

**В. В. Габрусенко,
Общество железобетонщиков Сибири и Урала, Новосибирск**

АВАРИИ, ДЕФЕКТЫ И УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ*

Предисловие

Статистика советского времени показывала, что более трети аварий в строительстве происходило по вине строителей и монтажников. С большим отрывом от них вторыми шли эксплуатационники, затем работники стройиндустрии (поставщики материалов и изделий), затем проектировщики. Хотя подобная статистика "демократической" эпохи отсутствует (во всяком случае, не опубликована), можно с уверенностью сказать, что проектировщики сегодня вошли в "призовую тройку", отеснив на 4-е место работников стройиндустрии. Впрочем, "заслуга" здесь не только самих проектировщиков (хотя и проектировщиков тоже), но и обстоятельств: в последнее время, по существу, прекратился выпуск сложнейших сборных железобетонных конструкций — большепролетных балок и ферм, тонкостенных оболочек, конструкций «на пролет» и тому подобных изделий, которые наиболее чутко реагируют на нарушение технологической дисциплины.

Предлагаемый читателю цикл небольших статей, изложенных в форме вопросов и ответов, затрагивает только ошибки строителей и проектировщиков, обходя вниманием эксплуатационников. Сделано это потому, что и первые, и вторые неустанны в своем "творческом поиске", в то время как третьи допускают, обычно, всего две, ставшие уже рутинными ошибки: перегрузку и увлажнение строительных конструкций. Причем эти ошибки зачастую спровоцированы их предшественниками — либо порочной конструкцией кровли, либо отсутствием водоотвода при обратном уклоне дневной поверхности, либо недостаточной прочностью конструкционных материалов, либо скрытым браком строителей и т. д.

Хотелось бы еще отметить следующее. Аварии и катастрофы в строительстве редко возникают в силу какой-то одной причины. Как правило, в одном месте и в одно время собирается сразу несколько роковых обстоятельств. Не будь хотя бы одного из них — здание, возможно бы, устояло, и люди остались бы живы. Это показывает и печальный отечественный опыт, и в намного большей степени — опыт зарубежья, особенно "цивилизованного" Запада, где аварии в строительстве с тяжелыми последствиями происходят куда чаще, чем у нас.

Весь публикуемый материал состоит из нескольких глав: две первых посвящены каркасным и бескаркасным зданиям, еще две — непосредственно железобетонным и каменным конструктивным элементам, а завершают цикл статьи, посвященные диагностике повреждений и принципам усиления конструкций и зданий.

Глава 1. Каркасные здания

1.1. Как обеспечивается пространственная жёсткость каркасных зданий?

Пространственная жёсткость — это, прежде всего, геометрическая неизменяемость в трех плоскостях: горизонтальной и двух вертикальных. Обеспечивается она формированием геометрически неизменяемых фигур в каждой плоскости (рис. 1) — преимущественно треугольниками при шарнирном соединении стержней (а) и прямоугольниками при жестком (б) или смешанном (в) соединении. Хотя под воздействием нагрузки эти фигуры несколько и меняют свою форму, но меняют, во-первых, только на время действия нагрузки и, во-вторых, только за счет деформаций составляющих стержней.

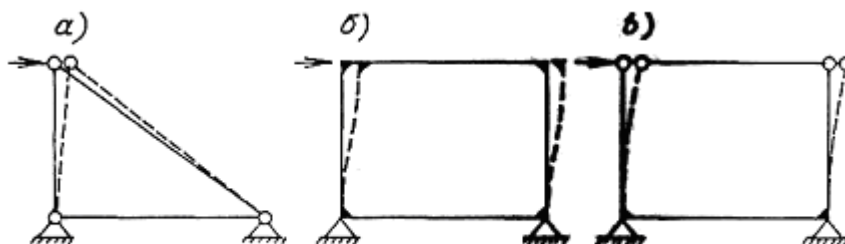


Рисунок 1

В одноэтажных зданиях вертикальная жёсткость обеспечивается, как правило, плоскими рамами с жесткой заделкой колонн в фундаментах (и с дополнительной установкой, при необходимости, стальных вертикальных связей, образующих треугольники), а горизонтальная — жестким диском покрытия.

В многоэтажных зданиях горизонтальная жёсткость обеспечивается жесткими дисками перекрытий и покрытия, а вертикальная — жесткостью плоских рам (рамные каркасы), жесткостью вертикальных связей или диафрагм (связевые каркасы) или комбинацией того и другого (рамно-связевые каркасы).

Большинство обрушений зданий (если не считать катастроф, вызванных стихийными бедствиями и техногенными причинами) происходило и происходит из-за необеспеченности их пространственной жёсткости. В частности, в одних зданиях не было создано достаточно жесткое защемление колонн в фундаментах, в других не была предусмотрена установка дополнительных вертикальных связей, в-третьих были некачественно приварены плиты покрытия, в четвертых "на потом" была отложена приварка верхних закладных деталей ригелей и т. д.

1.2. Что произойдет, если зазоры между сборной колонной и стаканом фундаментом некачественно заделать бетоном?

Расчетными схемами большинства типов каркасных зданий предусматривается жесткое защемление колонн в фундаментах (рис. 2, а). При использовании сборных железобетонных элементов такое защемление обеспечивается за счет тщательной заделки бетоном зазоров между колонной и стаканом фундамента, причем класс монолитного бетона должен быть не ниже класса бетона фундамента.

В практике строительства, увы, нередки случаи, когда после рихтовки и временного закрепления колонн бетонирование зазоров осуществляется не сразу. За

это время в зазоры попадает мусор и грязь, которые сверху лишь замазывают бетоном. При этом проверить качество работ по одному внешнему виду не представляется возможным. Такое соединение становится податливым, т. е. занимает промежуточное положение между жестким и шарнирным соединениями (его условная схема показана на рис. 2, б). Оно приводит к большим изменениям в работе каркаса по сравнению с тем, что предусмотрено в проекте: резкому увеличению горизонтальных перемещений A и усилий в колоннах, снижению устойчивости колонн, а в худшем случае — к обрушению здания. Этот дефект является одной из причин появления трещин в стенах и колоннах, разрушения узлов сопряжения стеновых панелей с колоннами и одной из главных причин систематического выхода из строя ("разбалтывания") путей мостовых и подвесных кранов. Поэтому качество и своевременность заделки зазоров должны подвергаться особо тщательному контролю.

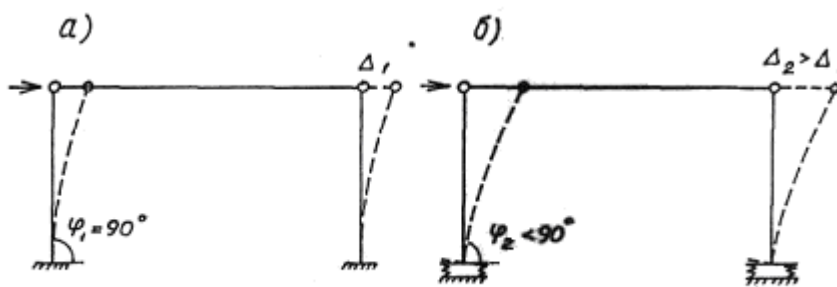


Рисунок 2

1.3. Что произойдет, если опорные закладные детали стропильных балок (ферм) некачественно приварить к закладным деталям колонн?

Сварные швы нужны не просто для фиксации положения балок и ферм (как ошибочно полагают некоторые строители), а для восприятия весьма больших усилий скалывания и отрыва.

В частности, швы обеспечивают шарнирно-неподвижное опирание стропильных конструкций (ригелей на колонны, благодаря которым горизонтальные нагрузки (ветровая или крановые) передаются от одной колонны к другой и распределяются между ними пропорционно жесткостям (рис. 3, а). При некачественной сварке может произойти разрушение швов, тогда опора становится шарнирно-подвижной и вся горизонтальная нагрузка воспринимается только одной колонной, на которую последняя не рассчитана (рис. 3, б). В совокупности с другими дефектами это может привести к разрушению перегруженной колонны и, как минимум, - к образованию в ней больших поперечных трещин, к постоянному выходу из строя крановых путей, образованию трещин в стенах и т.п. В значительной степени приведенные рассуждения относятся и к ригелям многоэтажных каркасных зданий.

Кроме того, в тех случаях, когда не предусмотрены вертикальные связи по торцам стропильных конструкций, сварные швы удерживают последние от опрокидывания при воздействии горизонтальных усилий продольного направления (рис. 3, в, вид с торца балки).

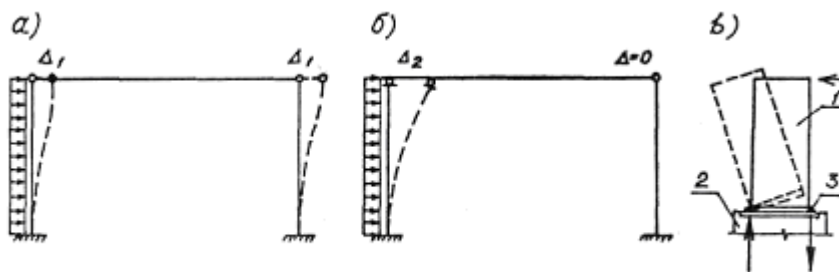


Рисунок 3 (1 — балка, 2 — колонна, 3 — сварные швы)

1.4. Что произойдет, если при монтаже ребристых плит покрытия (перекрытия) приварить не три, а две опорные закладные детали?

Приварка каждой плиты в трех точках образует геометрически неизменяемую фигуру - треугольник, а в совокупности - жесткий диск покрытия (перекрытия), который вовлекает в совместную работу при действии горизонтальных сил T все колонны (рис. 4, а, вид в плане). Работа каждой плиты в горизонтальной плоскости напоминает работу консоли, воспринимающей часть силы T (рис. 4, б). Если приваривать только две закладные детали, то каждая плита в горизонтальной плоскости может свободно поворачиваться (рис. 4, в), жесткого диска не будет и сила T станет восприниматься колоннами только одной плоской рамы (рис. 4, г). В результате, усилия в этих колоннах резко возрастут по сравнению с расчетными (если в расчете учитывалась пространственная работа каркаса), что может привести не только к появлению больших трещин, но и к разрушению колонн. Даже если этого не произойдет, отсутствие жесткого диска, пусть и на отдельных участках, приведет к преждевременному износу колонн, разрушению кровли, а в многоэтажных зданиях также к разрушению полов.

В многоэтажных каркасных зданиях связевого или рамно-связевого типов жесткие диски перекрытий играют похожую, но несколько иную роль (см. вопрос 1.6).

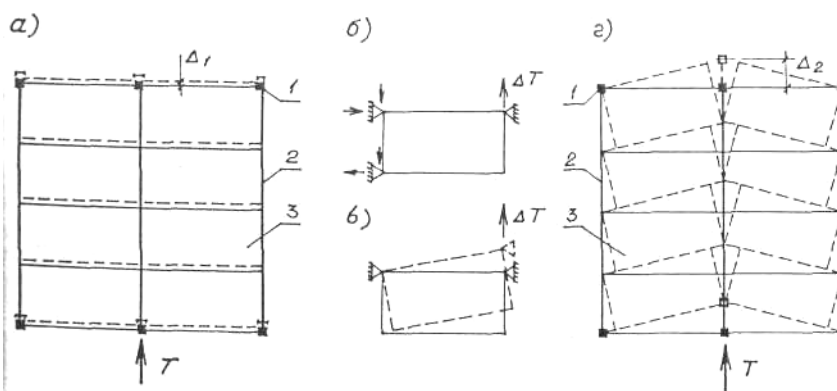


Рисунок 4 (1 — колонна, 2 — ригель, 3 — плита)

1.5. Что произойдет, если швы между ребристыми плитами покрытия некачественно заделать раствором?

При некачественной заделке в швах образуются щели, через которые теплый воздух из помещения проникает в утеплитель и, если кровля совмещенная

(невентилируемая), конденсируется под цементной стяжкой или под водоизоляционным ковром. В результате этого происходит систематическое замачивание утеплителя, он теряет свои теплозащитные свойства, кровля промерзает, а бетон плит покрытия подвергается морозному разрушению. Кроме того, швы способствуют повышению жесткости диска покрытия за счет сил сцепления между раствором замоноличивания и боковыми поверхностями плит. Поэтому качественная заделка швов — вовсе не прихоть проектировщиков.

1.6. Что произойдет, если швы между пустотными плитами перекрытий некачественно заделать раствором?

На боковых поверхностях пустотных плит имеются круглые углубления, которые при заделке швов заполняются раствором и образуют шпонки, препятствующие взаимному смещению плит не только в вертикальной, но и в горизонтальной плоскости (рис. 5, а, вид в плане). Благодаря шпонкам, перекрытие представляет собой горизонтальный жесткий диск, т. е. как бы непрерывную монолитную плиту. Например, в связевых каркасах ветровая нагрузка через жесткие диски передается с колонн на вертикальные связи или диафрагмы жесткости (рис. 5, б). Это позволяет резко уменьшить горизонтальные перемещения колонн Δ_1 и освободить их от восприятия горизонтальных нагрузок, а значит — и больших изгибающих моментов.

К сожалению, некачественная заделка встречается нередко: швы заполняют раствором не на всю глубину, а только в верхней части — по существу, не заделывают швы, а замазывают. При такой "заделке" шпонки отсутствуют, сдвигу плит препятствий нет (если не считать сил трения) и жесткий диск не формируется (рис. 5, в). В результате, в колоннах тех рам, где нет вертикальных связей (диафрагм жесткости), возникают недопустимые деформации (горизонтальные перемещения Δ_2) и усилия, чреватые аварийными последствиями.

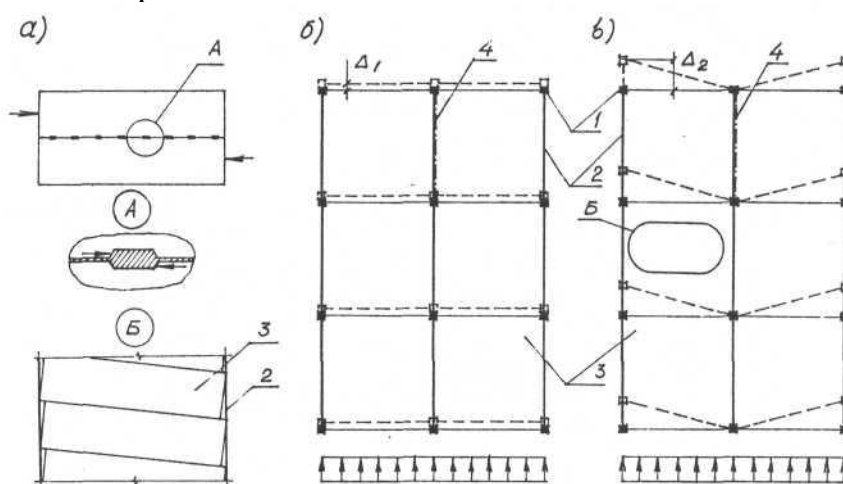


Рисунок 5 (1 — колонна, 2 — ригель, 3 — плита, 4 — вертикальная связь, или диафрагма)

1.7. Что произойдет, если в перекрытиях каркасных зданий использовать пустотные плиты не с круглыми, а с полосовыми шпонками?

