите по сетке слоем бетона или штукатурки		a = 1 2 3	0,75 1,5 2,5	IV
4	Стальные конструкции с огнезащитой из теплоизоляционной штукатурки с заполнителем из перлитового песка, вермикулита и гранулированной ваты при толщине штукатурки a, указанной в графе 4, и при минимальной толщине элемента сечения t, мм				IV
	4,5-6,5		a = 2,5 3	0,75 1	
	6,6-10		2 2,5	0,75 1	

			5,5	2,5	
	10,1-15		1,5	0,75	
			2	1	
			4	2,5	
	15,1-20		1,2	0,75	
			1,5	1	
			3	2,5	
	20,1-30		0,8	0,75	
			1	1	
			2,5	2,5	
	30,1-50		0,5	0,75	
			1	1	
			2	2,5	
5	Стальные стойки и колонны с огнезащитой				
	а) из штукатурки по сетке или из бетонных плит		a = 2,5	0,75	IV
			5	2	
			6	2,5	
	б) из сплошных керамических и силикатных кирпича и камней		a = 6,5	2	
			12,5	5	
	в) из пустотелых керамических и силикатных кирпича и камней		a = 12	4,5	
	г) из гипсовых плит		a = 3	1	
			6	4	
	д) из керамзитовых плит		a = 4	1,1	
			5	1,5	
			7	2	
			8	2,5	IV
6	Стальные конструкции с огнезащитой:				
	а) вспучивающимся покрытием ВПМ-2 (ГОСТ 25131-82) при расходе 6 кг/м^2 и при толщине покрытия после высушивания не менее 4 мм		a = 0,4	0,75	
	б) покрытием по стали огнезащитным фосфатным (по ГОСТ 23791-79)		a = 1	0,5	
			2	1	
			3	1,5	
			4	2	
			5	3	
7	Покрытие мембранного типа:		$f / l \leq$ 0,0125	0,8	IA
	а) из стали марки Ст3кп при толщине листа ≥ 1,2 мм				

	б) из алюминиевого сплава АМГ-2П при толщине мембраны ≥ 1 мм;			0,05	
	то же, с огнезащитным вспучивающимся покрытием ВПМ-2 с расходом 6 кг/м^2.			0,6	

Примечание. Главтехнормирование Госстроя СССР письмом № 1-683 от 13.04.84 г. допустило принимать при проектировании зданий предел огнестойкости незащищенных стальных конструкций с приведенной толщиной металла до 1 см равным 0,25 ч.

Металлические конструкции считаются не распространяющими огонь (предел распространения огня по ним следует принимать равным нулю). Предел огнестойкости несущих металлических конструкций зависит от приведенной толщины металла t_{red}, которая определяется по формуле

$$t_{red} = \frac{A}{u},$$

где A - площадь поперечного сечения, см^2; u - обогреваемая часть периметра сечения, см.

Обогреваемый периметр металлических конструкций определяется без учета поверхностей, примыкающих к плитам, настилам перекрытий и стенам при условии, если предел огнестойкости этих конструкций не ниже предела огнестойкости обогреваемой конструкции.

Для ферм и других статически определимых конструкций, состоящих из элементов различного сечения, приведенная толщина металла определяется по наименьшему значению для всех нагруженных элементов.

Огнезащита металлических конструкций должна выполняться в соответствии с "Рекомендациями по применению огнезащитных покрытий для металлических конструкций" (М., Стройиздат, 1984 г.) и другими нормативными документами. При установлении предела огнестойкости стальных конструкций с огнезащитой - в качестве критической принимается температура 500 °С. Предел огнестойкости незащищенных стальных креплений, устанавливаемых по конструктивным соображениям без расчета, следует принимать равным 0,5 ч.

Противопожарные требования до недавнего времени резко ограничивали использование металлических конструкций в жилищном строительстве. Однако во II группе капитальности (см. п. 1.1) монолитные пути эвакуации выполнялись по металлическим тетивам и косоурам. Как мы видим из п. 3 табл. 2.15, подобная конструкция обладает наибольшим пределом огнестойкости в 2,5 часа.

В начале 50-х годов прошлого столетия при строительстве первых московских высоток металлический каркас использовался в качестве жесткой арматуры монолитных конструкций. Московские высотки стали экспериментальной площадкой высотного строительства, где перерабатывался весь мировой опыт строительства небоскребов. Для первых экспериментальных построек в СССР по аналогу американской застройки был принят металлический каркас. В отличие от американского прототипа колонны основной части корпусов были приняты не двутавровыми, а замкнутого сечения со сварными поясами усиления. Практически все основные узлы соединений каркаса были выполнены жесткими - сварными. Болтовые соединения использовались, в основном, в качестве монтажных, после проверки соосности их накладки обваривались по контуру. Для придания дополнительной жесткости элементам каркаса и повышения огнестойкости несущих конструкций – вертикальные элементы каркаса омоноличивались.

Перекрытия в жилой части выполнялись традиционно – деревянными. Перекрытия холлов и всех прочих путей эвакуации были приняты монолитными. На строительстве высоток впервые были применены сборные плиты перекрытий в центральных холлах.

Кирпичная кладка каждого этажа опиралась на стальные ригели, передающие усилия на колонны. Помимо кирпича и гипсовых блоков при устройстве перегородок применялись пустотелые керамические блоки. Тогда же было установлено, что необходимо ограничить применение сравнительно хрупких тонкостенных керамических блоков для кладки внутренних стен и перегородок в месте примыкания к дверным проемам.

Рис. 2.8. Строительство московских высоток, 1951 г.

На первых этапах внедрения крупнопанельного жилья в начале 60-х годов прошлого века возводились каркасно-панельные здания, в которых несущими элементами являются колонны, балки и ригели, а стены монтировались из легких навесных панелей, состоящих из наружных железобетонных ребристых скорлуп, утепленных с внутренней стороны легкими теплоизоляционными материалами. Учитывая недостатки соединений сборных железобетонных деталей с закладными стальными сварными соединениями, подверженными коррозии вследствие образования трещин в швах деталей даже при незначительных деформациях, впоследствии ЦНИИЭП жилища был разработан

безметальный самозаклинивающий стык панельных конструкций. В таких стыках связь панелей обеспечивается самозаклиниванием сопрягающихся граней сборных элементов. Однако проблемы с закладными деталями каркасно-панельных зданий первых массовых серий составляют сегодня огромную проблему.

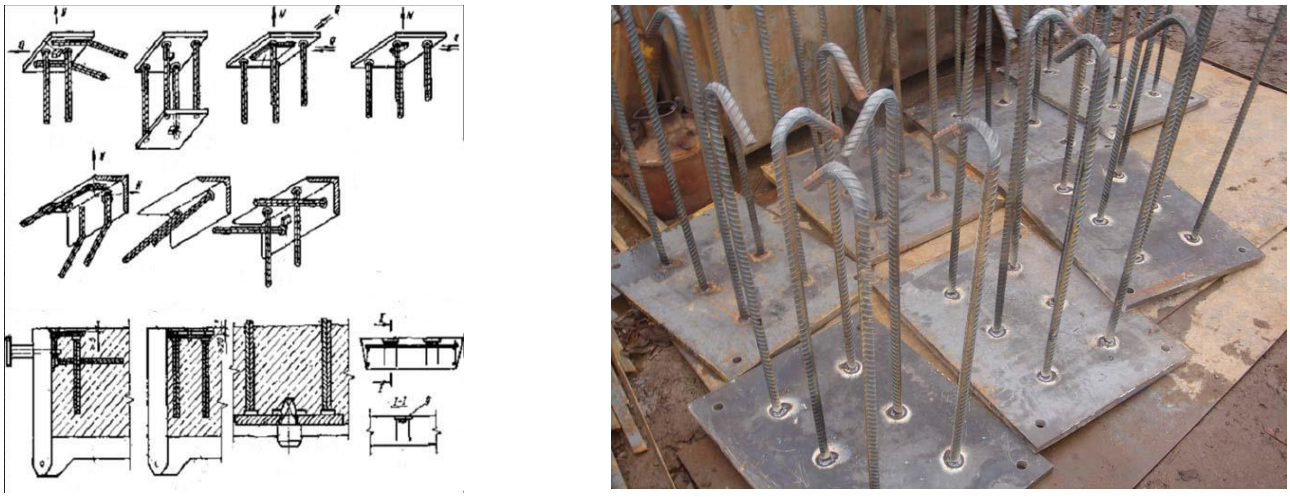
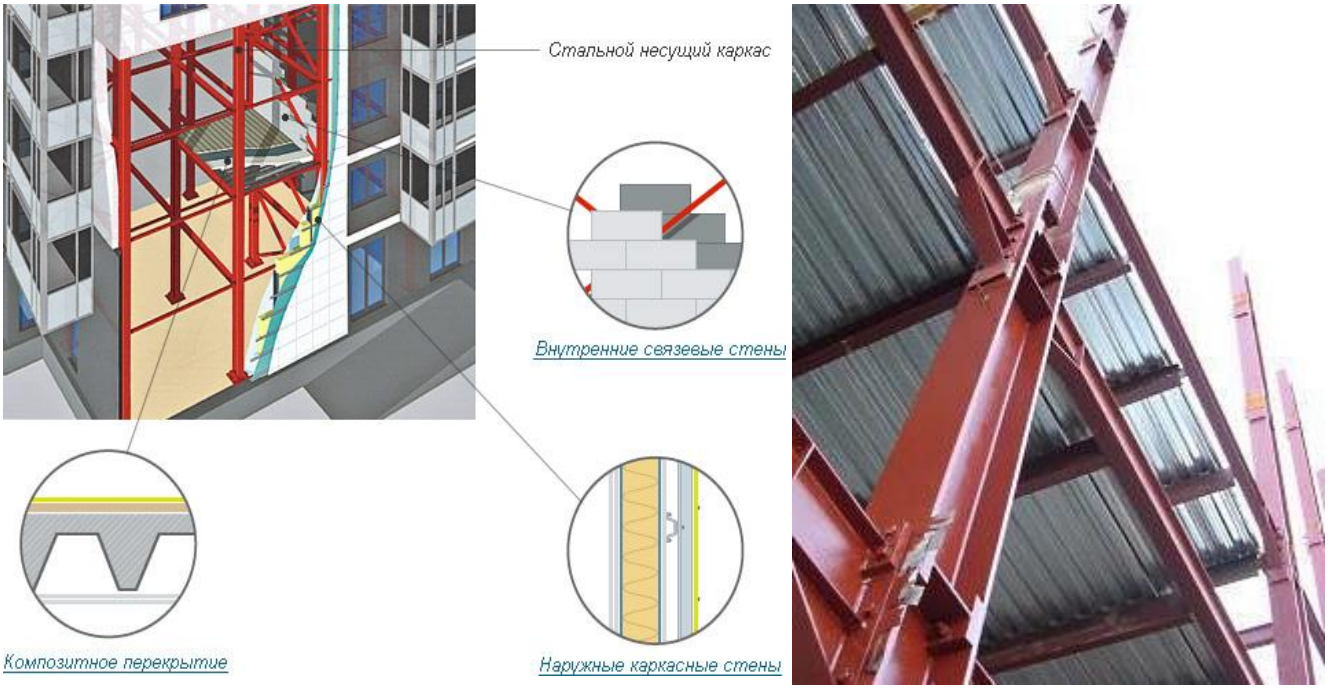


Рис.2.9. Конструкции закладных деталей:

В настоящее время, кроме массового применения металлических закладных деталей и различных метизов при устройстве вентилируемых фасадов жилых зданий повышенной этажности, работающих на границе теплообмена, т.е. в крайне то есть неблагоприятных условиях, - для жилых зданий средней и повышенной этажности предлагается металлический каркас. В качестве положительных качеств такой конструкции жилья отмечается более низкая нагрузка на фундамент и «экологическая чистота».

Поэтому кроме конструкций скатных покрытий на металлических несущих конструкциях, в жилых зданиях может встать задача обследования стального каркаса сооружения.



2.10. Предлагаемые конструкции современных жилых зданий на металлическим каркасе

При обследовании металлических конструкций, согласно СП 13-102-2003 «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений» (приняты постановлением Госстроя РФ от 21 августа 2003 г. N 153), необходимо определить качество стали, из которой изготовлены конструкции, установить марку стали, соответствие свойств стали стандарту на сталь этой марки и ее расчетным характеристикам.

Здание по адресу Невский пр. 28 в Санкт-Петербурге построено в 1902-1904 г.г. по проекту архитектора графа П.Ю. Сюзора в стиле модерн. Заказчиком строительства являлась американская компания АО "Зингер и К^0". Основной конструктивный элемент здания - металлический каркас здания: колонны, перемычки, ригели и балки. Кирпичные простенки – самонесущие. Колонны каркаса – двухэтажные, выполнены из двутавра №30, база колонн - чугунная. Стык колонн на уровне плинтуса пола. Все соединения – на заклепках и болтах. Перекрытия здания – металлические балки из двутавров № 24-26 Русского сортамента, опирающиеся на ригели каркаса, главные балки и кирпичные стены. Заполнение между балками – бетон на кирпичном бое. По результатам проведенных расчетов было установлено, что допускаемая полезная нагрузка на перекрытия 3-7 этажей не превышает величины 200 кг/м^2. Поясной лист купола полностью корродировал и удален при ремонте.

Для этого, по мере необходимости, определяют ее следующие характеристики:

- марку стали или ее аналог в соответствии с действующими ГОСТ и ТУ на поставку металла;
- прочностные характеристики - предел текучести, временное сопротивление;
- пластичность - относительное удлинение и относительное сужение;
- склонность к хрупкому разрушению - величину ударной вязкости при различных температурах и в результате старения; свариваемость (в необходимых случаях).