Первые пустотные плиты, предназначенные для перекрытий каменных зданий,

имели на боковых поверхностях продольные пазы (рис. 6, а). При заполнении пазов раствором образовывались полосовые шпонки, способные воспринимать сдвигающие (перерезывающие) силы только вертикального направления. Подобный тип шпонок позволял при действии дополнительной местной нагрузки на одну плиту — например, перегородок — вовлекать в совместную работу соседние, перераспределять на них часть нагрузки и, кроме того, сохранять целостность отделки потолка (рис. 6, б).

Однако такие шпонки не в состоянии воспринимать сдвигающие силы горизонтального направления, следовательно, жесткость диска перекрытия они не обеспечивают, а это, как видно из предыдущего ответа, чревато аварийными последствиями. Поэтому в проектах зданий всегда следует оговаривать тип боковых поверхностей пустотных плит, тем более что в последнее время на ряде заводов стройиндустрии освоена весьма экономичная (т. н. "экструзионная") технология, которая, однако, позволяет изготавливать плиты только с продольными пазами.

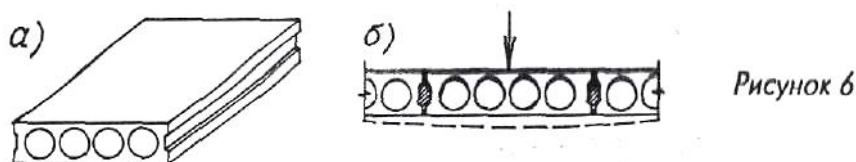


Рисунок 6

1.8. К чему может привести некачественное соединение межколонных плит в связевых каркасных зданиях?

Пустотные плиты в перекрытиях работают не только как элементы жесткого диска, но и как распорки между ригелями. Распорки же способны воспринимать в горизонтальной плоскости только сжимающие усилия (да и то лишь при тщательной заделке швов между ригелями и торцами плит). Поэтому между колоннами предусматривается установка специальных плит (их иногда называют связевыми). Благодаря сварным соединениям с опорными частями ригелей, они могут надежно работать и как распорки, и как растяжки. Их задачи при этом — не только воспринимать вертикальную нагрузку и участвовать в работе жесткого диска перекрытия, но и ограничивать расчетную длину колонн пределами одного этажа. Понятно, что при некачественном соединении (слабые сварные швы, погнутые соединительные стержни и т. д.) последнюю задачу плиты выполнять не смогут, что приведет к резкому увеличению гибкости колонн и соответствующему снижению их несущей способности.

1.9. Что произойдет, если в смежных ригелях рамного каркаса некачественно сварить выпуски верхней продольной арматуры?

В опорных сечениях ригелей рамного каркаса возникают большие изгибающие моменты M отрицательного знака (рис. 7, а), которые воспринимаются парой сил — растягивающей в верхней рабочей арматуре и сжимающей (равнодействующей) в сжатом бетоне и в нижней рабочей арматуре. При некачественной сварке растянутая арматура выключится из работы, сечение не в состоянии будет воспринимать опорный момент и узел сопряжения ригеля с колонной превратится из жесткого в шарнирный. В результате этого резко, в несколько раз, возрастет изгибающий момент

в пролете (рис. 7, б), что приведет ригель к обрушению, а в случае, если подобный брак допущен многократно, будет также серьезно ослаблена или полностью утрачена поперечная или продольная (в зависимости от ориентации ригелей) жесткость всего здания.

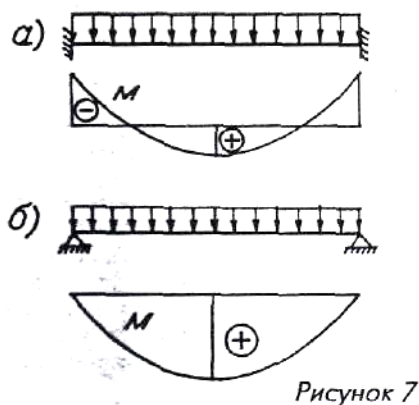


Рисунок 7

1.10. Что произойдет, если зазоры между сборными ригелями и колоннами рамного каркаса некачественно заделать бетоном?

Некачественная заделка — низкая прочность или плохое уплотнение бетонной смеси — явление, к сожалению, нередкое. Приводит оно к тому, что сжимающее усилие (см. предыдущий ответ), которое передается от ригеля к колонне, монолитный бетон воспринимать не в состоянии, и всё оно передается через опорную закладную деталь, если таковая предусмотрена конструкцией узла. Вследствие этого происходит разрушение сварных швов, отрыв закладных деталей, а в итоге - разрушение всего соединения. В сборно-монолитном решении, т.е. при отсутствии опорных закладных деталей, узел из жесткого превратится в шарнирный с резким увеличением изгибающих моментов в пролете.

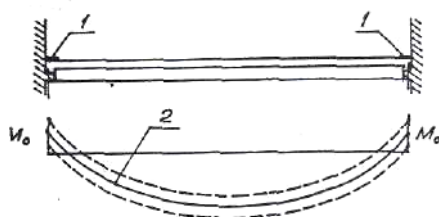


Рисунок 8 (1 — "рыбки", 2 — расчетная эпюра изгибающих моментов)

1.11. Для чего нужны "рыбки" в каркасных зданиях серии ИИ-04?

"Рыбки" — это стальные детали, соединяющие верхние грани ригелей с колоннами в связевых каркасных зданиях первой, и до сего дня популярной, серии ИИ-04. В проекте установка диафрагм жесткости (железобетонных перегородок) допускалось независимо от монтажа ригелей, что не обеспечивало пространственную жесткость каркаса. Поэтому были предусмотрены жесткие соединения ригелей с колоннами, которые могли воспринимать ограниченные опорные моменты $M_0 = 55 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (5,5 т·м), достаточные для того, чтобы обеспечить жесткость каркаса на период

монтажа. Ограничение обеспечивается определенным сечением "рыбок" (а также их длиной), металл которых начинает течь при достижении указанного опорного момента. Если сечение увеличить, то опорный момент возрастет, а пролетный уменьшится, если сечение уменьшить, то, наоборот, опорный момент уменьшится, а пролетный возрастет (рис. 8). Аналогичные результаты — и при изменении марки стали по сравнению с проектной. Плохо и то, и другое. В первом случае будут перегружены опорные участки, во втором — пролетные. К сожалению, строители не всегда уделяют этому вопросу должное внимание.

1.12. К чему может привести несоосная установка колонн многоэтажного здания?

При проектировании сжатых железобетонных элементов допускается случайный эксцентриситет, который учитывает возможность небольшого смещения приложения нагрузки и неоднородность деформативных свойств бетона. Величины допустимого смещения приведены в соответствующих нормах производства работ. Если фактическое смещение оси верхней колонны превышает нормативную величину, в нижней колонне возникает дополнительный изгибающий момент, который вызывает ее перегрузку со всеми вытекающими последствиями, вплоть до разрушения.

1.13. Что может произойти при некачественной сварке выпусков арматуры в стыках колонн многоэтажных зданий?

Сварка выпусков арматуры и последующее обетонирование стыков обеспечивает жесткое соединение колонн, превращая их в одну цельную колонну по высоте. При некачественной сварке передача усилий от арматуры верхней колонны к арматуре нижней может быть затруднена. Кроме того, может произойти разрыв соединения. Тогда жесткий стык превратится в шарнирный, не способный воспринимать изгибающие моменты, что особенно опасно для каркасных зданий рамного и рамно-связевого типов.

2.1. Как обеспечивается пространственная жесткость каменных зданий?

Различают два типа каменных зданий: 1) с упругой конструктивной схемой, когда расстояние B между поперечными стенами превышает 24...54 м (в зависимости от группы кладки и конструкций покрытия или перекрытий), 2) с жесткой конструктивной схемой (при меньших значениях B).

К 1-му типу относятся, в основном, здания производственного назначения, склады, гаражи (если перегородки между боксами не связаны с продольными стенами), длинные залы и т. п. сооружения. В средней части длины таких зданий поперечные стены не оказывают влияния на поперечные деформации Δ продольных стен при действии нагрузок (например, ветровой — см. рис. 9, а, вид в плане). И если продольная жесткость обеспечивается жесткостью самих продольных стен, то поперечная — жесткостью поперечной рамы (рис. 9, б). В роли заземленных стоек рамы выступают участки продольных стен — либо пилястры с прилегающими участками, либо простенки, либо условно вырезанные вертикальные полосы продольных стен. Ригелями рамы служат фермы, балки или плиты, которые необходимо надежно заанкерить в продольных стенах, иначе не будут созданы шарнирно-неподвижные соединения их со стойками (см. вопрос 1.3).

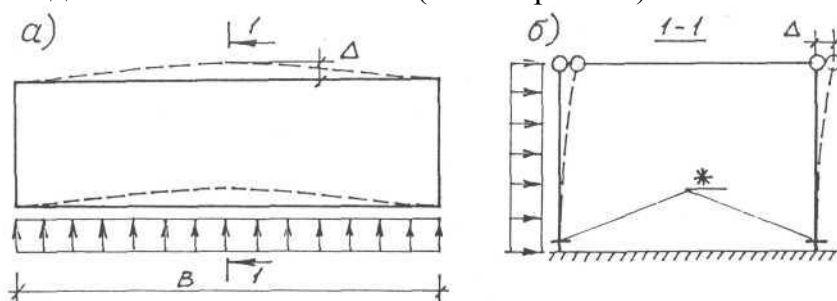


Рис. 9 (* гидроизоляция)

При жестком защемлении продольных стен горизонтальной гидроизоляцией должен быть не рулонный материал (рассекая стену по горизонтали, он, по существу, образует шарнир и превращает раму в геометрически изменяемую систему), а утолщенный до 20 мм шов из цементного раствора жесткой консистенции марки не ниже 100. Жесткий раствор трудно расстилать, однако он обладает меньшей усадочностью, чем пластичный, поэтому в нем меньше вероятность образования усадочных трещин, что крайне важно для гидроизоляции.

Ко 2-му типу относятся почти все жилые, административно-бытовые и т.п. здания. Их пространственная жесткость обеспечивается продольными и относительно часто расположенными поперечными стенами. В жестких дисках перекрытий или покрытия они не нуждаются, ибо стены, являясь вертикальными жесткими дисками, жестко связаны между собой перевязкой швов. То есть, в плане стены образуют прямоугольники с жесткими узлами. Поэтому в таких зданиях вполне допустимо применять не круглые, а полосовые шпоночные соединения между плитами, т. е. применять пустотные плиты с продольными пазами на боковых поверхностях (см. вопрос 1.6).

2.2. Как обеспечивается пространственная жесткость крупнопанельных зданий?

Обеспечивается жесткостью продольных и поперечных стен и жесткими дисками перекрытий. Однако жесткости одних панелей для этого недостаточно, необходимы надежные соединения между ними.

Почти все обрушения панельных зданий в стране происходили весной в период оттаивания растворяемых и бетонных швов, а сами здания были возведены зимой. Непосредственной причиной аварий являлось применение раствора (и бетона замоноличивания) без противоморозных добавок и утолщение до 40...50 мм горизонтальных швов (платформенных стыков). В ряде случаев, когда монтаж осуществлялся при очень низких температурах, не помогали и противоморозные добавки — при оттаивании прочность раствора и бетона была близка нулю.

Утолщение и низкая прочность швов вызывали неравномерные вертикальные деформации стен. Здания могли бы и устоять, если бы к указанному дефекту не добавлялись другие: отсутствие сварки панелей перекрытий со стенами и между собой или отсутствие сварки выпусков арматуры в вертикальных стыках стеновых панелей, или некачественное бетонирование вертикальных стыков и т. д. В итоге происходила потеря устойчивости положения стеновых панелей — их горизонтальное скольжение из плоскости (боковое выдавливание), за которым следовало обрушение.

При качественном монтаже крупнопанельные дома обладают весьма высокой пространственной жесткостью. Это показал не только длительный опыт обычной эксплуатации, но и состояние зданий после чрезвычайных воздействий — землетрясений, взрывов бытового газа и пр.

2.3. Для чего на период оттаивания зимней кладки устанавливают временные стойки под оконными и дверными перемычками?

Делается это для того, чтобы разгрузить простенки, пока раствор не наберет требуемую прочность. Такой прием применяют в тех случаях, когда кладка ведется методом замораживания, а она имеет прочность в несколько раз ниже, чем летняя кладка из кирпича и раствора тех же марок. Причиной большинства обрушений кирпичных зданий являлась именно перегрузка простенков и их разрушение в период оттаивания раствора. Поэтому в проектах всегда должно быть указано, какая высота кладки методом замораживания является предельной, какая марка раствора при этом должна быть применена и какими должны быть временные противоаварийные меры. Аварийные ситуации могут возникнуть и тогда, когда с опозданием применяют раствор с противоморозными добавками. Например, поздней осенью, при чередовании положительных и отрицательных суточных температур, кладка на теневой стороне здания за день не успевает оттаивать, обычный раствор, не набрав требуемую прочность, "уходит в зиму" и оттаивает весной, когда нагрузка на стены многократно возросла.

2.4. Что произойдет, если перекрытия не связать со стенами анкерами?

Зачастую полагают, что анкеровка нужна для того, чтобы предотвратить выдергивание перекрытий из стен при воздействии случайных неблагоприятных факторов. Авторы такого взгляда путают причину со следствием.

Расчетная схема несущей каменной стены многоэтажного здания представляет собой многопролетную вертикально ориентированную балку. Опорами балки служат перекрытия, но при условии, что стена связана с ними анкерами (рис. 10, а), поэтому правильнее говорить не "анкеровка перекрытий в стенах", а "анкеровка стен в

перекрытиях".

Если анкера не установлены хотя бы в одном перекрытии, это означает, что пропущена одна опора, пролет балки и ее гибкость возросли вдвое (рис. 10, б). В результате, стена окажется перегруженной, что чревато аварийными последствиями. Вот почему анкеровке стен в уровне перекрытий необходимо уделять самое серьезное внимание, памятуя о том, что исправление подобного дефекта — мероприятие исключительно дорогостоящее как по расходу металла, так и по затратам труда. Следует также помнить и о том, что если со стеной анкером связан один конец плиты или балки, то с противоположной стеной должен быть связан и другой конец. Кроме того, анкера должны располагаться строго перпендикулярно оси стены и не иметь начальных искривлений, в противном случае свою задачу они выполнить не смогут.

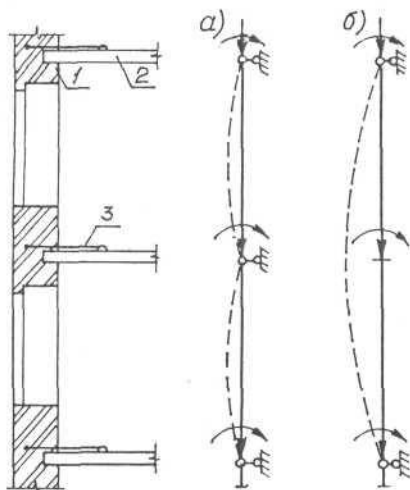


Рис. 10 (1 — стена, 2 — плиты перекрытий, 3 — анкера)

2.5. Что может послужить причиной образования трещин в местах сопряжения простенков с подоконными частями кладки?