Регламентируемый комплекс свойств стали, требуемый для группы конструкций и условий их эксплуатации, устанавливается согласно СНиП II-23 (таблицы 50, 53). Исходными материалами для оценки качества стали являются рабочие чертежи и сертификаты на металл, электроды, сварочную проволоку, метизы, а также нормативные документы, действовавшие в период возведения объекта. При отсутствии рабочих чертежей или сертификатов, а также при недостаточности содержащихся в них сведений при обнаружении в конструкции повреждений, которые могли быть вызваны низким качеством стали (расслой, хрупкие трещины и т.д.), а также при изыскании резервов несущей способности конструкций определение качества стали производят путем лабораторного исследования образцов, изготовленных из проб, отобранных из обследуемых конструкций.

При лабораторном исследовании образцов стали, при необходимости, определяют химический состав, механические характеристики и другие показатели, необходимые для оценки состояния металла обследуемых конструкций. Из элементов конструкций пробы отбирают в местах с наименьшим напряжением - из неприкрепленных полок уголков, полок на концевых участках балок и т.п. При отборе пробы должна быть обеспечена прочность данного элемента конструкции, в необходимых случаях места отбора должны быть усилены или устроены страхующие приспособления.

Отбор проб металла из металлических конструкций, изготовление и испытание образцов стали с целью определения их характеристик производят в соответствии с техническим заданием или программой работ и с учетом требований стандартов. Порядок отбора проб (стружки) для определения химического состава производят в соответствии с ГОСТ 7565.

Химический анализ стали производят по ГОСТ 22536.0. Допускается производить определение химического состава стали методом фотоэлектрического спектрального анализа по ГОСТ 18895 и методом спектрографического анализа по ГОСТ 27809. Порядок отбора проб для механических испытаний образцов производят в соответствии с ГОСТ 7564. Изготовление образцов и их испытание на растяжение производят по ГОСТ 1497.

Нормативные значения предела текучести или временного сопротивления стали определяют на основании образцов, отобранных из конструкций и испытанных в соответствии с ГОСТ 1497, или назначают в соответствии с марками стали обследуемых конструкций в соответствии с нормами, действующими в период выплавки исследуемой стали. Марку стали устанавливают на основании химического или спектрального анализа путем сопоставления с нормами действующих стандартов.

Расчетные сопротивления стали R_y находят путем деления нормативных значений предела текучести R_{yn} на коэффициент надежности по материалу γ_m, который принимают:

для конструкций, изготовленных до 1932 г., и для сталей, у которых полученные при испытаниях значения предела текучести ниже 215 МПа, - 1,2;

для конструкций, изготовленных в 1932-1982 гг., и для сталей с пределом текучести ниже 380 МПа - 1,1;

для сталей с пределом текучести выше 380 МПа - 1,15; для конструкций, изготовленных после 1982 г., - по СНиП II-23.

Расчетные сопротивления стали не должны превышать значений, установленных ГОСТами, действовавшими в период выплавки исследуемой стали.

Для элементов конструкций, имеющих коррозионный износ с потерей более 25% площади поперечного сечения или остаточную после коррозии толщину 5 мм и менее, расчетные сопротивления должны умножаться на коэффициент, принимаемый равным 0,95 для слабоагрессивных сред жилых зданий и сооружений.

Для определения качества стали заклепок в **заклепочных соединениях** определяют химический состав металла заклепок и его временное сопротивление срезу. Химический состав стали заклепок определяют по ГОСТ 22536.0. Временное сопротивление срезу материала заклепок допускается определять по результатам испытаний на растяжение по ГОСТ 1497 стандартных цилиндрических образцов диаметром 10 мм, вырезанных из этих заклепок. При этом значение временного сопротивления срезу принимают равным произведению временного сопротивления разрыву на коэффициент 0,58.

Выявление повреждений заклепочных соединений производится их внешним осмотром и отстукиванием. Контроль состояния заклепок и болтов отстукиванием осуществляется молотком массой 0,3-0,5 кг на длинной рукоятке. При ударе слабая заклепка или болт издают глухой дребезжащий звук, а приложенный к ним палец ощущает дрожание. Неплотность соединений, подвижность заклепок обнаруживаются при отстукивании заклепок молотком. Ослабление заклепки обнаруживается также по ржавым подтекам из-под головки и по венчикам пыли вокруг нее. Неплотности прилегания головки к пакету и неплотности элементов в пакете контролируются с помощью набора щупов толщиной от 0,2 до 0,5 мм.

При определении механических свойств **стали болтов** производят испытание болтов на разрыв, испытание образцов на растяжение, измерение твердости, а в необходимых случаях определяют ударную вязкость. Для гаек измеряют твердость. Испытание болтов на разрыв производят с навинченной гайкой по ГОСТ 1759.0. Химический состав стали болтов определяют по ГОСТ 22536.0.

Расчетное сопротивление срезу R_{bs} и растяжению R_{bt} болтов, а также сжатию элементов, соединенных болтами, R_{bp} принимают по СНиП II-23. Если класс прочности болтов установить невозможно, то расчетное сопротивление принимают как для болтов класса прочности 4,6 при расчете на срез и класса прочности 4,8 при расчете на растяжение.

Высокопрочные болты не простукиваются. По внешнему виду они отличаются от обычных обязательным наличием шайб под каждой головкой.

Контроль узловых соединений, выполненных на высокопрочных болтах, производится в соответствии со следующими требованиями:

разболчивание соединений не допускается;

в затянутых на проектное усилие болтах концы их должны быть заподлицо с поверхностью гаек или выступать за нее;

контроль натяжения болтов может осуществляться закручиванием. В случае нанесения рисок при монтаже на металле и на гайке контроль может осуществляться визуально по положению рисок;

контроль натяжения по моменту закручивания производится тарировочным ключом, с помощью которого к гайке или головке болта прикладывается крутящий момент, необходимый для того, чтобы повернуть гайку или головку болта на 5° в направлении затяжки;

тарировочным ключом проверяется 10% болтов общего количества их в узле, но не менее двух;

при контроле затяжки болта крутящий момент должен превышать момент, обеспечивающий минимальное осевое натяжение, не менее чем на 5% и не более чем на 10% установленного расчетом болтовых соединений;

если при приложении контрольного крутящего момента не наблюдается поворота гайки или болта, значит, болты соединения имеют достаточное осевое натяжение. Если при приложении контрольного момента гайка или болт проворачивается раньше его достижения, то следует осуществить контроль всех высокопрочных болтов данного соединения.

Контроль качества **сварных соединений** металлических конструкций необходимо осуществлять методами, указанными в таблице 40 СНиП 3.03.01.

Для определения размеров катетов швов применяют универсальные шаблоны конструкции Красовского, Ушерова-Маршака, а также скобы для измерения толщины швов, снятые слепки и измерение с помощью угловой линейки. Скрытые дефекты швов обнаруживаются с помощью простукивания шва молотком весом 0,5 кг, при этом доброкачественный шов издает такой же звук, как и основной металл; глухой звук указывает на наличие дефекта.

На участке шва с предполагаемым скрытым дефектом производятся контрольное высверливание и травление отверстий 10-12%-ным водным раствором двойной соли хлорной меди и алюминия. Наплавленный металл при этом темнеет и на темном фоне просматриваются дефекты (непровар, шлаковые включения и т.п.). Диаметр сверла принимается на 2-3 мм больше ширины шва. Эта операция производится при необходимости выявления глубины непровара и внутренних повреждений швов.