Образование подобных трещин некоторые специалисты объясняют температурными напряжениями. Однако чаще всего главной причиной служит деформация (искривление) сечений кладки, вызванная неравномерными напряжениями.

В простенках, особенно на первых этажах, нормальные (вертикальные) напряжения σ намного выше, чем в подоконной части кладки, ибо простенки несут нагрузку от всех вышележащих этажей, а подоконные части — только от собственного веса и веса одного окна. В местах резкого скачка нормальных напряжений возникают горизонтальные напряжения σ_x , которые приводят к разрыву кладки и образованию вертикальных, иногда наклонных, трещин (рис. 11, а). Формула для определения σ , приведенная в "Пособии по проектированию каменных и армокаменных конструкций" (М., 1989), на наш взгляд, несколько недооценивает влияние длительного действия нагрузки и дает заниженную величину горизонтальных напряжений. Сдержать развитие трещин можно, если установить арматуру поперек ожидаемых трещин в верхних рядах кладки подоконной части. При этом следует помнить о том, что арматура должна быть надежно заанкерена по обе стороны ожидаемых трещин (рис. 11, б).

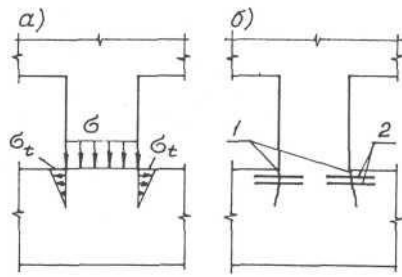


Рис. 11 (1 — трещины, 2 — арматура)

2.6. Что может послужить причинами образования трещин в местах сопряжения продольных и поперечных стен?

Причин, как правило, две — каждая по отдельности или обе вместе. Первая — уже упомянутая депланация горизонтальных сечений каменной кладки (см. предыдущий ответ), когда одна стена, например продольная, является несущей, а перпендикулярная ей — самонесущей (рис. 12). В несущей стене нормальные напряжения намного выше, чем в самонесущей, следовательно, велика и разность вертикальных деформаций стен (деформаций укорочения). Однако в работе стен имеется одна особенность, которую расчетные формулы не учитывают, а именно: разность нормальных напряжений достигает максимума на нижнем этаже, а разность абсолютных (суммарных) деформаций — на верхнем. Именно в верхней части и начинают образовываться трещины, которые с годами растут в длину и иногда пересекают несколько этажей. Понятно, что ограничить длину и ширину раскрытия трещин можно с помощью армирования горизонтальных рядов кладки, в первую очередь — в уровне перекрытий самых верхних этажей.

Вторая причина — "зависание" несущих стен на самонесущих. Происходит это тогда, когда проектировщик поленился подсчитать размеры фундаментов под самонесущие стены и назначил ширину подошвы ленточного фундамента на глазок с запасом (такую же или чуть меньшую, чем у несущих стен). В результате, основание под самонесущей стеной испытывает намного меньшее давление p , а значит, деформируется (оседает) меньше, чем под несущей (рис. 13). Поскольку обе стены перевязаны, самонесущая стена препятствует свободной осадке несущей. Отсюда и "зависание" несущих стен и вызванные им трещины, которые образуются преимущественно в нижней части зданий. Возникает именно тот случай, когда можно "испортить кашу маслом", т.е. когда чрезмерный запас идет во вред. Подобное явление может происходить при наличии не только ленточных, но и свайных фундаментов с ленточными ростверками, если не учтены разные нагрузки от стен.

Отметим, что упомянутые трещины не только разрушают отделку и доставляют неудобства владельцам и обитателям домов, они представляют и немалую опасность для несущей способности, поскольку, разрывая кладку в ответственных узлах, лишают стены горизонтальных связей между собой, уменьшают устойчивость стен и снижают общую пространственную жесткость зданий. Практикой обследования отмечено немало случаев аварийного состояния подобных зданий, которые потребовали дорогостоящего усиления.

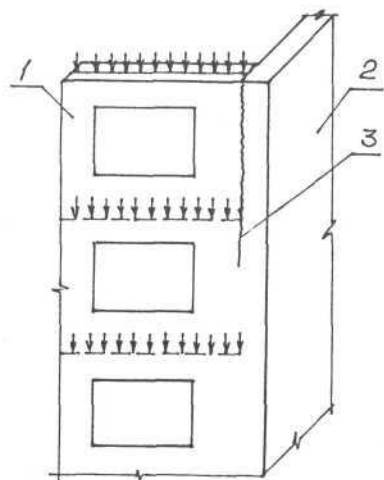


Рис. 12 (1 – несущая стена, 2 – самонесущая стена, 3 – трещина)

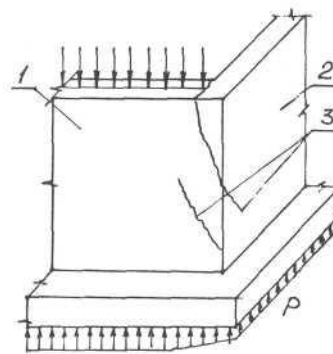


Рис. 13 (1 – несущая стена, 2 – самонесущая стена, 3 – трещина)

2.7. Что может послужить причинами обрушения стропильных конструкций, опирающихся на пилястры стен?

Как показывает опыт обследования, причин может быть несколько — каждая по отдельности или в совокупности друг с другом. Одна — недостаточная глубина (площадь) опирания (подробнее см. главу 4). Другая — морозное разрушение верхней части кладки стен при систематическом замачивании крышной водой. Третья — деформация сечений, которую рассмотрим подробнее.

В нормативно-справочной литературе рекомендуется распределительные плиты (подушки) под опорами стропильных конструкций (балок, ферм), а также подкрановых балок заводить в основную стену не менее чем на 120 мм, а кладку под подушками на высоту 1 м армировать сетками (С1 на рис. 14). Однако при таком решении опорное давление не распределяется на участки стены, примыкающие к пилястре с боков. На этих участках напряжения близки нулю, в то время как напряжения в кладке пилястр под подушками имеют максимальное значение. В результате горизонтальное сечение кладки искривляется (происходит деформация), и по границе пилястры со стеной образуются вертикальные трещины, начинающиеся сверху. Они отделяют пилястру от стены и превращают ее на значительном протяжении в отдельно стоящий столб (рис. 14, а). Такой столб испытывает более высокие (чем по расчету) напряжения и обладает существенно большей гибкостью. Поэтому целесообразно предусматривать в проектах такое армирование верхней части пилястр, которое захватывало бы и примыкающие с боков участки стен (сетки С2 на рис. 14, б), а при больших значениях опорных давлений использовать наряду с подушками и железобетонные пояса.

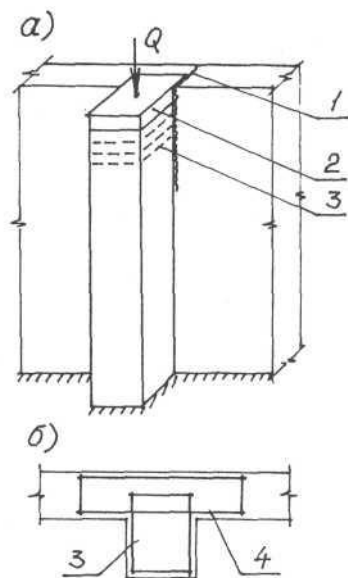


Рис. 14
 (1 – трещина, 2 – железобетонная подушка, 3 – сетки С1, 4 – сетки С2)

2.8. В каких случаях возникают вертикальные трещины в середине длины подоконной части кладки?

Чаще всего возникают на первом этаже бесподвальных зданий на ленточных фундаментах с широкими оконными проемами и узкими несущими простенками. В таких зданиях подоконная часть стены работает подобно многопролетной неразрезной балке, нагрузкой на которую является реактивное давление грунта p под подошвой фундамента, а опорами — простенки (рис. 15). В середине пролетов этой балки (т. е. посередине оконных проемов) возникают значительные изгибающие моменты. Растягивая верхнюю часть кладки, они вызывают трещины, о которых забывают проектировщики и которые легко сдержать с помощью горизонтальной арматуры.

При наличии современных вычислительных комплексов, в основе которых лежит метод конечных элементов, проверить напряженное состояние подобных стен труда не составляет. Следует лишь вовремя использовать эти комплексы. Если такой возможности нет, то можно ограничиться простейшим расчетом неразрезной многопролетной балки, включив в ее сечение подоконную часть стены и ленточный фундамент. Подобный расчет дает некоторую погрешность, которая пойдет, однако, в запас прочности.

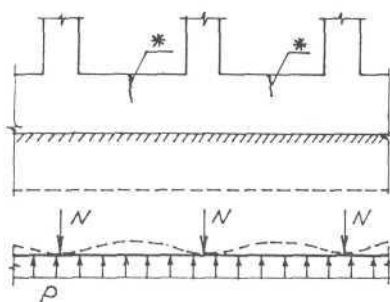


Рис. 15 (* трещины)

2.9. В каких случаях возникают температурные трещины в стенах?

В общем случае трещины возникают тогда, когда существует препятствие свободным деформациям укорочения при падении температуры воздуха. Таким препятствием обычно являются подземные конструкции (фундаменты и стены подвала), сезонный перепад температуры которых намного меньше, чем перепад температуры надземных стен. В этом случае в надземных стенах возникают большие растягивающие напряжения, которые и приводят к образованию трещин в ослабленных сечениях — в местах расположения проемов, слабой перевязки швов, плохого заполнения вертикальных швов и т. п. Причем, чем ближе к подземным конструкциям, тем выше напряжения, поэтому трещины начинаются обычно с нижних этажей.

В отапливаемых зданиях температурные трещины, как правило, являются поверхностными и опасности для несущей способности не представляют. Если же они становятся сквозными, то главную причину нужно искать не в температурных деформациях, а в деформации сечений (см. вопрос 2.5). Куда чаще температурные трещины образуются в "долгостроях" — в домах, простоявших одну или несколько зим без отопления.

Более опасные трещины, с шириной раскрытия до нескольких сантиметров, образуются в протяженных зданиях при отсутствии в них деформационных швов. Трещины рассекают продольные стены по наиболее слабым сечениям — в местах расположения внутренних проездов и оконных проемов (рис. 16). Они ослабляют кладку под опорами балок, плит и перемычек и способны привести к обрушению этих конструкций. Лечение подобных трещин обычными методами — зачеканкой или инъектированием — практически бесполезно (трещины "дышат" при изменении температуры наружного воздуха), а меры по защите помещений от проникающего холода весьма дорогостоящи, не говоря уже о мерах по усилению стен. Как ни редок подобный брак, но в практике строительства он, увы, встречается.

Некоторым особняком стоят полномолитные бескаркасные дома, в стенах которых температурные трещины возникают в результате внутренних напряжений (особенно больших в зимнее время), вызванных термообработкой монолитного бетона. Такие трещины практически не влияют на прочность конструкций и жесткость здания, однако они нарушают герметичность наружных стен. С этой точки зрения более целесообразно наружные стены в монолитных зданиях выполнять навесными или самонесущими на гибких связях.

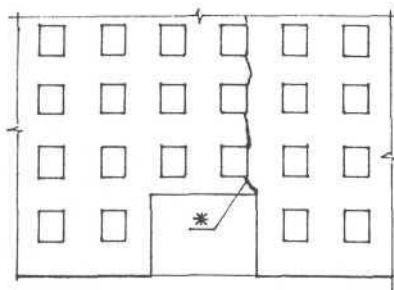


Рис. 16 (* трещины)

2.10. Что может послужить причиной образования горизонтальных трещин в наружных стенах?

Причиной чаще всего служит неправильная установка балконных плит вблизи вертикальных штраб (деформационных швов). Если балконные плиты пересекают штрабу (рис. 17, а), то они препятствуют свободной осадке следующей секции (блоку)

здания, т. е. препятствуют взаимному смещению смежных секций. Тогда наружные стены секции, возводимой позднее, «зависают» на выступающих участках балконных плит и происходит отрыв кладки по горизонтальным швам (рис. 17, б).

А поскольку наибольшая суммарная разность деформаций накапливается вверху здания, то и трещины образуются обычно на верхних этажах.

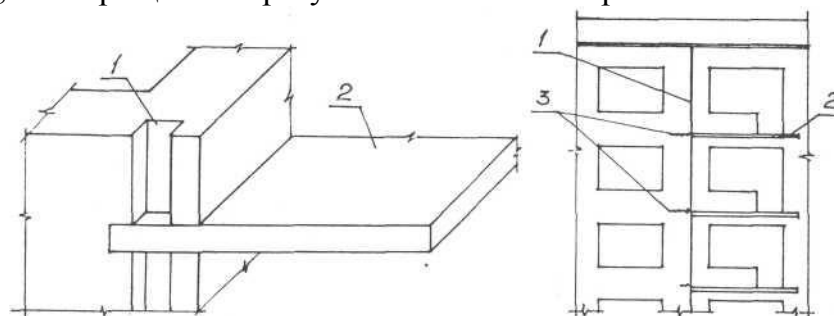


Рис. 17 (1 – штраба, 2 – балконные плиты, 3 – трещины)

2.11. Для чего в стенах устраивают армокаменные или железобетонные пояса?

Как известно, каменная кладка обладает намного более низкой прочностью на растяжение, чем на сжатие. Если стена изгибается в своей плоскости (а это всегда происходит при неравномерных деформациях основания), то в растянутой зоне образуются трещины, ширина раскрытия которых может достигать нескольких сантиметров. Наиболее часто подобные трещины наблюдаются в продольных стенах зданий. Вызвано это не только протяженностью самих стен, но и еще одним обстоятельством. В большинстве многоэтажных зданий плиты перекрытий ориентированы в поперечном направлении, опираются они на продольные стены и связываются с ними анкерами (см. вопрос 2.4). Иными словами, поперек здания образуются горизонтальные связи, препятствующие развитию возможных трещин в поперечных стенах, а вдоль они отсутствуют.

Роль таких связей и могут выполнять армокаменные или железобетонные пояса. Поскольку будущий характер неравномерных деформаций основания заранее неизвестен, пояса целесообразно устанавливать, как минимум, в двух местах по высоте: в нижней и верхней частях стен — под перекрытием подвала и под перекрытием верхнего этажа. Особенно желательны пояса в зданиях с высокими помещениями — производственных корпусах, зрительных, выставочных, молельных залах и т. п.

Заметим попутно, что пояса являются и эффективным средством повышения сейсмостойкости зданий, что в Сибири становится все более актуальной задачей. К сожалению, проектировщики редко применяют армированные пояса или применяют их не всегда продуманно.

2.12. К чему может привести устройство новых проемов в существующих стенах подвала?

Новые проемы уменьшают длину существующих стен, а вместе с ней — длину передачи нагрузки от здания на фундамент и приводят к увеличению давления на грунт основания. Но увеличенное давление передается неравномерно, его максимальные значения находятся у краев проемов (рис. 18) — здесь грунт будет деформироваться (проседать) больше, чем в других местах. Причем, чем больше ширина проемов, тем больше величина деформаций основания и тем больше их неравномерность, особенно если фундаменты выполнены не монолитными, а из

сборных железобетонных подушек. В результате этого образуются трещины в стенах, перекосы конструкций перекрытий и пр. дефекты.

Перепланировка подвалов существующих зданий для нужд предприятий торговли и сферы обслуживания приобрела с середины 1990-х гг. массовый характер. Однако указанное выше обстоятельство проектировщики учитывают далеко не всегда, ограничивая свою работу дежурными мерами — подведением перемычек в новых проемах да иногда усилением ослабленных простенков, в то время как зачастую требуется и усиление фундаментов или оснований.

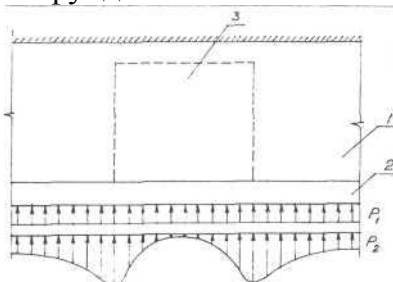


Рис. 18 (1 — стена подвала, 2 — проём, 3 — ленточный фундамент, p_1 — реактивное давление грунта до устройства проёма, p_2 — то же, после устройства)

2.13. Что нужно учитывать при проектировании каменных перемычек?

Нужно учитывать воздействие горизонтальных опорных реакций — распора H (рис. 19). В промежуточных простенках распор уравнивается или, по крайней мере, распределяется между ними. Крайние (угловые) простенки воспринимают распор полностью, а это — дополнительный изгибающий момент. Не учет его зачастую приводит к аварийному состоянию угловых простенков, особенно — узких.

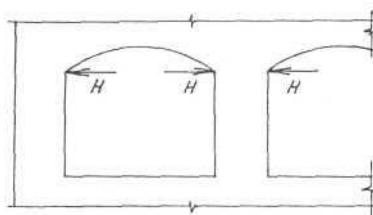


Рис. 19

2.14. Чем опасны невентилируемые трехслойные стены?

В таких стенах пары воздуха, проникающие из теплых помещений через внутренний (несущий) слой кладки, оседают в промежуточном слое утеплителя. Поскольку утеплитель лишен возможности естественного высыхания, со временем он накапливает влагу и утрачивает свои теплозащитные свойства, что неизбежно приведёт к промерзанию стен. Если утеплитель обладает малой водоудерживающей способностью, конденсированная вода будет накапливаться в его нижней части, где промерзание стен будет особенно интенсивным.

Еще худшие последствия возникнут при наличии щелей в утеплителе (которые могут и отсутствовать при завершении строительства, а образоваться со временем — по мере деформаций утеплителя, старения крепёжных деталей и пр.). Тогда пары теплого воздуха, проникая через эти щели, будут оседать и конденсироваться на внутренней поверхности наружного (облицовочного) слоя кладки и вызывать его морозное разрушение. При этом гибкие металлические связи (между внутренним и

наружным слоями) со временем ослабнут вследствие коррозии, а стеклопластиковые — вследствие старения. Если к тому же учесть, что в кирпичных зданиях облицовочные слои толщиной всего полкирпича зачастую достигают высоты 25...30 м, а разрушительные процессы снаружи не видны, то речь пойдет уже не об аварии, а о катастрофе. Во избежание таких последствий в трехслойных стенах всегда необходимо предусматривать продухи.

Глава 3.

Железобетонные конструкции

3.1. Как влияет уменьшение высоты сечения балок и плит на их прочность?

Прочность нормальных сечений определяется моментом внутренней пары равнодействующих сил — растягивающей N_s в арматуре и сжимающей N_b в бетоне (и в сжатой арматуре, если таковая имеется). Величина момента зависит как от величин самих сил, так и от расстояния (плеча) между ними z (рис. 20). Чем меньше плечо, тем меньше внутренний момент, тем меньше прочность сечения. Понятно, что уменьшение высоты, уменьшает и плечо вместе с прочностью. Причем плечо уменьшается даже быстрее, чем высота.

К этому обстоятельству следует относиться со всей ответственностью, особенно при зимнем бетонировании плит перекрытий, когда резко возрастает риск размораживания поверхностных слоев бетона, выключения их из работы и уменьшения рабочей высоты сечения. Например, у плиты толщиной 120 мм уменьшение толщины всего на 10 мм снижает несущую способность на 10% и более.

С другой стороны, увеличение высоты сечения, хотя и повышает несущую способность, но одновременно увеличивает собственный вес конструкций, а это — дополнительная нагрузка на колонны, стены и фундаменты. Отмечено немало случаев, когда увеличение собственного веса плит перекрытий и перекрытий являлось одной из причин аварийного состояния зданий.

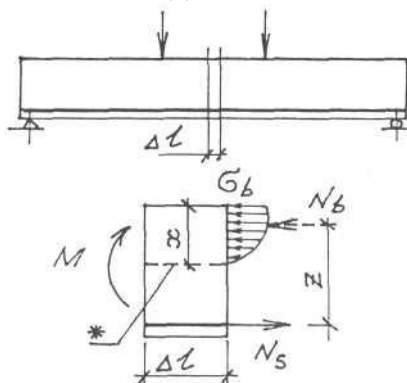


Рис. 20. (* — нейтральная ось)

3.2. Как влияет изменение прочности бетона на прочность балок и плит?

Всё зависит от степени продольного армирования, которое характеризуется высотой сжатой зоны x (рис. 20). При "слабом" армировании, когда x меньше граничного значения (оно определяется по нормам проектирования), влияние изменения прочности бетона невелико. При повышении класса бетона вдвое прочность нормальных сечений при изгибе увеличивается не более чем на 25% (а прочность, например, пустотных и ребристых плит — всего на 10%).

При "нормальном" армировании (высота сжатой зоны равна граничному значению) влияние прочности бетона сильнее: при повышении класса бетона вдвое прочность конструкций возрастает на 25...30%.

Самое большое влияние оказывает прочность бетона при "сильном" армировании (высота сжатой зоны больше граничного значения). Хотя нормы и не рекомендуют проектировать конструкции подобного типа, но эту рекомендацию не всегда удается соблюдать. Подобные конструкции (балки) особенно часто встречаются в зданиях и сооружениях, построенных до 1980-х годов.

Из приведенного следует, что для монолитных перекрытий, которые относятся к типу "слабо" или "нормально" армированных, высокопрочные бетоны большой пользы не принесут (как правило, достаточно бетона класса В15...В20). Но из приведенного вовсе не следует, что можно безболезненно снижать прочность бетона по сравнению с проектной — это приведет к резкому снижению жесткости и трещиностойкости, особенно у преднапряженных конструкций (тех же пустотных и ребристых плит).

3.3. Как влияет изменение положения продольной рабочей арматуры на прочность балок и плит?

Если продольную растянутую арматуру сдвинуть ближе к нейтральной оси, т. е. защитный слой бетона увеличить, то плечо внутренней пары сил уменьшится, а вместе с ним снизится и прочность нормальных сечений (см. вопрос 3.1). Если защитный слой уменьшить, то прочность возрастет. Однако уменьшение защитного слоя имеет другие, крайне негативные последствия. Оно приводит к образованию усадочных трещин на поверхности бетона (часто, едва заметных), через которые паро-воздушная смесь или агрессивные газы проникают к поверхности арматуры и вызывают коррозию металла. Кроме того, уменьшение защитного слоя в ряде случаев может привести и к снижению огнестойкости конструкций, поэтому арматуру необходимо устанавливать строго по проекту, не превышая допустимых нормами отклонений.

3.4. Всегда ли "эквивалентная" замена арматуры является эквивалентной?

Далеко не всегда. Например, если в изгибаемой конструкции заменить два растянутых стержня малого диаметра одним стержнем большого диаметра, равным по площади сечения, то может заметно снизиться трещиностойкость. Кроме того, при использовании стержней большого диаметра их центр тяжести перемещается в сторону нейтральной оси, а если учесть необходимость увеличения защитного слоя, то перемещение будет еще большим. Все это приведет к уменьшению плеча внутренней пары сил и соответствующему снижению прочности. Похожие последствия от подобной замены будут и в колоннах, нагруженных с большим эксцентриситетом. С другой стороны, замена в колоннах продольных стержней большого диаметра стержнями малого потребует установки дополнительных поперечных стержней (см. вопрос 3.9). Как видно из приведенного, в любом случае замену нельзя выполнять механически, без просчитывания возможных последствий.

3.5. Отчего может снизиться прочность опорных участков балок и плит?

Самая главная причина — неправильное поперечное армирование. Например,

слишком редкий шаг поперечных стержней (хомутов) может привести к тому, что опасная наклонная трещина пройдет между хомутами и последние в работу не будут вовлечены (рис. 21, а). Подобное часто происходит тогда, когда хомуты проектного диаметра заменяют хомутами большего диаметра, одновременно увеличивая их шаг. К такому же результату может привести и большое удаление первого хомута от опоры (рис. 21, б). Некачественная приварка к продольным стержням резко ухудшит анкеровку хомутов и приведет к их выдергиванию из бетона. В преднапряженных конструкциях важными причинами являются также уменьшение силы предварительного обжатия и снижение передаточной прочности бетона.

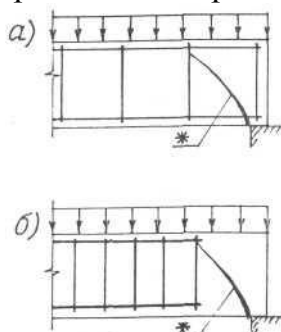


Рис. 21. (* — трещины)

3.6. К чему приводит неправильная перевозка и складирование сборных железобетонных конструкций?

При неправильной перевозке и складировании в конструкциях возникают такие усилия от собственного веса, на которые они не рассчитаны. Например, если подкладки под балками или плитами расположены далеко от торцов, то в нормальных сечениях возникают большие изгибающие моменты отрицательного знака, растягивающие верхнюю грань, где армирование мало или вообще отсутствует. Это может привести не только к образованию больших трещин у верхней грани, но и к излому (разрушению) изделия. Особенно "капризны" в этом отношении преднапряженные конструкции, у которых к моменту от собственного веса M_w добавляется момент от силы предварительного обжатия M_p , тоже отрицательного знака (рис. 22, а).

Повредить сборные изделия можно и не сильно удаляя подкладки от торцов. Достаточно, например, при штабелевании плит расположить подкладки не строго друг под другом, а со смещением. Тогда произойдет разрушение нижних изделий, не рассчитанных на столь большие нагрузки (рис. 22, б).

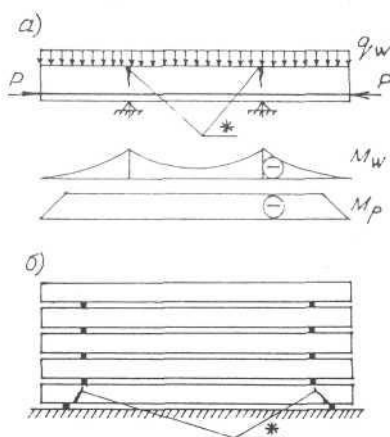


Рис. 22. (* — места излома)

3.7. От чего зависит прочность бетона?

Прочность бетона зависит не только от его состава и технологии приготовления, но и от качества уплотнения. При плохом уплотнении прочность может снизиться в 2 раза и более. Плохо уплотненный бетон имеет много пор, раковин и каверн, у него снижается не только прочность, но и водонепроницаемость и морозостойкость, он не в состоянии надежно защитить арматуру от коррозии. Некачественное уплотнение бетона чаще всего встречается в концевых участках конструкций (там, где наибольшее насыщение арматурой или закладными деталями), а также в узлах соединения сборных или сборно-монолитных конструктивных элементов, в столбчатых фундаментах и свайных ростверках. Зачастую именно этот дефект является причиной аварийного состояния конструкций и зданий.

3.8. Как влияет снижение прочности бетона на несущую способность колонн?

Многое зависит от того, как приложены усилия к колонне. Если сжимающая сила приложена центрально или с малым эксцентриситетом (обычно, это колонны многоэтажных связевых каркасных зданий, внутренние колонны многопролетных одноэтажных зданий и мн. др.), то в таких колоннах всё или почти всё сечение сжато, и прочность бетона используется максимально (рис. 23, а). Здесь снижение прочности бетона, по существу, равнозначно снижению несущей способности самих колонн (за вычетом несущей способности продольной арматуры).

Если сжимающая сила приложена с большим эксцентриситетом (крайние колонны некоторых одноэтажных зданий с мостовыми кранами, колонны крановых эстакад и др.), то в нормальных сечениях образуется значительная растянутая зона и в работу вступает растянутая арматура S (рис. 23, б). Поэтому несущая способность колонн определяется моментом внутренней пары сил, плечо которой z зависит и от прочности бетона. Однако зависимость эта — не прямая, и влияние прочности бетона на несущую способность колонн не столь велико, как у колонн первого типа, но всё же больше, чем у изгибаемых конструкций. Очевидно, что контролю прочности бетона при изготовлении колонн следует уделять особо пристальное внимание.

Сборные колонны могут оказаться в аварийном состоянии и тогда, когда зимой, вскоре после термообработки, они были вывезены из цеха на открытый воздух и смонтированы на объекте (обычно отпускная прочность бетона при этом составляет не более 70% проектной). Если монтаж здания ведется ускоренными темпами и завершается в течение зимы, то бетон не в состоянии набрать проектную прочность и несущая способность колонн может оказаться недостаточной для восприятия нагрузок от вышерасположенных этажей. В подобных ситуациях следует заранее оговаривать с заводом-поставщиком отпускную прочность бетона и отражать ее в паспортах изделий.

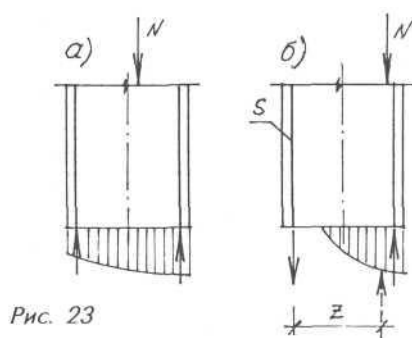


Рис. 23

3.9. Как влияет изменение положения рабочей арматуры на несущую способность колонн?

При сжатии с малыми эксцентриситетами увеличение или уменьшение защитного слоя оказывает не столь большое влияние на несущую способность колонн, как при сжатии с большими эксцентриситетами. При сжатии с большими эксцентриситетами изменение положения рабочей арматуры непосредственно влияет на плечо внутренней пары сил, а значит, и на несущую способность — при увеличении защитного слоя уменьшает её, а при уменьшении увеличивает. Однако уменьшение защитного слоя, как отмечено выше (см. вопрос 3.3), чревато коррозией арматуры и снижением огнестойкости конструкций.

3.10. Что может произойти, если поперечная арматура в колоннах установлена редко?

Разрушение сжатого бетона происходит в результате его поперечных деформаций. Под их влиянием продольная арматура стремится выпучиться наружу, т.е. потерять устойчивость. Этому препятствует поперечная арматура, которая, согласно нормам проектирования, должна устанавливаться в сварных каркасах с максимальным шагом, равным 20 диаметрам продольной арматуры. Если ее установить реже (или приварить некачественно), то произойдет преждевременная потеря устойчивости продольной арматуры, а вместе с ней и преждевременное разрушение колонны (рис. 24). В равной мере это относится к арматуре сжатых стержней ферм и сжатой зоны балок.