При необходимости более тщательного исследования внутренних повреждений сварных швов и внутренних трещин элементов металлоконструкций следует применять физические методы контроля: ультразвуковой, рентгеновский, электромагнитный и др.

При оценке качества стали сварных соединений, по мере необходимости, определяют механические свойства металла шва испытанием на растяжение цилиндрических образцов из сварного шва, ударную вязкость металла шва и околошовной зоны при одной из отрицательных температур: минус 20°С или минус 40°С; прочность и пластичность стыковых сварных соединений - испытанием на растяжение и изгиб в холодном состоянии плоских образцов сварных соединений, твердость металла шва и околошовной зоны. Требования к образцам, к их отбору и к методам испытаний должны соответствовать ГОСТ 6996.

Расчетные сопротивления сварных соединений назначают с учетом марки стали, сварочных материалов, видов сварки, положения швов и способов контроля, используя указания СНиП 11-23. При отсутствии этих данных для угловых швов можно принять, что нормативное значение временного сопротивления металла швов R_{wun} равно нормативному значению временного сопротивления стали элемента R_{un}, умноженному на коэффициент надежности по материалу шва γ_{wm} = 1,25, коэффициент β_f = 0,7 и β_z = 1,0, коэффициент условий работы конструкций γ_c = 0,8; для растянутых стыковых швов расчетное сопротивление металла шва по пределу текучести R_{wy} = 0,55 R_y для конструкций, изготовленных до 1972 г., и R_{wy} = 0,85 R_y для конструкций, изготовленных после 1972 г.

При необходимости усиления конструкций с применением электросварки определяют свариваемость стали усиливаемых элементов путем сравнения их углеродного эквивалента, который не должен быть больше 0,62.

В чугунных конструкциях или их элементах определение качества чугуна производят путем лабораторного исследования его химического состава. Химический анализ чугуна производят по ГОСТ 22536.0.

Дефекты и повреждения стальных конструкций в зависимости от причин их вызывающих можно систематизировать на следующие группы:

1. Повреждения от силовых воздействий (статических и динамических) - разрывы, потеря устойчивости, трещины, расшатывание соединений и т.п.

2. Повреждения от механических воздействий - вмятины, прогибы, искривления, истирание и др.

3. Повреждения от физических воздействий - коробление и разрушение при высоких температурах, хрупкие трещины при отрицательных температурах.

4. Повреждения от химических (электрохимических и физико-химических) воздействий - коррозия металла.

Оценка степени конкретных повреждений производится по допускаемым отклонениям на соответствующие дефекты, регламентированные СНиП II-23-81*.

Оценка технического состояния конструкций по внешним признакам производится на основе определения следующих факторов:

геометрических размеров конструкций и их сечений;

наличия разрывов элементов конструкций;

наличия искривлений элементов;

состояния антикоррозионных защитных покрытий;

дефектов и механических повреждений;

состояния сварных, болтовых и заклепочных соединений;

степени и характера коррозии элементов и соединений;

отклонения элементов от проектного положения(расстояния между осями ферм, прогонами, отметок опорных узлов и ригелей и т.п.);

прогибов и деформаций.

Толщина элементов измеряется штангенциркулем с точностью до 0,05 мм; толщина элементов, имеющих доступ с одной стороны, измеряется с помощью ультразвуковых толщиномеров типа Кварц-6, Кварц-15;сечение сварных швов определяется с помощью шаблонов или снятием слепка пластиком; остальные размеры - с помощью стальной линейки и рулетки.

Для измерения толщины листа в слабо напряженной зоне может быть высверлено отверстие. При измерении толщины элементов могут быть использованы также коррозионно-метрические скобы. Каждый размер уточняется тремя измерениями в разных сечениях по длине элемента по защищенной поверхности.

Выявление трещин в металлических конструкциях производится путем тщательного визуального осмотра с использованием лупы с 6-8-кратным увеличением или микроскопа МИР-2.

Признаками наличия трещин могут быть подтеки ржавчины, выходящие на поверхность металла, и шелушение краски. Для уточнения наличия трещин можно хорошо заточенным зубилом снимать небольшую стружку вдоль предполагаемой трещины, раздвоение которой говорит о наличии трещин. Для выявления трещин можно пользоваться керосином. Для этого очищенная поверхность смачивается керосином, который проявляет очертание трещины.

Основными дефектами и повреждениями стальных конструкций, которые выявляются при визуальных натурных обследованиях, являются:

в элементах конструкций - прогибы отдельных элементов и всей конструкции, винтообразность элементов, выпучивания, местные прогибы, погнутость узловых фасонок, коррозия основного металла и металла соединений, трещины;

в сварных швах - дефекты формы шва (неполномерность, резкие переходы от основного металла к наплавленному, наплывы, неравномерная ширина шва, кратеры, перерывы) и дефекты структуры шва (трещины в швах или околошовной зоне, подрезы основного металла, непровары по кромкам и по сечению шва, шлаковые или газовые включения или поры);

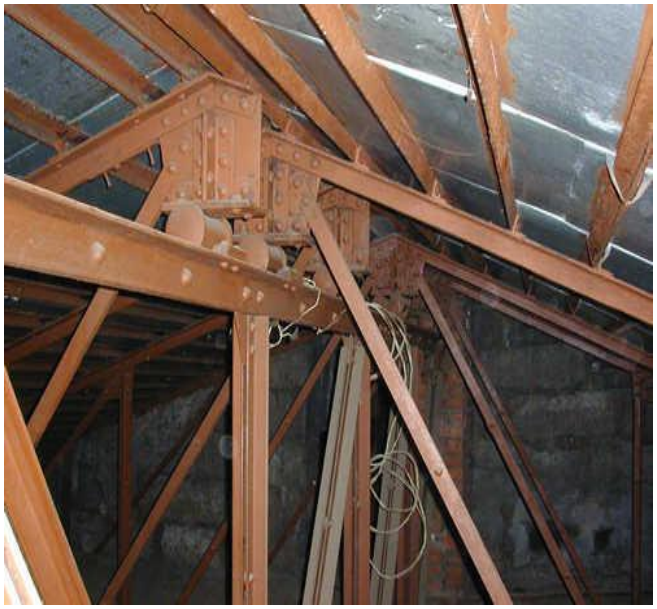
в заклепочных соединениях - зарубки, смещение с оси стержней и маломерность головок, избыток иди недостаток по высоте потайных заклепок, косая заклепка,

трещиноватость или рябина заклепки, зарубки металла отжимкой, неплотные заполнения отверстий телом заклепки, овальность отверстий, смещение осей заклепок от проектного положения;

дрожание и подвижность заклепок, отрыв головок, отсутствие заклепок, неплотное соединение пакета.

Помимо указанного в конструкциях из алюминиевых сплавов выявляются места их контакта с коррозиеактивным материалом.

Оценка категории технического состояния стальных конструкций по внешним признакам приводится в табл. I-8, п. 1.3. При обследовании отдельных видов стальных конструкций необходимо учитывать их особенности и условия эксплуатации.