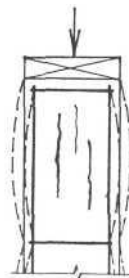
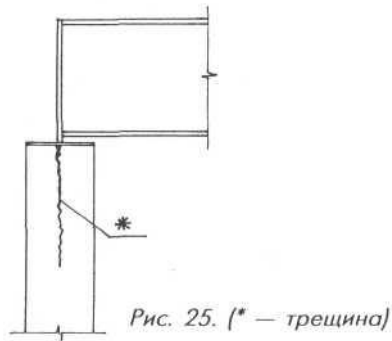


Рис. 24

3.11. Отчего происходит раскалывание оголовков колонн?

Причиной являются чрезмерные напряжения смятия в бетоне, возникающие при передаче нагрузки через небольшую площадь (центрирующие прокладки, торцевые ребра стальных балок и т. п.). Повысить сопротивление бетона смятию можно с помощью сеток косвенного армирования, устанавливаемых в оголовках колонн, а снизить напряжения смятия можно с помощью толстых стальных листов с анкерами (распределительных подушек), устанавливаемых взамен обычных закладных деталей. В любом случае, принимаемое конструктивное решение необходимо проверять расчетом, ибо показанная на рис. 25 схема разрушения колонны — не плод фантазии автора, а факт, неоднократно имевший место в действительности.



3.12. Чем опасно некачественное обетонирование выпусков арматуры в стыках колонн?

Выпуски арматуры размещаются в выемках, которые ослабляют поперечное сечение колонн. После сварки арматурных стержней выемки заделывают бетоном — чтобы не только защитить арматуру от коррозии, но, главным образом, чтобы восстановить полное расчетное сечение колонны. В связи с этим и прочность монолитного бетона стыков принимается не ниже прочности бетона стыкуемых колонн. При некачественном обетонировании — низкой прочности бетона или плохом его уплотнении — нагрузка в стыке воспринимается не всем сечением, а только его частью, что вызывает чрезмерно высокие напряжения, приводит к раздавливанию бетона колонн вблизи стыка (обычно, уже в процессе эксплуатации здания) и аварийному состоянию конструкций. Устранение этого опасного дефекта — мероприятие весьма дорогостоящее. Между тем, проконтролировать качество обетонирования достаточно легко в процессе строительства, да и устранить этот дефект в строящемся здании намного проще, чем в эксплуатируемом

3.13. Чем опасен перекосяк закладных деталей соединяемых конструкций?

При перекосяке закладных деталей опирание верхней конструкции становится неустойчивым. Во избежание этого, монтажники устанавливают дополнительные прокладки, которые зачастую выполняют из арматурных стержней или узких пластин. В итоге, нагрузка передается по небольшой площади, что вызывает значительные местные напряжения сжатия (смятия) и образование трещин раскалывания (рис. 26).

Конечно, подобные изделия следует считать браком и возвращать их на завод-изготовитель. Если по каким-то причинам бракованные конструкции приходится монтировать, то прокладки нужно выполнять таким образом (например, из клиновидных или набора тонких пластин), чтобы обеспечить равномерное распределение опорных реакций.



3.14. Почему наиболее часто повреждаются плиты покрытия, поддерживающие малоуклонную совмещенную кровлю?

При малом уклоне (1:20 и менее) на углублениях мягкой кровли, даже самых небольших, застаивается дождевая вода, которая при замерзании разрывает водоизоляционный ковер. Проникая через разрывы, вода увлажняет цементную стяжку, разрушает ее в процессе попеременного замораживания и оттаивания и далее попадает в утеплитель. Поскольку при традиционной конструкции совмещенной кровли вентиляция отсутствует, утеплитель накапливает влагу и со временем полностью утрачивает свои теплозащитные свойства. К этому негативному процессу часто добавляется и другой: при плохой заделке швов между плитами через щели проникает теплый воздух из помещения, пары которого конденсируются под гидроизоляцией и замачивают утеплитель (см. главу 1).

Всё это приводит к тому, что кровля промерзает, а бетон плит подвергается морозному разрушению с последующим обнажением и коррозией арматуры. Кроме того, утяжеление утеплителя приводит и к перегрузке несущих конструкций покрытия. Как показывают многочисленные обследования, такая конструкция кровли (заимствованная из стран Запада, где средняя температура января не опускается ниже 0°C) совершенно неприемлема для суровых климатических условий большей части территории России, а Сибири — особенно.

3.15. Почему при наличии проветриваемого чердака в перекрытии верхнего этажа не следует делать цементную стяжку поверх утеплителя?

Если пароизоляция перекрытия выполнена некачественно (что случается довольно часто), то ее роль начинает выполнять цементная стяжка, поскольку у нее намного меньшая паропроницаемость, чем у утеплителя. Проникающие снизу пары теплого воздуха, оседая на нижней поверхности холодной стяжки, образуют конденсат, замачивают утеплитель, снижают его теплозащитные свойства и, в итоге, приводят к промерзанию плит перекрытия. Цементную стяжку можно применять лишь при условии устройства в ней разрывов (просветов), выполняющих функции своего рода продухов, через которые может испаряться влага из утеплителя. И уж совсем недопустимо накрывать утеплитель полиэтиленовой пленкой, а поверх нее устраивать стяжку (некоторые проектировщики отличились и таким "ноухау").

3.16. Чем опасны подвесные потолки?

Опасны тем, что они закрывают доступ для осмотра конструкций перекрытий и покрытий и создают, тем самым, препятствие для принятия своевременных профилактических или противоаварийных мер. Если съемные потолки (типа "армстронг") позволяют осматривать несущие конструкции хотя бы небольшими фрагментами, то несъемные лишают и этой возможности. Кроме того, крепежные детали подвески потолков нарушают целостность конструктивных элементов. (Здесь речь не идет о тех случаях, когда имеется межферменное пространство, достаточное для осмотра конструкций.) Следовательно, подвесные потолки косвенно снижают долговечность несущих конструкций перекрытий и покрытий, что должны учитывать проектировщики. В связи с этим рекомендуется при устройстве несъемных потолков предусматривать дополнительный резерв несущей способности конструкций перекрытий и покрытий не менее 20%, а при устройстве съемных — не менее 10%.

3.17. Что произойдет, если концы пустот в плитах перекрытий не заделать бетоном?

В горизонтальном сечении железобетонных плит перекрытий пустоты составляют около 80% и лишь 20% остается ребрам, которые и испытывают давление вышележащей стены. Если давление превысит несущую способность ребер, произойдет их раздавливание — явление не столь уж редкое в практике строительства. Чтобы увеличить площадь горизонтального сечения, концы пустот заделывают бетоном. В 1-2 - этажных жилых каменных зданиях пустоты можно не заделывать. При большем числе этажей рёбра плит следует проверять расчетом, по результатам которого в проекте должно быть записано соответствующее указание.

3.18. Чем опасны зазоры между нижней плоскостью плит перекрытий и кладкой смежной стены?

Ширина плит перекрытий не всегда бывает кратной длине перекрываемых помещений. В этом случае проектировщики предусматривают монолитные вставки. Зачастую, однако, строители выбирают более легкий путь — заводят крайнюю плиту внутрь смежной стены (рис. 27), при этом между нижней плоскостью плиты и кладкой образуется зазор (горизонтальная щель). Зазор этот опасен тем, что плита, получив возможность свободно деформироваться, испытывает большие изгибающие и крутящие моменты от веса вышележащей стены, что может привести к образованию в плите значительных трещин и даже разрушению.

Во избежание аварии необходимо образовавшиеся зазоры тщательно зачеканить цементным раствором марки не ниже 100, а при высоте зазора более 20 мм — бетоном класса В7,5 (в крайнем случае, цементным раствором с добавлением щебня). Следует помнить и о том, что заведение плиты в стену на глубину более 50...60 мм может привести к раздавливанию бетона плиты.

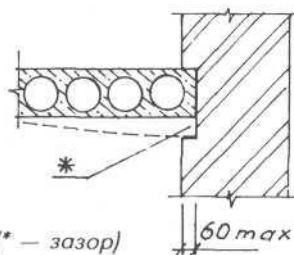


Рис. 27. (* — зазор)

3.19. Почему нельзя более 100 суток хранить преднапряженные железобетонные изделия?

Хранить, конечно, можно, но применять после столь длительного хранения можно далеко не всегда. Если в течение 100 суток после изготовления изделия не были смонтированы и нагружены полезной нагрузкой, то потери напряжений в арматуре увеличатся, а жесткость и трещиностойкость конструкций уменьшатся по сравнению с проектными. Следовательно, должны быть снижены и нормативные (допустимые эксплуатационные) нагрузки, величина которых определяется перерасчетом сечений на основе фактического возраста конструктивных элементов. Причем не обязательно изделие должно долго пролежать на складе. Результат будет тот же, если оно будет вовремя смонтировано, но долго не нагружено полезной нагрузкой (чаще других это случается с плитами перекрытий). Не учет этого обстоятельства иногда приводит к неприятным результатам — чрезмерным прогибам, недопустимому раскрытию трещин и, как следствие, к необходимости усиления конструкций.

3.20. К чему может привести укладка бетона фундаментов на прослойки льда?

При таянии льда под подошвой фундамента образуются пустоты, и давление на грунт становится неравномерным (рис. 28). Неравномерность давления приводит к неравномерным деформациям основания и к возникновению изгибающих моментов в фундаментной подушке (плите) — тем больших, чем больше толщина и площадь поверхности льда. В результате этого образуются трещины не только в самом фундаменте, но и в стенах. Данный дефект чаще всего встречается в зданиях, у которых работы по устройству фундаментов проводились поздней осенью.

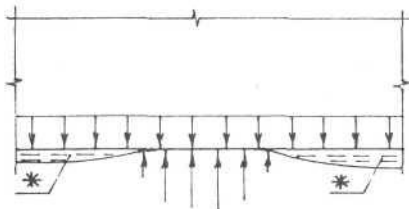


Рис. 28. (* — прослойки льда)

3.21. К чему может привести укладка бетона ростверков на неочищенную поверхность свай?

Когда между обрезкой голов свай и бетонированием ростверка возникает длительный перерыв в работе, на поверхности свай может накопиться грязь или мусор. Если поверхность не очистить, то под действием нагрузки от стен ростверк со временем просядет относительно свай, причем просядет неравномерно, а это приведет к образованию трещин (и даже разрушению) ростверка с последующим образованием опасных трещин в стенах. Тот же результат может получиться, если головы свай не очищены от льда или снега.

3.22. Как влияют дефекты монтажа на несущую способность стыков крупнопанельных зданий?

При снижении марки раствора со 100 до 50 прочность платформенных стыков снижается на 10%, а до 25 — на 30%. При уменьшении длины (глубины) опирания плит перекрытия с 70 до 50 мм прочность стыков снижается на 25...30%. При утолщении растворных швов с 20 до 50 мм прочность снижается на 20%. При эксцентриситете приложения нагрузки от вышерасположенных стен, равном 35 мм (несоосность стеновых панелей), прочность снижается более чем на 30%. Подобные дефекты (не столь уж редкие в строительной практике) вызывают неравномерные деформации стен, образование трещин в панелях и швах и пр. повреждения, а в сочетании с другими дефектами — обрушение панельных зданий.

К сожалению, при перепланировке помещений и устройстве новых проемов в стеновых панелях существующих зданий проектировщики, как правило, не учитывают реального качества монтажа (которое можно установить только при детальном обследовании). Эта небрежность зачастую приводит к дополнительным повреждениям вышележащих стен и перекрытий, а иногда и к аварийным последствиям.

4.1. К чему приводит некачественная перевязка швов каменной кладки?

При сжатии в каменной кладке, как и в других материалах, возникают поперечные деформации, которые приводят к образованию вертикальных трещин, затем делению кладки на отдельные столбики и последующему их разрушению. Некачественная перевязка провоцирует раннее образование таких трещин (рис. 29, а, вид сбоку) и снижает несущую способность на величину до 25%.

Качество перевязки, к сожалению, не всегда можно проконтролировать простым осмотром поверхности стен. В стенах толщиной 2 кирпича и более при хорошем внешнем виде может полностью отсутствовать внутренняя перевязка (рис. 29,б, разрез), что обнаруживается только тогда, когда стены уже находятся в аварийном состоянии. Еще опаснее забутовка из половняка и кирпичного боя, что редкостью на стройках, к сожалению, не является. Поэтому при выполнении кладочных работ необходимо систематически осуществлять не только приёмочный (выходной), но и операционный контроль качества.

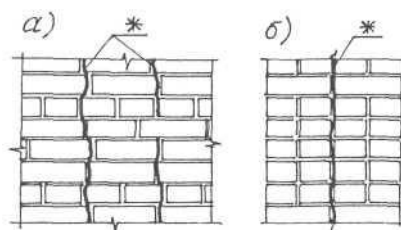


Рис. 29 (* — трещины)

4.2. К чему приводит утолщение горизонтальных швов в каменной кладке?

При толщине швов более 20 мм прочность кладки снижается на 10...20% в зависимости от марки раствора. Для такого снижения прочности достаточно 3-4-х утолщенных швов на 1 м высоты, при большем их количестве прочность снижается еще больше.

4.3. К чему приводит плохое заполнение вертикальных швов в каменной кладке?

Приводит не только к резкому снижению теплозащитных свойств наружных стен, но и к снижению прочности кладки не менее чем на 10%, поскольку незаполненные вертикальные швы — это "инициаторы" вертикальных трещин. Для качественного заполнения швов кирпич следует укладывать методом «впритык» или «вприсык». Многие каменщики предпочитают более простую «технология»: раскладывают кирпич и поливают его сверху раствором. К сожалению, брак этот (особенно у иностранных рабочих) стал настолько массовым, что на него перестали обращать внимание не только мастера и прорабы, но и контролирующие службы. Одна из причин слабого контроля состоит в том, что плохое заполнение вертикальных швов можно обнаружить только в процессе работы, а не на боковых поверхностях уже готовой кладки (там швы всегда замазаны). Проектировщикам же можем только порекомендовать: не закладывать в проекты 100%-ное использование расчетного сопротивления кладки сжатию — по крайней мере, до тех пор, пока на стройках в этом вопросе не будет наведен порядок.

4.4. К чему приводит некачественное армирование каменной кладки?

Сетчатое армирование сдерживает поперечные деформации кладки и, тем самым, повышает ее прочность при сжатии (максимально — в 2 раза). Рост прочности зависит не только от диаметра стержней и размеров ячеек арматурных сеток, но и от того, с каким шагом по высоте они установлены. Если расстояние между соседними сетками хотя бы в одном месте оказалось больше проектного, то прочность всего элемента определяется прочностью этого слабого участка, а если хотя бы в одном месте расстояние превышает 400 мм (или 5 рядов кладки из стандартного кирпича), то проку от армирования нет вообще. Между тем именно несоблюдение шага сеток (пропуски) является весьма распространенным браком в работе каменщиков, в результате которого несущая способность стен и простенков резко снижается.

Причина здесь, однако, не только в нерадивости рабочих, но и в психологическом барьере: для каменщика это дополнительная операция, отвлекающая его от более привычных — проверки размеров кладки, ее вертикальности, перевязки швов, горизонтальности рядов и т.п. Не зря поэтому нормы проектирования рекомендуют использовать армированную кладку только в тех случаях, когда другие меры исчерпаны. К сожалению, проектировщики далеко не всегда следуют этой рекомендации.

4.5. Чем опасна кладка кирпича на обледенелую поверхность?

Прочность кладки определяется не только прочностью кирпича и раствора (при соблюдении прочих требований), но и сцеплением между ними. Если прерванную кладку продолжать по обледенелой поверхности (а это часто происходит, когда накануне шел дождь, а ночью подморозило), то сцепление свежешелого раствора со старой кладкой будет отсутствовать — даже при последующем оттаивании наледи. Столь же негативный результат — и при использовании обледенелого кирпича. Прочность такой кладки настолько резко снижается, что может привести к разрушению колонн и простенков при действии нагрузок, далеко не достигших расчетных значений (известно немало таких случаев).

Именно этой причиной объясняется известное технологическое требование: при перерыве в работе, когда появляется риск образования наледи, горизонтальную поверхность кладки необходимо укрывать рубероидом, пленкой или др. водонепроницаемым материалом. Понятно, что одновременно надо укрывать и поддоны с кирпичом.

4.6. Как влияет снижение марки кирпича и раствора на прочность кладки?

Марка кирпича влияет на прочность кладки сильнее, чем марка раствора. Причем, чем выше марка раствора, тем ее влияние слабее. Например, снижение марки кирпича со 100 до 75 снижает прочность кладки на 16...17%, а аналогичное снижение марки раствора — всего на 5...6%. Поэтому для большинства каменных конструкций марку раствора выше 75 не назначают. Однако, если в проекте заложен раствор невысокой прочности, то снижение его марки заметно снизит не только расчетное сопротивление кладки, но и упругую характеристику, от которой зависит устойчивость сжатых элементов, а сама кладка может перейти в более низкую группу, для которой многие расчетные требования ужесточаются.

Следует также иметь в виду, что чем ниже марка раствора, тем у него более рыхлая структура, тем ниже его морозостойкость, следовательно, тем ниже и

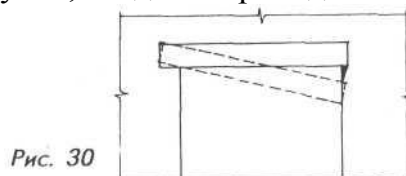
долговечность самой кладки. Последнее особенно касается стен подвала, цоколей и карнизов.

4.7. Чем опасно "подмолаживание" раствора?

На строительном жаргоне "подмолаживание" означает повторное разведение водой загустевшего цементного раствора. Операция эта столь же распространенная, сколь и недопустимая. В результате нее раствор резко теряет свою прочность, что опасно для несущих элементов кладки, становится рыхлым и легко размораживается (выветривается), что опасно для конструкций, эксплуатируемых на открытом воздухе.

4.8. К чему приводит недостаточная глубина опирания элементов перекрытий (покрытий) на каменные стены, пилястры и колонны?

Чем меньше глубина (площадь) опирания конструкций, тем выше напряжения смятия в каменной кладке. Если глубина опирания недостаточна, напряжения превышают прочность кладки на смятие, в ней образуются опасные трещины, которые вызывают скол кладки и обрушение опирающейся конструкции — фермы, балки, плиты, перемычки (рис. 30). К сожалению, этот опаснейший дефект является распространенным и нередко случается, когда он приводит к гибели людей.



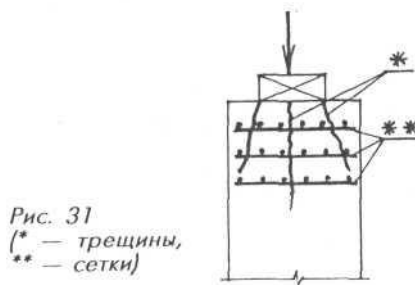
4.9. К чему приводит отсутствие распределительных железобетонных плит под опорами ригелей (ферм, балок)?

Распределительные плиты (подушки) выравнивают давление под опорами конструкций, уменьшая максимальные значения напряжений смятия в кладке. Причем, чем больше толщина подушки, тем более равномерны напряжения. На эти уменьшенные значения напряжений и рассчитывают прочность кладки. Если предусмотренная проектом подушка не установлена, напряжения смятия возрастут, что может привести к аварийным последствиям (см. предыдущий ответ). Подушки необходимо ставить всегда, когда опорная реакция превышает 100 кН (10 т), даже если они не требуются по расчету. Толщина подушек назначается не менее 150 мм, а их объемное армирование не менее 0,5%. Следует, однако, помнить о том, что сами подушки непосредственно воспринимают опорное давление, поэтому их также нужно рассчитывать на смятие с подбором требуемой арматуры и класса бетона.

4.10. Какую роль играют арматурные сетки в кладке под опорами балок, прогонов и перемычек?

Если железобетонные подушки уменьшают напряжения смятия в кладке, то сетки увеличивают ее расчетное сопротивление смятию. При смятии разрушение кладки начинается с образования небольших трещин непосредственно под опорами. Сетки предотвращают развитие этих трещин и, тем самым, удерживают кладку от разрушения. Отсюда ясно, что устанавливая сетки следует в самых верхних швах, иначе пользы они не принесут (рис. 31). Отсутствие сеток в тех случаях, когда они необходимы по расчету, может вызвать аварийное состояние кладки и потребовать ее

усиления.



4.11. Чем опасны тонкие несущие стены?

Если при строительстве допущена несоосность стен или колонн одного этажа по отношению к стенам или колоннам другого, то нагрузка на нижние конструкции оказывается приложенной с дополнительным эксцентриситетом e (рис. 32). В результате, уменьшается площадь сжатой зоны сечения и увеличиваются сжимающие напряжения. Например, в прямоугольном сечении эксцентриситет 20 мм уменьшает расчетную высоту сжатой зоны на 40 мм.

Понятно, что чем меньше толщина (высота нормального сечение тем более опасные последствия вызывает несоосность вышерасположенных стен или колонн. Во внутренних стенах толщиной 1 кирпич (250 мм) даже допустимые нормам величины отклонения осей стен смещения перекрытий приводит к увеличению напряжений в кладке на 15% и более. Если к допустимым отклонениям добавить недопустимые (но, увы, распространенные), то в результате перегрузки кладка может прийти в аварийное состояние. Поэтому проектировщикам следует учитывать вероятность смещения, продуманно подходить к выбору толщины внутренних несущих стен, придерживаясь правила: стены толщиной 1 кирпич назначать высотой более одного этажа, толщиной кирпича — не более 3...4 этажей.

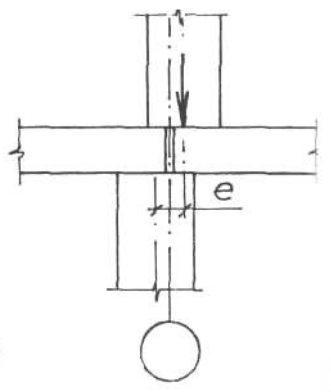


Рис. 32

4.12. Какой недостаток смежных кровель с уклонами взаимно перпендикулярного направления?

Если кровля выполнена с перепадом высот, то вода, стекающая с верхней кровли, направляется далее по нижней кровле мощным узким потоком, с которым нижняя кровля не справляется (особенно при неорганизованном водостоке. В результате происходит сильное замачивание смежной стены и морозное разрушение кладки (рис 33). Проектирования подобных кровель следует избегать, а если в них возникает безоговорочная необходимость, следует предусматривать высокие фартуки

из оцинкованной стали или другие меры, защищающие смежную стену.

В кровлях без перепада высот при организованном водостоке (в зданиях, сложных в плане) проектировщики часто допускают другую ошибку — неравномерно распределяют площадь кровли («бассейн» стока воды) между водосточными трубами. Наибольшая нагрузка, обычно, приходится на трубы, расположенные у входящих (внутренних) углов здания — как раз там, где наружный воздух более застойный и проветривание стен затруднено. В результате значительная часть дождевой воды льется мимо труб, сильно замачивает карнизы и верхние части стен, а затем и размораживает кладку. Наилучший способ избежать этого, к сожалению, пространственного недостатка — так организовать водостоки, чтобы вообще исключить установку водосточных труб в вершинах внутренних углов здания.

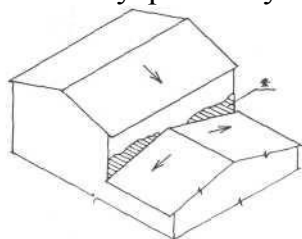


Рис. 33
(* — морозное разрушение кладки)

4.13. Что может служить причинами замачивания стен подвала атмосферной водой?

Причин несколько. Во-первых, отсутствие отмостки или некачественное ее выполнение.

Во-вторых, плохая вертикальная планировка прилегающей территории, или, говоря иначе, наличие обратного уклона дневной поверхности при отсутствии водоотвода. В этом случае отмостка для атмосферной воды помехой не является. Особенно часто подобное явление встречается не в построенных, а в еще строящихся зданиях, расположенных на скатах местности, — строители стараются не обременять себя проблемой устройства хотя бы временного водоотвода.

В-третьих, плохая вертикальная гидроизоляция стен подвала. Нередко строители обмазывают стены не битумом, как положено, а только т. н. «праймером», состоящим на 80...85% из солянки и на 15...20% из битума, который не изолирует стены, а лишь придает им черный цвет.

В-четвертых, применение растворов низких марок в швах между бетонными блоками. Как правило, такие растворы имеют рыхлую структуру и через них легко фильтруется влага. Еще более опасен другой, не менее частый дефект: плохое заполнение раствором вертикальных швов между бетонными блоками — именно через такие швы вода беспрепятственно проникает внутрь стен и замачивает их на всю толщину (а при отсутствии бетонного пола — также и фундаменты с основанием). Даже после устранения всех перечисленных дефектов стены подвала еще много лет остаются сырыми.

4.14. Что может служить причинами выдавливания стен подвала?

Главная причина — в чрезмерном боковом давлении грунта Q , которым засыпаны пазухи котлована (рис. 34). Боковое давление зависит от коэффициента внутреннего трения (угла естественного откоса) грунта: чем меньше значение коэффициента, тем больше давление. Минимальное значение коэффициента — у водонасыщенного (разжиженного) грунта. Отсюда понятно, почему выдавливание

стен подвала происходит в тех случаях, когда пазухи котлована были засыпаны мерзлым грунтом, сильно насыщенным водой до замерзания (который при оттаивании превращается в жижу), или когда атмосферная вода интенсивно замачивает уже засыпанный грунт — обычно, при плохом его уплотнении и наличии обратного уклона без водоотвода. Выдавливанию способствует также отсутствие бетонного пола в подвале, служащего нижней горизонтальной опорой для стен, и небольшая этажность здания, при которой мала вертикальная нагрузка N (сила прижима, повышающая сопротивление сдвигу стен).

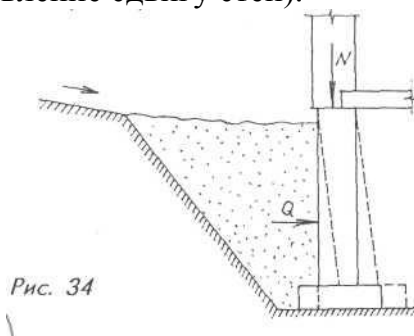


Рис. 34

4.15. Что может служить причиной обрушения кирпичных карнизов?

Наиболее часто кирпичные карнизы обрушаются при наличии совмещенных кровель. Причина обрушения состоит в нарушении герметичности кровли: атмосферная вода проникает в утеплитель, стекает по поверхности плит покрытия к карнизу, там постепенно накапливается и замачивает каменную кладку (рис. 35). Мокрая кладка подвергается попеременному замораживанию и оттаиванию и теряет прочность. Для предотвращения этого явления (или, по крайней мере, для смягчения его воздействия) можно порекомендовать заподлицо с верхней плоскостью плит покрытия в карнизах устраивать продухи, которые одновременно могут служить сливами для накопившейся в утеплителе воды. Однако самое надежное решение — вообще не применять совмещенные неветилируемые кровли, особенно малоуклонные.

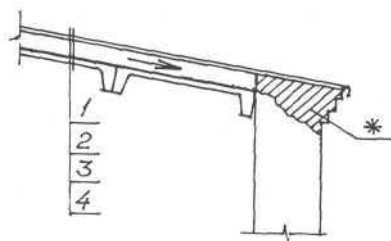


Рис. 35
(1 — рулонная кровля, 2 — цементная стяжка, 3 — утеплитель, 4 — плиты покрытия, * — морозное разрушение карниза)

4.16. Как быть, если несущей способности перекрытия недостаточно для восприятия нагрузок от кирпичных перегородок?

При реконструкции зданий старые деревянные перегородки зачастую заменяют более тяжелыми кирпичными, нагрузку от которых перекрытия воспринимать не в состоянии. В результате нередко случаи появления значительных трещин и прогибов в конструкциях перекрытий, свидетельствующих о перегрузке последних.

Для уменьшения нагрузки на перекрытия можно поступить следующим образом. В нижние ряды кладки уложить продольную арматуру, затем выложить

перегородку на небольшую высоту (последняя определяется расчетом), дать выдержку не менее 7 суток, а затем довести кладку до конца. Такой порядок ограничивает нагрузку на перекрытие только весом нижней части перегородки. После набора раствором определенной прочности нижняя часть работает как армированная кирпичная балка и передает на перекрытие нагрузку от вышележащей части только по концам, вблизи опор, т. е. работает как висячая стена. Разумеется, такой прием имеет смысл применять лишь тогда, когда перегородки ориентированы в направлении пролета балок или плит перекрытий, а сами они являются глухими (без дверных проемов).

Глава 5.

Основы диагностики дефектов и повреждений

Если у человека поднялась температура, он испытывает недомогание и боли, то это симптомы какой-то болезни. По симптомам врач определяет, чем болен человек, т.е. ставит диагноз, и лишь после этого назначает лечение. Видимые дефекты и повреждения зданий и строительных конструкций — тоже симптомы "болезней", и поставить по ним правильный диагноз — значит установить саму "болезнь", определить ее причины, степень опасности и назначить такое лечение, которое обеспечило бы надежность и долговечность всего здания и его отдельных частей.

Поэтому медицинский термин "диагностика" с полным основанием стал применяться и в строительстве. Сходство имеется и в другом. Если в медицинской диагностике роль объективных показателей играют лабораторные анализы, кардиограмма, рентгеноскопия и т. п., то в строительной — измерения (фактических сечений, пролетов, прогибов, ширины раскрытия трещин и т. д.), испытания образцов конструкционных материалов и грунтов основания, поверочные расчеты и пр. Ну а главное отличие состоит, пожалуй, в том, что человеческий организм сам борется с болезнями и часто излечивается без помощи медицины. Строительные конструкции такой способностью не обладают — если они "заболели", то уже навсегда, со временем "болезнь" будет только прогрессировать и без посторонней помощи они уже не обойдутся.