Основной особенностью конструкций *стальных покрытий* является наличие тонкостенных и гибких стержней, имеющих сложную конфигурацию сечения. Конструкции покрытий имеют довольно четкую расчетную схему, дающую близкое соответствие теоретических расчетных и действительных усилий в элементах; вследствие этого конструкции покрытия имеют мало скрытых и неучтенных резервов несущей способности, и поэтому они очень чувствительны к общим и местным перегрузкам в период эксплуатации. Наиболее чувствительны к перегрузкам прогоны кровли, получающие остаточные прогибы и теряющие прямолинейность. Чувствительны к общим и местным нагрузкам сжатые стержни решетки в средней части ферм, имеющие большую длину и гибкость, которые могут потерять устойчивость.

Современные тенденции применения в конструкциях покрытий тонкостенных элементов толщиной 3-6 мм увеличивают опасность поражений их коррозией и требуют повышенного внимания к мероприятиям по антикоррозионной защите.

При обследовании конструкций покрытий следует особое внимание обращать на:

трещины в стыковых накладках и узловых фасонках поясов стропильных и подстропильных ферм, особенно растянутых элементов;

криволинейность поясов и решетки ферм, особенно сжатых элементов, остаточные прогибы ферм;

состояние узлов ферм, особенно опорных. Особенно тщательно должны проверяться на предмет выявления трещин фасонки узлов, к которым примыкают стержни с большими растягивающими усилиями.

Необходимо также выявлять наличие лишних монтажных швов, которые могут изменить статическую схему конструкции.

При опирании ферм через строганый торец следует проверить:

плотность контакта опорного ребра со столиком по всей его ширине визуально;

состояние монтажных стыков, особенно в растянутых элементах, наличие и качество сварных швов в них;

наличие соединительных прокладок в стержнях из спаренных уголков или швеллеров;

наличие эксцентриситетов в передаче нагрузки на узлы ферм (смещение прогонов или плит с осей узлов, подвеска грузов вне узлов);

отклонение плоскости ферм от вертикали с помощью отвеса;

наличие непредусмотренных проектом нагрузок или следов от них;

состояние узлов примыканий связей к фермам, особенно при болтовом соединении, наличие поперечных сварных швов на растянутых элементах ферм в месте крепления фасонок связей;

качество крепления элементов кровли или прогонов к верхним поясам ферм. При невозможности увидеть соответствующие сварные швы их наличие определяется с помощью зеркала или на ощупь;

наличие в прогонах искривлений, закручиваний, тяжей;

соответствие связей покрытий проекту, общие искривления и вырезы в них.

Особенность конструкции *стальных колонн* заключается в том, что их расчет производится на суммарное воздействие большого числа нагрузок, особенно при наличии мостовых кранов, вероятность одновременного воздействия которых весьма мала. Поэтому фактические усилия в колоннах при нормальной эксплуатации значительно меньше расчетных.

Сравнительно мощные сечения колонн при невысоких рабочих напряжениях обладают большими запасами несущей способности, а также лучше сопротивляются механическим воздействиям и имеют большую стойкость коррозии.

При обследованиях колонн и связей по колоннам необходимо уделить особое внимание:

общей геометрической форме колонн и соответствию их проектному положению;

местным прогибам, вмятинам и повреждениям поясов и элементов решетки, преимущественно в нижней части колонн, механическим повреждениям в местах технологических проездов и на участках складирования материалов;

монтажным стыкам колонн, качеству сварных швов в них;

искривлениям ветвей связей и элементов соединительной решетки;

состоянию узлов примыкания связей к колоннам, разрывам или искривлениям фасонок или разрушениям по сварным швам;

состоянию анкерных закреплений колонн в фундаментах;

состоянию узлов опирания подкрановых балок на консоли колонн;

трещинам в основном металле или сварных соединениях и в местах крепления подкрановых балок и тормозных конструкций к колоннам;

состоянию решеток сквозных колонн и ребер жесткости сплошных колонну;

поврежденным коррозией элементам;

местам непосредственного воздействия высоких температур в горячих цехах;

на неравномерные осадки и повороты колонн, вызывающие повреждение закрепленных на них ограждающих конструкций, искривления элементов конструкций покрытий и повреждение опорных узлов.

При оценке технического состояния **стальных конструкций, пораженных коррозией**, прежде всего необходимо определить вид коррозии и ее качественную и количественную характеристики.

Различают следующие основные виды коррозии стальных конструкций.

Сплошная - характеризуется относительно равномерным распределением коррозии по всей поверхности; **пятнами** - характеризуется небольшой глубиной проникновения коррозии по сравнению с поперечными размерами поражений; **язвенная** - характеризуется появлениями на поверхности металла отдельных или множественных повреждений, глубина и поперечные размеры которых (от долей миллиметра до нескольких миллиметров)

соизмеримы; **точечная** (питтинговая) -представляет собой разрушение в виде отдельных мелких (не более 1-2 мм в диаметре) и глубоких (глубина больше поперечных размеров) язвочек; **межкристаллическая-** характеризуется относительно равномерным распределением множественных трещин на больших участках элементов (глубина трещин обычно меньше, чем их размеры на поверхности).

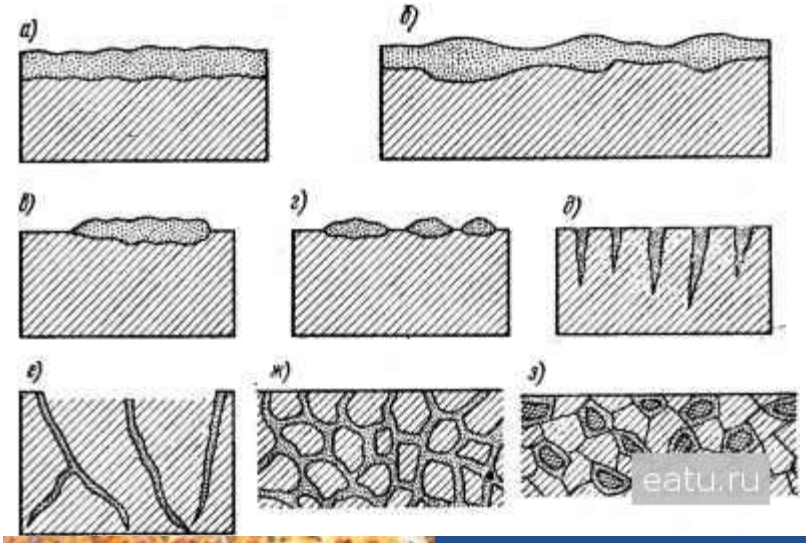


Рис. 2.11. Виды коррозии металла: а - равномерная; б - неравномерная; е - коррозионное пятно; г -коррозионные точки; а - коррозионные язвы; е - коррозионное растрескивание (под влиянием нагрузки); ж - межкрнсталлитная (кристаллы металла); з - избирательная (элементы сплава, включения и т. д.)

К качественным характеристикам коррозии относятся плотность, структура, цвет и химический состав продуктов коррозии. Качественные характеристики определяют путем лабораторных исследований продуктов коррозии, а цвет - визуально.