В настоящей главе рассматриваются только те вопросы, которые связаны непосредственно с внешними признаками неблагоприятного состояния зданий и конструкций и которые, как говорится, видны невооруженным взглядом. Однако именно внешние признаки являются первыми симптомами любой "болезни" и именно они составляет основу диагностики. За рамками текста остались вопросы приборного контроля, поверочных расчетов и анализа результатов, решение которых требует специальной подготовки и определенного опыта. Признаки неблагоприятного состояния весьма разнообразны, и подробное их описание займет слишком много места, тем более что зачастую они присутствуют одновременно, в разных сочетаниях. Достаточно указать только на самые распространенные, что и сделано в настоящей главе.

5.1. Каковы симптомы перегрузки нормальных сечений балок и плит?

Симптомами являются нормальные (поперечные) трещины и прогибы в середине пролета. Однако само наличие трещин далеко не всегда является признаком перегрузки — ведь прочность нормальных сечений рассчитывают без учета бетона растянутой зоны, т. е. заранее предполагают образование трещин. В большинстве случаев симптомом перегрузки являются не трещины как таковые, а ширина их

раскрытия. То же относится и к прогибам. Поскольку любая балка или плита при действии внешней нагрузки деформируется (прогибается), то важен не просто прогиб, а его величина. Следует также заметить, что слово "перегрузка" вовсе не обязательно означает, что нагрузка на конструкцию превышает проектную. В равной степени оно может означать и недостаточную несущую способность самой конструкции, вызванную дефектами изготовления и монтажа (пониженная прочность материалов, недостаточное армирование, перекосы, смещения и пр.).

5.2. Какую ширину раскрытия нормальных трещин в изгибаемых конструкциях следует считать опасной?

В нормах проектирования максимально допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин для конструкций, эксплуатируемых в обычных условиях, принята равной 0,3 мм. В некоторых справочниках эта величина рассматривается и как граница, за которой наступает аварийное состояние конструктивных элементов. Такой подход в корне неверен в силу следующих причин.

Во-первых, указанная ширина раскрытия трещин допустима только для арматуры не выше класса А-IV, для арматуры более высоких классов она уменьшается до 0,2 и даже до 0,1 мм. Во-вторых, изгибаемые конструкции могут быть "слабо", "нормально" или "сильно" армированными (см. главу 3). В "сильно" армированных ("переармированных") сечениях разрушение сжатой зоны бетона происходит при сравнительно небольших напряжениях в продольной растянутой арматуре, когда и трещины раскрываются незначительно. Поэтому даже небольшая, всего 0,1 мм, ширина раскрытия трещин может быть симптомом опасного состояния таких конструкций. В-третьих, ширина раскрытия трещин по расчету часто оказывается намного меньше допустимой. Бывает даже, что по расчету трещины вообще не образуются (чаще всего, у преднапряженных конструкций). И в этом случае небольшая ширина раскрытия трещин у эксплуатируемой конструкции может оказаться опасной.

Отсюда следует, что ширина опасного раскрытия трещин требует индивидуальной оценки. Однако в любом случае само наличие заметных трещин уже является серьезным поводом для тщательного обследования конструкций.

5.3. Какую величину прогиба следует считать опасной?

Здесь также нет шаблона. Небольшие прогибы вполне могут характеризовать перегрузку таких конструкций, у которых сечение "сильно" армировано, а также многих преднапряженных конструкций, которые при изготовлении получили обратный выгиб. В то же время, существует и некоторое общее правило: чем больше погонная жесткость конструкции (а проще говоря, чем больше отношение высоты сечения к пролету), тем меньше у нее прогиб, следовательно, и небольшая величина прогиба может оказаться для конструкции опасной.

С другой стороны, иногда даже большие прогибы никакой опасности не представляют. Такие случаи встречаются при некачественном изготовлении монолитных конструкций, когда опалубка из-за недостаточной собственной жесткости провисла под тяжестью свежесушеного бетона.

5.4. Каковы симптомы перегрузки опорных участков балок и плит?

Основными симптомами являются наклонные трещины в опорных участках.

При некотором внешнем сходстве, причина их образования может быть разной. Трещины в стенках тавровых и двутавровых балок часто являются признаком начала раздавливания бетона от действия главных сжимающих напряжений (рис. 36, а). Трещины, выходящие на нижнюю грань, обычно указывают на недостаточное поперечное армирование (рис. 36, б). Похожие трещины образуются и тогда, когда выдерживается напрягаемая арматура, — это состояние опорных участков является наиболее опасным и требует немедленного принятия противоаварийных мер, а затем серьезного усиления. Труднее всего бывает обнаружить симптомы перегрузки опорных участков пустотных плит, поскольку их боковые поверхности недоступны для осмотра. Что касается сплошных плит, то аварийное состояние опорных участков у них встречается крайне редко, за исключением случаев, когда плиты работают на продавливание (фундаментные плиты, плиты безригельных перекрытий и т. п.).

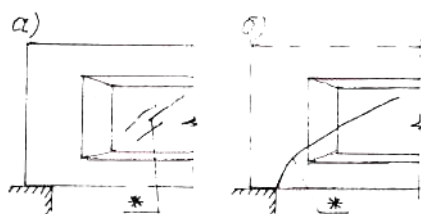


Рис. 36 (* * — трещины)

5.5. Каковы симптомы перегрузки железобетонных ферм?

Перегрузка ферм проявляется заметным раскрытием трещин в нижнем поясе, небольшим (но все-таки заметным) провисанием нижнего пояса. Перегрузка опорных узлов характеризуется теми же признаками, что и перегрузка опорных участков балок и плит (см. предыдущий ответ). Шелушение и отслоение бетона в верхнем поясе и сжатых раскосах обычно свидетельствует уже об аварийном состоянии конструкции. При осмотре ферм следует также обращать внимание на промежуточные узлы (особенно безраскосных ферм и ферм с параллельными поясами), в которых возникают большие изгибающие моменты или перерезывающие силы. Иногда

5.6. О чем свидетельствуют трещины, образовавшиеся вдоль растянутой рабочей арматуры плит, балок и ферм?

Может быть несколько причин образования таких трещин. Одна из них — большие усадочные напряжения в бетоне, вызванные недостаточным защитным слоем (рис. 37, а). Иногда усадочные трещины образуются из-за неправильно подобранного состава бетона или вследствие нарушения режима термообработки при изготовлении сборных изделий (отсутствие выдержки перед пропариванием или слишком быстрый подъем температуры).

Сами по себе усадочные трещины имеют, как правило, небольшую ширину раскрытия. Однако через них проникает паро-воздушная смесь или агрессивные жидкости и газы, которые вызывают коррозию арматуры — в этом главная опасность усадочных трещин. Продукты же коррозии (ржавчина) занимают больший объем, чем металл, поэтому они распирают бетон и еще более увеличивают раскрытие трещин (подобные трещины иногда имеют характерные "ржавые" края). Если конструкция эксплуатируется на открытом воздухе, то в трещины попадает и атмосферная влага,

которая при замерзании дополнительно разрывает бетон.

Другая причина — коррозия арматуры, вызванная не внешним воздействием паров и агрессивных газов, а блуждающими токами или агрессивными солевыми добавками в бетон. Как и в первом случае, продукты коррозии, увеличиваясь в объеме, разрывают бетон. Степень опасности этого дефекта определяется, в первую очередь, степенью коррозии арматурной стали.

Третья причина — раскалывание бетона при отпуске напрягаемой арматуры. Наиболее опасны такие трещины в концевых участках конструкций (рис. 37, б), т.к. они увеличивают длину зоны передачи напряжений арматуры и ухудшают ее анкеровку в бетоне, снижая тем самым несущую способность опорных участков плит, балок и ферм.

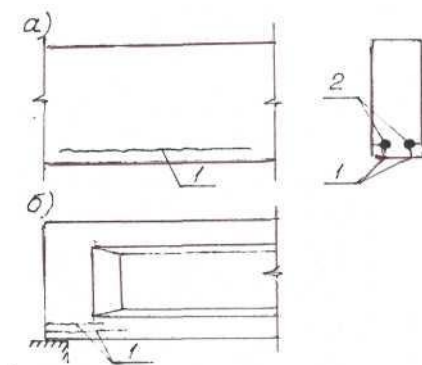


Рис. 37 (1 — продольные трещины, 2 — арматура)

5.7. О чем свидетельствуют продольные трещины в пустотных плитах?

О причинах образования трещин вдоль рабочей арматуры сказано в предыдущем ответе. Однако иногда в плитах возникают трещины вдоль пустот, причиной чего является местный изгиб, т.е. изгиб плит в поперечном направлении от действия местной нагрузки, например, от веса перегородки (рис. 38). Происходит это потому, что в нижней полке были пропущены (или не были предусмотрены проектом) специальные сетки. Причиной образования подобных трещин может явиться и брак, допущенный при монтаже, а именно — непараллельность ("пропеллерность") опорных поверхностей, что вызывает крутящие моменты в конструкции.

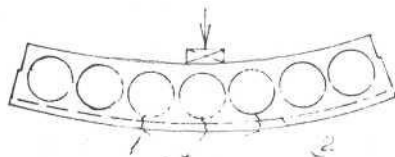


Рис. 38 (1 — продольные трещины, 2 — требуемая сетка в середине пролета)

5.8. В чем причина образования вертикальных трещин вблизи торцов балок или ферм?

В 1980-е гг. в практику строительства с одобрения Госстроя СССР была внедрена упрощенная схема соединения стропильных конструкций с колоннами — тогда отказались от центрирующих прокладок и анкерных болтов в колоннах, а опор-

ные закладные детали балок и ферм стали приваривать непосредственно к закладным деталям колонн. При такой схеме возникает частичное защемление стропильных конструкций на опорах, что вызывает возникновение опорного момента отрицательного знака. В совокупности с давлением крайних ребер плит покрытия это и приводит к образованию незначительных трещин, начинающихся с верхней грани (рис. 39). Однако, если опорные участки балок или ферм выполнены с дефектом (верхняя арматура S' не доведена до торцов), то трещины приобретают опасное развитие, чреватое обрушением крайних плит.

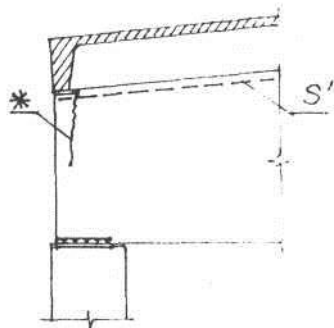


Рис.39 (* * – трещина)

5.9. О чем свидетельствуют горизонтальные трещины в коньковой части стенок двускатных балок?

Усилия в сжатой полке N_b по сторонам конька направлены под углом друг другу. Они образуют равнодействующую N_z , направленную вертикально вверх, которая отрывает полки от стенки балки, в результате чего в стенке образуется горизонтальная трещина (рис. 40). Явление это, хотя и редкое, но очень опасное, чреватое обрушением конструкции. Возникает оно тогда, когда в коньковой части балки отсутствует дополнительная поперечная арматура, а конек не нагружен полезной нагрузкой, т. е. не прижат сверху.

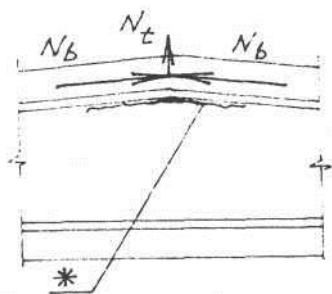


Рис.40 (* * – трещина)

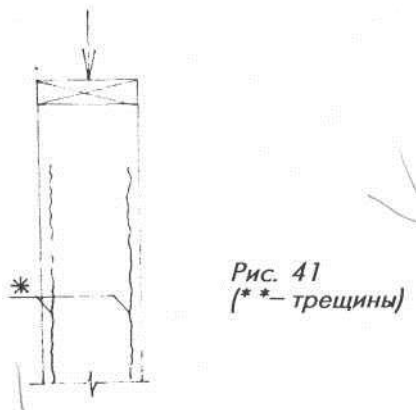
5.10. Каковы симптомы перегрузки бетона при сжатии?

Разрушение бетона происходит вследствие поперечных деформаций, которые вызывают продольные трещины, — они и являются первыми симптомами перегрузки. Если закрепление обоих концов сжатого элемента препятствует поперечным деформациям, то трещины появляются в средней части длины. Наличие подобных трещин в колоннах, сжатых элементах ферм, в сжатой зоне балок является признаком

аварийного состояния конструкций.

5.11. О чем свидетельствуют трещины вдоль рабочей арматуры колонн, верхних поясов ферм и балок?

Свидетельствуют либо об усадочных явлениях в бетоне и коррозии металла (см. вопрос 5.6 и рис. 41), либо о начавшейся потере устойчивости (выпучивании) сжатой арматуры, за которой может последовать отрыв защитного слоя бетона и разрушение конструкции.



5.12. Насколько опасны поперечные (горизонтальные) трещины в колоннах?

В колоннах, работающих на сжатие с большими эксцентриситетами, не только образуется растянутая зона, но и могут появиться поперечные трещины. Сами по себе трещины опасности для таких колонн не представляют, все зависит от их длины и ширины раскрытия, а также от сочетания нагрузок в момент их обнаружения. Например, при определенных сочетаниях все сечение колонны по расчету может быть сжато, и если при этом трещины не закрываются, то данный факт свидетельствует о неблагоприятном состоянии конструкции. Причиной образования поперечных трещин может быть и небрежность при перевозке, складировании или монтаже (см. главу 3).

5.13. Каковы признаки перегрузки консолей железобетонных колонн?

Работа консоли напоминает работу кронштейна: сжатым подкосом там является наклонная сжатая полоса бетона, а растянутой связью — верхняя горизонтальная арматура S. Поэтому перегрузка проявляется в образовании трещин (рис. 42) — либо расположенных вдоль наклонной полосы (а), либо начинающихся с верхней грани и пересекающих растянутую арматуру (б). Если консоли армированы жесткой арматурой — косыми пластинами (колонны серии ИИ-04 и 1.020), то перегрузка консолей может вызвать также и потерю устойчивости (боковое выпучивание) пластин и последующий отрыв защитного слоя бетона.

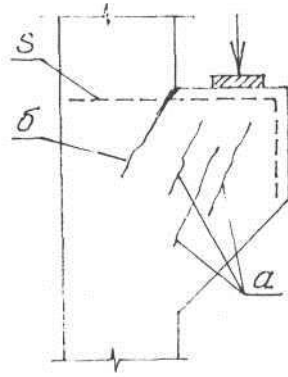


Рис. 42

5.14. Каковы признаки некачественного бетонирования конструкций?

Один их характерных признаков — неоднородная поверхность: наличие (иногда чередование) плотных и рыхлых слоев, что свидетельствует либо о расслоении бетонной смеси в результате чрезмерного вибрирования, либо, наоборот, о "зависании" бетона на арматурных сетках и каркасах в результате недостаточного вибрирования или слишком жесткой бетонной смеси, или слишком крупного заполнителя. Другой признак — наличие пор и раковин на поверхности. Часто они указывают и на наличие крупных пустот внутри тела конструкции, что может подтвердить глухой звук при ударе молотка. Третий - наличие участков с низкой прочностью, что легко проверяется механическим воздействием и что обычно указывает на плохой прогрев при зимнем бетонировании.

5.15. Как по виду трещин в каменных стенах определить характер неравномерных деформаций основания?