К количественным показателям коррозионных поражений относятся их площадь, глубина коррозионных язв, величина потери сечения, скорость коррозии.

Поверхность элементов конструкций, подлежащих обследованию, необходимо очистить от пыли, грязи, жировых загрязнений, легко отслаивающихся старых покрытий и продуктов коррозии. Поверхности элементов в плоскостях, в которых проводят инструментальные измерения, необходимо очищать до металлического блеска механическими щетками, а затем мелкой шлифовальной шкуркой.

Площадь коррозионных поражений с указанием зоны их распространения выражают в процентах площади поверхности конструкций.

Толщина элементов, поврежденных коррозией, замеряется не менее чем в трех сечениях по длине элемента. В каждом проводится не менее трех замеров. При сплошной коррозии толщина элементов измеряется с помощью штангенциркулей, микрометров или механических толщиномеров. Толщина замкнутых профилей определяется с помощью ультразвуковых толщиномеров.

При язвенной коррозии, а также при наличии питтингов глубину коррозионных язв измеряют с точностью 0,1 мм.

Величина потери сечения выражается в процентах начальной толщины. В качестве начальной толщины элемента принимается его толщина в местах, не поврежденных коррозией, или, при отсутствии таких мест, по номинальным данным, приведенным в проекте или в сортименте. Для определения величины потери сечения в нескольких местах по длине и по сечению элемента микрометром или штангенциркулем с точностью до 0,05 мм измеряется его толщина. Разность между начальной и измеренной толщинами, выраженная в процентах, даст среднестатическую величину потери сечения.

Косвенную величину коррозионных потерь можно определить путем измерения толщины слоя продуктов коррозии. Величина коррозионных потерь с одной стороны элемента приближенно равна $^1/_3$толщины слоя окислов.

Для оценки состояния лакокрасочных покрытий необходимо обращать внимание на изменение цвета, размягчение и охрупчивание, наличие признаков шелушения, отслаивание, образование сыпи и пузырей, наличие или отсутствие продуктов коррозии на поверхности покрытия или под ним.

Адгезию покрытия определяют методом решетчатого надреза по ГОСТ 15140-78*. Толщину покрытия измеряют толщиномерами, а сплошность дефектоскопами.

Защитные свойства лакокрасочных покрытий оценивают по ГОСТ 6992-68* или ГОСТ 9.407-84.

Оценку защитных свойств металлических покрытий производят путем сопоставления фактического состояния покрытий с требованиями ГОСТ 9.301-86 и ГОСТ 9.302-88.

Стойкость металлов определяется при равномерной коррозии средней скоростью разрушения, мм/год, при неравномерной коррозии -глубиной проникновения отдельных коррозионных разрушений (язв), мм/год.

При обследованиях конструкций из высокопрочных термообработанных сталей, а также конструкций, работающих при высоких или пониженных температурах, используются металлографические методы исследования коррозии, которые позволяют выявить межкристаллические или внутрикристаллические коррозионные поражения и их конфигурацию.

Если работы по обследованию конструкций особо ответственных объектов проводят в течение нескольких лет, то рекомендуется включить в программу обследований проведение натурных коррозионных испытаний по ГОСТ 9.909-86 и ГОСТ 6992-68 образцов из материалов, соответствующих материалам обследуемых конструкций, и из более коррозионно-стойких материалов, которые можно использовать при замене конструкций, а также образцов с защитными покрытиями, соответствующими примененным для обследованных конструкций, и с более стойкими покрытиями. Условия испытаний образцов должны соответствовать наиболее жестким условиям, в которых эксплуатируются конструкции данного вида.

На основании результатов обследований производятся расчеты несущей способности элементов и конструкции в целом с целью разработки рекомендаций по дальнейшей их эксплуатации и восстановления их несущей способности и эксплуатационной надежности.

2.5. Обследование деревянных конструкций

Древесина является эффективным строительным материалом, однако имеет ряд отрицательных свойств: неоднородность строения и пороки (сучки, косослой к др.), быстрое увлажнение, набухаемость, низкая огнестойкость, быстрое разрушение грибами и жучками. Поэтому обеспечение долговечности деревянных конструкций требует выполнения ряда мероприятий при их строительстве и эксплуатация. Основные требования, предъявляемые к древесине и деревянным конструкциям, регламентируются ГОСТами 8486-86*Е, 2695-83*, 9462-88*, 9363-88*, а также СНиП II-25-80 и СНиП 2.01.08-85.

При обследованиях деревянных конструкций следует различать особенности неклееных и клееных конструкций и требований к условиям их эксплуатации, так как стойкость клеевых соединений к циклическим температурно-влажностным и другим эксплуатационным воздействиям отличается от неклееных конструкций.

При оценке стойкости клеевых соединений к циклическим температурно-влажностным воздействиям следует руководствоваться указаниями ГОСТ 17580-82, водостойкости - ГОСТ 17005-82, а влагозащитных качеств покрытий и пропиток - ГОСТ 22407-77.

По СП 13-102-2003 «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений» (приняты постановлением Госстроя РФ от 21 августа 2003 г. N 153) для взятия проб из конструкций деревянных перекрытий необходимо производить их вскрытие. Число мест вскрытий перекрытия по деревянным балкам должно составлять не менее трех при обследуемой площади до 100 м^2 и не менее 5 при большей площади.

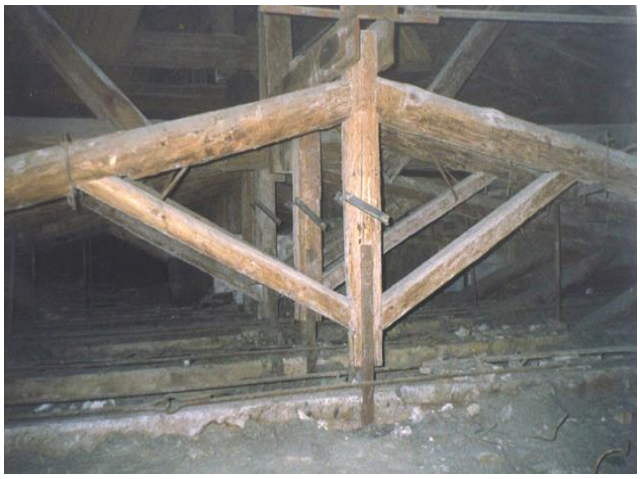
Для деревянных перекрытий по металлическим балкам эти цифры соответственно равны 2 и 4. Вскрываться должны полы (чистые и черные), стяжки, подготовка под полы, гидроизоляция, утеплитель или звукоизоляционная засыпка, подшивка, штукатурка.

Для определения физико-механических характеристик древесины и микоанализа из ненагруженных или слабонагруженных частей деревянных конструкций, имеющих повреждения и дефекты в не предусмотренных таблицей 1 СНиП II-25 условиях, высверливают керны или выпиливают бруски длиной 150 - 350 мм. Выпиленные бруски маркируются, помещаются в полиэтиленовые пакеты и отправляются для лабораторных исследований, а места отбора брусков фиксируются на схемах конструкций, которые прикладываются к актам с результатами испытаний образцов древесины.

Из брусков выпиливают образцы, размеры которых устанавливают соответствующим ГОСТом для каждого вида испытаний. Элементы деревянных конструкций, из которых выпилены бруски древесины, подлежат восстановлению или усилению.

Влажность древесины определяют по ГОСТ 16483.7 и ГОСТ 16588. Температуру и влажность в вентилируемых полостях перекрытий, чердачных и подвальных помещений определяют термометрами и психрометрами, а воздухообмен - с помощью анемометров. Плотность древесины определяют по ГОСТ 16483.1.

При выборе образцов особое внимание следует обращать на опорные и стыковочные узлы деревянных конструкций по всей их длине, а также на места болтовых, нагельных и гвоздевых соединений и на места контакта древесины с металлом, бетоном и кирпичной кладкой.



Тщательному обследованию при отборе образцов следует подвергать стропила в местах протечек кровли, в зонах, примыкающих к слуховым окнам. Должны быть отмечены естественные и искусственные пороки древесины, механические повреждения, увлажнение, биопоражение древесины и др.

К биологическим повреждениям древесины относится гниение, т.е. разложение древесины в результате воздействия различных грибов и разрушение ее *древоточцами*—насекомыми и моллюсками. Дереворазрушающие грибы — это растения, которые не могут самостоятельно синтезировать для своего развития питательные вещества и избирают в качестве их источника растущую или срубленную древесину. Грибы, избирающие в качестве источника питания растущие деревья, называют *грибами-паразитами.* Грибы, развивающиеся на срубленной древесине, относят к *грибам-сапрофитам.* В эту группу входят домовые грибы, разрушающие деревянные элементы и конструкции в зданиях и сооружениях. Среди домовых грибов наиболее распространены гриб *настоящий, пленчатый, шпальный, белый*. Домовые грибы разрушают в древесине целлюлозу, вызывая деструктивную гниль. Некоторые грибы разрушают лигнин и целлюлозу, вызывая смешанную гниль и потерю механической прочности деревянных конструкций. Для развития домовых грибов необходимы следующие условия: *влажность древесины не ниже 18—20%, доступ кислорода воздуха, положительная (5—45° С) температура и повышенная (90—100%) влажность воздуха, отсутствие солнечного освещения, наличие слабокислой среды.*

Имеются грибы (плесневые, лесные), которые не поражают ни целлюлозу, ни лигнин, а питаются только содержимым клеток, вызывая синеву или позеленение древесины. Механическая прочность древесины под действием этих грибов практически не снижается.

Защита древесины от загнивания может осуществляться различными методами—конструктивными, химическими (антисептирование) и др.

Конструктивная защита заключается в создании таких условий влажности и воздухообмена, которые препятствуют развитию дереворазрушающих грибов. Весьма ответственной является защита от конденсационного увлажнения. Поэтому при конструировании панелей ограждающих конструкций в мансарде должны быть созданы такие условия, чтобы теплоизолирующий слой ближе примыкал к наружной (холодной) поверхности, а пароизолирующий — к внутренней. При необходимости сквозного пропуска через толщу ограждения металлических (теплопроводных) связей обязательна теплоизоляция их с холодной стороны и пароизоляция — с теплой. В панелях покрытий рекомендуется оставлять воздушную прослойку со стороны кровельного материала или делать продухи в ребрах каркаса.

Признаками поражения деревянных конструкций дереворазрушающими грибами являются: спертый грибной запах в помещении; наличие образований на поверхности

конструкций; изменение цвета конструкций (побурение), потеря прочности, высыхание, растрескивание, глухой звук при простукивании конструкций.

Для определения вида гриба и степени поражения конструкций требуется микроскопическое исследование образцов древесины в специализированных лабораториях. Образцы для анализа размером 15х15х5 мм отбирают с сохранением грибных образований.

Участки древесины, пораженные грибками и жуками-точильщиками, вырезаются и сжигаются, после чего конструкция усиливается антисептированной древесиной или специальными металлическими протезами.

Взятие проб для оценки биоповреждений деревянных конструкций производят при выборочных вскрытиях полов, перегородок, подшивок потолков и т.п. Площадь вскрытия должна быть не менее 0,5 м^2 в промежутках между балками перекрытий и не менее 30х30 см в перегородках. Диагностические признаки биоповреждений определяют визуально, а более точную диагностику устанавливают путем анализа отобранных проб древесины в лаборатории при микологических испытаниях.

Главнейшими техническими вредителями древесины наземных древесных конструкций являются *жуки-точильщики (мебельный и домовой), жуки-корабельщики, усачи, термиты, а подводных морских сооружений — корабельные черви*. Основными разрушителями древесины являются личинки жуков. Как и грибы, личинки древоточцев требуют для своего развития определенных условий — доступа воздуха, положительную температуру, ограниченное содержание смолистых веществ.

Жучок-дровосек домовой поражает основную строительную породу дерева – хвойную уже в период эксплуатации сооружения. Наиболее прожорливой является личинка, достигающая 30 мм. Сам жучок гораздо меньше – не более 8-12 мм. Зараженность определяется по наличию овальных входных отверстий диаметром 5-10 мм. Пораженные части, как и при других видах вредителей, издают глухой звук при ударе молотком. Высыпающийся из ходов древесный порошок также является признаком поражения древесины.

Признаками поражения деревянных конструкций жуками-древоточцами являются: наличие летных отверстий (размером 0,5-0,6 мм) и выпадение из них бурой муки; глухой звук при простукивании, шум в конструкции в начале лета, наличие жуков обнаруживается на слух с помощью специального стетоскопа.

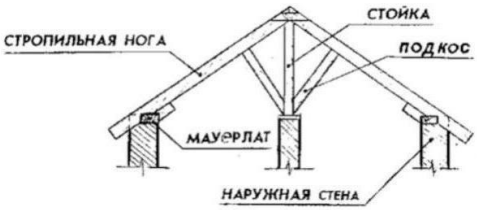
Вскрытие деревянных конструкций производят в первую очередь в местах протечек: у наружных стен, на опорах балок, прогонов и ферм; в санузлах, в местах прохода коммуникаций; в перекрытиях и перегородках, разделяющих отапливаемые и неотапливаемые помещения и т.д.

Степень биологического повреждения элементов деревянных конструкций определяют путем отношения непораженной площади сечения элементов к его общей площади, на основе измерений глубины поражения древесины.

Глубину биоповреждений древесины грибами следует определять путем стесывания пораженной древесины до здоровой структуры. Вид грибкового заболевания можно определить по внешнему виду пораженной древесины или рассмотрев ее на срез под

микроскопом. Стойкость древесины к биоразрушению определяют по ГОСТ 18610, а параметры защищенности древесины устанавливают по ГОСТ 20022.0.

В висячих стропильных системах должны подробно обследоваться стыки нижнего и верхнего поясов по их длине, а также сопряжения поясов друг с другом, со стойками и раскосами, должна проверяться вертикальность плоскости висячих стропил. Из дефектных мест отбираются образцы для испытаний.



При обследовании наслонных стропил в обязательном порядке должны определяться прогибы (провисания) поясов, затяжек и собственно стропил. Особенно тщательно должны обследоваться узлы опирания наслонных стропил на стены и оцениваться состояние опорных узлов с точки зрения поражения их гнилью. В этих местах, при необходимости, отбирают древесину для испытаний.

При обследовании клееных конструкций (балок, рам, арок) в первую очередь следует обращать внимание на состояние клеевых швов, их расслоение. При обнаружении расслоения необходимо определить глубину разрушения клеевого шва с поверхности конструкции. Следует обращать внимание на наличие гидроизоляционных прокладок под опорами арок и рам.

Предел прочности древесины при сжатии вдоль волокон определяют по ГОСТ 16483.10, а при сжатии поперек волокон - по ГОСТ 16483.11. Предел прочности древесины при статическом изгибе определяют по ГОСТ 16483.3, а модуль упругости при статическом изгибе - по ГОСТ 16483.9. Предел прочности древесины при местном смятии поперек волокон определяют по ГОСТ 16483.2. Предел прочности древесины при скалывании вдоль волокон определяют по ГОСТ 16483.5, а при скалывании поперек волокон - по ГОСТ 16483.12.

В связи с отсутствием данных об изменении прочности древесины во времени расчетные сопротивления древесины конструкции в целом или ее частей, не пораженных гнилью, принимают по СНиП II-25 как для новой древесины. При поверхностном разрушении древесины гнилью размеры сечения деревянных элементов уменьшают на толщину слоя, пораженного гнилью, а кроме того, если среда влажная и древесина поражена мицелием, то при расчете следует ввести коэффициент 0,8.

Основными признаками, характеризующими техническое состояние деревянных конструкций, являются: прогибы и деформации, прочностные показатели, влажностное состояние, биоповреждение (грибами и жуками), коррозия древесины (для конструкций,

эксплуатируемых в условиях агрессивных сред), коррозия металлических накладок, скоб,, хомутов, болтов и др. не должны, приведенных в табл. 2.16.

Таблица 2.16. Предельные прогибы элементов деревянных конструкций зданий и сооружений

№ пп.	Элементы конструкций	Предельные прогибы в долях пролета, не более
1.	Балки междуэтажных перекрытий	1/250
2.	Балки чердачных перекрытий	1/200
3.	Покрытия (кроме ендов):	
	а) прогоны, стропильные ноги	1/200
	б) балки консольные	1/150
	в) фермы, клееные балки (кроме консольных)	1/300
	г) плиты	1/250
	д) обрешетки, настилы	1/150
4.	Несущие элементы ендов	1/400
5.	Панели и элементы фахверка	1/250

Примечания:
1. При наличии штукатурки прогиб элементов перекрытий только от длительной временной нагрузки не должен превышать 1/350 пролета.
2. При наличии строительного подъема предельный прогиб клееных балок допускается до 1/200 пролета

При обследовании деревянных конструкций необходимо особое внимание уделять эффективности мероприятий:

по защите от непосредственного увлажнения атмосферными осадками, грунтовыми и талыми водами, производственными водами и др.;

по предохранению древесины конструкций от промерзания, капиллярного и конденсационного увлажнения и по созданию осушающего температурно-влажностного режима окружающей воздушной среды (наличия естественной и принудительной вентиляции помещения, устройство продухов, аэраторов и др.);

по противопожарной защите

Условия, способствующие развитию дереворазрушающих грибов, являются: влажность древесины - 25-70%; температура -от минус 3 до +40 °С; застойный воздух (скорость движения воздуха менее 0,001м/с); наличие грибковых спор (практически повсеместно, где есть древесина).

Влажностное состояние элементов деревянных конструкций определяют путем отбора образцов с размером 15х15х5 мм и лабораторных испытаний. При этом температура сушки в сушильных шкафах должна быть не более 60 °С. Определение влажности древесины следует производить с учетом требований ГОСТ 16483.7-81.

Оценка степени коррозии металлических накладок, скоб хомутов и др., производится при значительном повреждении указанных металлических элементов коррозией прочность соединений оценивается с учетом этого фактора.

Прочностные характеристики древесины можно установить путем лабораторных испытаний вырезанных из конструкций образцов или по виду материала (сосна, ель, лиственница, пихта и др.), пользуясь их нормативными характеристиками по СНиП II-20-80, а также ультразвуковым прибором типа УХ-14П.

При лабораторных испытаниях физико-технические характеристики древесины следует определять, руководствуясь указаниями ГОСТов16483.0-89, 16483.3-84, 16483.5-7*.

Для определения технического состояния элементов деревянных конструкций необходимо кроме выше отмеченных факторов обратить внимание на состояние:

узлов опирания несущих деревянных конструкций на фундаменты, каменные стены, стальные и железобетонные колонны и другие элементы конструкций с более теплопроводными или влагопроводными свойствами (при непосредственном их контакте).

Узлы должны быть изолированы через гидроизоляционные прокладки; деревянных подкладок (подушек), на которых устанавливаются опорные части несущих конструкций. Подкладки должны быть из антисептированной древесины преимущественно лиственных пород;

влажностного режима панелей стен и плит покрытий, определяемого путем отбора проб материалов и лабораторных испытаний. Допустимые значения влажности материалов деревянных стен приводятся в табл. 9.2;

швов между панелями и плитами, которые должны быть утеплены и уплотнены герметизирующими материалами;

металлических накладок в соединениях конструкций, эксплуатируемых в условиях, где возможно выпадение конденсата. Они должны быть изолированы от древесины гидроизоляционным слоем;

деревянного каркаса обшивки и утеплителя, устанавливаемое путем вскрытия обшивки на 15-20 см ниже чердачного и междуэтажного перекрытий и подоконными проемами.

Проверку состояния деревянных конструкций (полов, перегородок, подшивки потолков, опор балок и ферм) производят путем выборочных вскрытий. В междуэтажных перекрытиях вскрытие осуществляют на участках между балками на площади не менее 0,5 м^2. На накатах убирают засыпку, а с поверхности перегородок и потолков - штукатурку на участках 30х30 см. Вскрытие целесообразно производить также и в местах прохождения водопроводных и канализационных труб.

Результаты обследований и определений фактических характеристик деревянных конструкций и их элементов сопоставляются с требованиями СНиП II-25-80, СНиП 2.03.11-85 и других нормативных документов.

Фактическая влажность материалов стеновых конструкций сопоставляется с данными табл. 2.17 и при их превышении разрабатываются рекомендации по снижению эксплуатационной влажности конструкций.

На основании результатов обследований производятся поверочные расчеты несущих конструкций по двум предельным состояниям и разрабатываются рекомендации по дальнейшей их эксплуатации и восстановлению их несущей способности и эксплуатационной надежности.

Таблица 2.17. Допустимые значения влажности материалов деревянных стен

Наименование материала	Плотность, кг/м^3	Допустимая влажность, %	
		к началу зимнего периода	к концу зимнего периода
Дуб	700	24	30
Сосна	600	20	25
Береза	500	18	22
Осина	400	16	20