При неравномерных деформациях основания каменные стены работают как балки, нагруженные частью веса перекрытий (покрытия) и собственного веса (другая часть уравнивается опорной реакцией просевшего грунта). Опорами их служат непросевшие участки основания. Отсюда и направление трещин: если основание плавно просело в средней части, то трещины имеют вертикальное направление и начинаются снизу (рис. 43, а), если плавно просело по краям, то вертикальные трещины начинаются сверху (б), если основание просело резко (локально), то трещины имеют наклонное направление (в, г). При более сложном характере просадок могут одновременно образоваться трещины и вертикального, и наклонного направлений.

Вертикальные и с небольшим наклоном трещины иногда можно спутать с трещинами, вызванными деформацией сечений при неравномерных нагрузках, и с температурными трещинами (см. главу 2). Поэтому прежде, чем делать окончательный вывод, следует обратить внимание не только на вид трещин, но и на места их расположения.

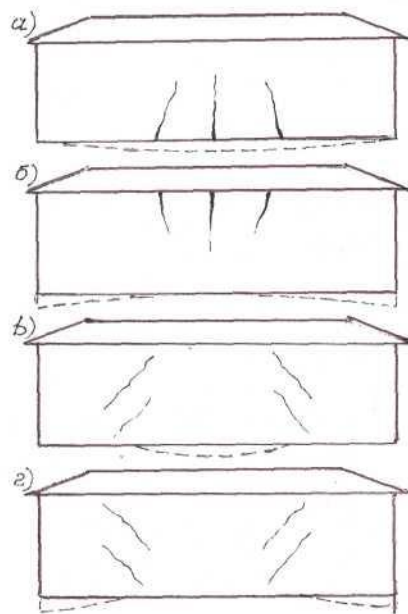


Рис. 43

5.16. Каковы симптомы перегрузки каменной кладки при сжатии?

Симптомами, как и в сжатом бетоне, являются продольные (вертикальные) трещины. Например, если на участке шириной 1 м образовались три-четыре трещины длиной 300...350 мм (но не более 4-х рядов кладки из стандартного кирпича), то напряжения в кладке превышают ее расчетное сопротивление на 40...60%, а если длиной 450...500 мм (не более 6-ти рядов), то напряжения превышают расчетное сопротивление на 70...90%. При дальнейшем росте трещин происходит разрушение кладки.

5.17. О чем свидетельствует выпучивание стен и простенков?

Свидетельствует об их аварийном состоянии. Перегрузка этих элементов может проявляться в образовании вертикальных трещин не только поперек, но и вдоль стен (рис. 44). Такие трещины не всегда выходят на боковые поверхности, а если и выходят, то их бывает трудно обнаружить, т. к. они скрыты дверными или оконными коробками.

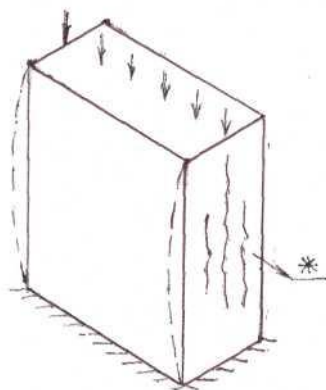


Рис. 44 (* * - трещины)

5.18. О чем свидетельствуют трещины в каменной кладке под опорами балок и ребер плит?

Свидетельствует о чрезмерных напряжениях смятия в кладке. При длине трещин до 150 мм (2 ряда кладки из стандартного кирпича) кладка перегружена примерно в 1,5 раза, при длине до 300...350 мм (4 ряда) кладка находится накануне разрушения, за которым следует падение опирающихся на нее конструкций. Наиболее опасны трещины, которые вызваны недостаточной глубиной опирания вышележащей конструкции (см. главу 4).

5.19. О чем свидетельствуют горизонтальные трещины внутри помещений в местах сопряжения стен и перекрытий?

Свидетельствуют о начале процесса потери устойчивости стен. Вызвано это отсутствием анкеровки стен в перекрытиях и выдергиванием перекрытий в результате горизонтального перемещения стен (см. главу 2). Указанные трещины разрывают только штукатурку (рис. 45), не затрагивая сами плиты перекрытий и каменную кладку. Если штукатурка отсутствует, то о выдергивании перекрытий можно судить по изменению цвета нижней поверхности плит. К сожалению, при наличии подвесных потолков эту опаснейшую "болезнь" обнаружить на ранней стадии почти невозможно.

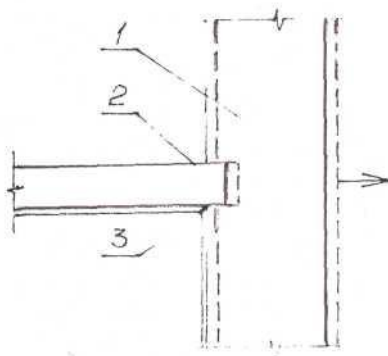


Рис. 45 (1 — стена, 2 — плита, 3 — горизонтальная трещина в штукатурке)

5.20. О чем свидетельствует повреждение наружного слоя кладки стен?

Свидетельствует, как правило, о его морозном разрушении (размораживании). Например, в плохо проветриваемых помещениях с высокой влажностью и некачественной внутренней пароизоляцией (санузлы, душевые, бани, плавательные бассейны) наружные стены теряют свои теплозащитные свойства, промерзают, "точка росы" по мере увлажнения перемещается к наружной поверхности, а замерзшая влага постепенно разрушает каменную кладку. Процесс этот может продолжаться годами и, если не принять своевременных мер, неизбежно приведет к уменьшению сечения стен, снижению прочности кладки и обрушению несущих конструкций.

Аналогичная картина наблюдается и в стенах из легкобетонных блоков, оштукатуренных снаружи плотным раствором. Последний играет роль внешней пароизоляции, способствует накоплению и конденсации водяных паров, их

попеременному замораживанию и оттаиванию и, в конечном счете, разрушению кладки.

Размораживание кладки при внешнем замачивании особенно часто наблюдается в цокольных и карнизных частях зданий, а также у перепадов высот кровли, и наиболее слабо ему сопротивляется кладка из силикатного кирпича, а также дырчатого кирпича сухого или полусухого прессования.

Глава 6.

Основы усиления конструкций и зданий

Строительные конструкции усиливают в двух случаях. Первый — когда в процессе эксплуатации в них возникли дефекты и повреждения: трещины, искривления, провисания, коррозия и т. п. Тогда способ усиления зависит от вида и степени повреждений, а сама конструкция усиления и сечения ее элементов определяется расчетом, который учитывает остаточную несущую способность существующей конструкции и действующие на нее нагрузки. Однако при угрожающем состоянии эксплуатируемых конструкций усиление представляет собой оперативные противоаварийные меры временного характера — тут вопрос стоит о предотвращении обрушения, и времени для тщательной разработки, изготовления и монтажа усиливающих конструкций не всегда остается, потому зачастую приходится принимать решения, наиболее просто и быстро осуществимые.

Второй случай — когда предполагается увеличить нагрузку на конструкцию (при надстройке или реконструкции зданий, перепланировке помещений, замене оборудования и т. п.). Тогда необходимость усиления конструкции определяется расчетом ее действительной несущей способности (с учетом фактических размеров сечений, характеристик материалов и наличия дефектов) и сравнением ее с усилиями от ожидаемых нагрузок.

Существуют многие десятки приемов усиления, которые достаточно подробно описаны в научно-технической и справочной литературе, — приводить их все в рамках данной работы нет возможности. Поэтому в настоящей главе рассмотрены только сами основы усиления, принципы работы усиливающих конструкций и ошибки, которые иногда допускают строители и проектировщики, а в качестве примеров использованы самые распространенные схемы усиления.

Усиливающие конструкции обычно проектируют из металла или монолитного железобетона (изредка из каменной кладки). Технология усиления железобетоном требует мокрых процессов, в большинстве случаев устройства опалубки (а то и строительных лесов) и времени для набора бетоном проектной прочности, что неизбежно приводит к продолжительному выводу из эксплуатации помещений или их отдельных участков. Поэтому там, где есть возможность выбора вариантов, практика предпочтение отдает металлу, хотя по стоимости и эксплуатационным затратам он существенно дороже железобетона, а во многих случаях нуждается и в специальной защите от огня.

Следует заметить, что работы по усилению несущих конструкций требуют более высокой квалификации и опыта исполнителей и более тщательного контроля качества, чем обычные строительно-монтажные работы, а проектирование усиления — более глубоких знаний строительных конструкций, прочностных и деформативных свойств строительных материалов, чем проектирование новых конструкций и зданий.

Приступая к данной главе, автор считает своим долгом упомянуть о неоценимом вкладе, который внес в разработку теории, методов расчета и новых конструкций усиления выдающийся ученый и инженер Н.М. Онуфриев. Его книги,

изданные в 1940-70-е гг., до сих пор остаются незаменимыми пособиями — учебными для студентов и справочными для инженеров.

Вместе с тем в вопросах усиления остается очень много неизученного. Имеется множество способов усиления, авторы которых были больше озабочены получением патентов и авторских свидетельств, нежели всесторонним исследованием своих изобретений и доведением их до реального воплощения. Даже некоторые давно известные способы не всегда имеют сопровождение в виде инженерных методов расчета. Поэтому во многих случаях конструктору-проектировщику приходится полагаться на свой опыт и интуицию, и хорошо, если опыт у него богатый, а интуиция не подводит. Хочется надеяться, что молодое поколение ученых и инженеров всерьез займется нерешенными вопросами и сумеет ликвидировать многочисленные "белые пятна".

6.1. Каковы общие принципы усиления несущих конструкций?

При всем разнообразии приемов усиления все они базируются на двух принципах — уменьшении усилий (изгибающих моментов, продольных и поперечных сил) в конструкции или увеличении ее несущей способности. В первом случае конструкцию разгружают (т. е. передают всю или часть нагрузки на другую — усиливающую — конструкцию). Разгрузка зачастую осуществляют за счет изменения расчетной схемы существующей конструкции (например, превращают балку из однопролетной в двухпролетную, подводя под нее дополнительную опору). Во втором случае увеличивают (наращивают) сечение конструкции или увеличивают сопротивление материала (например, за счет поперечного обжатия). Конечно, такое разделение достаточно условно — часто в одном приеме усиления используют оба принципа.

6.2. Что значит "включить" в работу усиливающую конструкцию?

После завершения строительно-монтажных операций по усилению усиливающая конструкция должна сразу же, как только начала прикладываться дополнительная нагрузка, воспринимать причитающуюся ей часть этой нагрузки (усилий, напряжений), т. е. деформироваться совместно с усиливаемой конструкцией, — это и называется включением ее в работу. В противном случае разрушение усиливаемой конструкции может произойти раньше, чем усиливающая начнет воспринимать свою долю нагрузки.

Например, если под железобетонную балку в середине пролета подвести дополнительную жесткую опору в виде стойки и оставить между ними зазор, то балка при увеличении нагрузки будет в состоянии прогибаться (а значит, в ней будет расти и изгибающий момент) до тех пор, пока зазор не исчезнет (рис. 46). Рост изгибающего момента, в конце концов, может привести к разрушению балки — все зависит от величины зазора. Поэтому при подведении дополнительных опор зазоры необходимо устранять — подклиниванием стальными пластинами, подливкой бетона или др. способами. Только тогда опоры будут включены в работу.

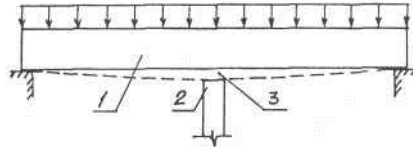


Рис. 46 (1 — усиливаемая балка, 2 — дополнительная опора, 3 — зазор)

6.3. Почему усиление целесообразно проводить при минимальном значении эксплуатационных нагрузок?

Для ответа на этот вопрос рассмотрим упомянутый выше пример усиления балки (рис. 47). Если дополнительную опору подводить тогда, когда на балку действует максимальная эксплуатационная нагрузка q и, следовательно, максимальный изгибающий момент $M_{\max}(a)$, то опора работать не будет, усилие в ней будет равно нулю. Она сможет выполнить лишь противоаварийную задачу — удержать балку от обрушения. Если с балки снять часть нагрузки (б), то от оставшейся части q_1 в балке возникает изгибающий момент M_1 . После подведения опоры и приложения ранее снятой нагрузки q_2 балка начнет работать как двухпролетная и в ней возникнет дополнительный момент $M_2(в)$. Сумма этих моментов $M(г)$ даст намного меньшее значение, чем M_{\max} . Понятно, что суммарная величина моментов будет тем меньше (а нагрузка на усиливающую конструкцию тем больше), чем больше величина снятой нагрузки q_2 ?

Правда, в данном примере не следует впадать в другую крайность. Можно перед усилением так разгрузить балку (д), что в итоге в середине пролета возникнет отрицательный момент, который балка воспринять будет не в состоянии из-за недостаточного (или отсутствия) армирования верхней зоны, и вместо усиления балки произойдет ее разрушение. Поэтому при проектировании усиления всегда следует придерживаться правила: новая эпюра моментов не должна выходить за пределы эпюры материалов существующей конструкции.

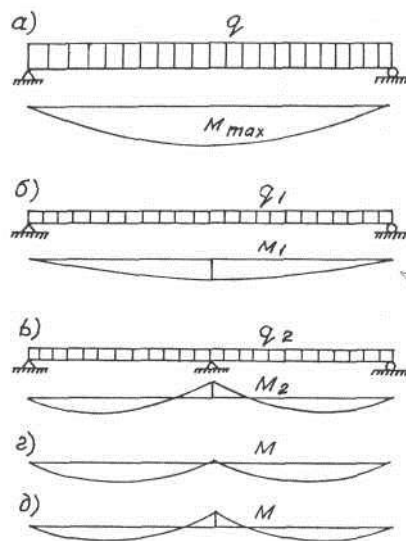


Рис. 47

6.4. Как следует подклинивать зазоры между усиливающей и усиливаемой конструкциями?

В этом деле опасно переусердствовать. При сильной забивке стальных пластин возникают большие расклинивающие усилия, причем усилия неконтролируемые, которые могут вызвать в усиливаемой конструкции опасные для нее изгибающие моменты. Особенно осторожно следует проводить усиление многопролетных неразрезных балок. Если при усилении балки одного из пролетов создать большое расклинивающее усилие, то в соседних пролетах изгибающие моменты возрастут, что может привести балки в аварийное состояние, — такие случаи в практике усиления встречаются. Поэтому толщину стальных клиньев (пластин) следует подбирать в соответствии с фактическими зазорами и забивать их легкими ударами молотка.

Необходимо помнить и о том, что в опорах (стойках) из монолитного железобетона или каменной кладки будут происходить усадочные процессы, особенно интенсивные в первые дни. Поэтому подклинивание зазоров нужно производить не ранее чем через неделю после возведения опор, а передачу дополнительной нагрузки — после набора бетоном или кладкой проектной прочности.

6.5. Чем отличаются жесткие опоры от упругих?

Жесткие — это опоры, которые не деформируются под нагрузкой (рис. 48, а). Упруго проседающими, или просто упругими, называются опоры, которые деформируются (проседают) под нагрузкой вместе с самой конструкцией (рис. 48, б). Деформации упругих опор зависят от величины нагрузки, от жесткости опирающейся конструкции (например, балки) и от жесткости самих опор. Чем меньше жесткость опоры, тем меньше опорная реакция R , тем меньше разгружается опирающаяся конструкция.

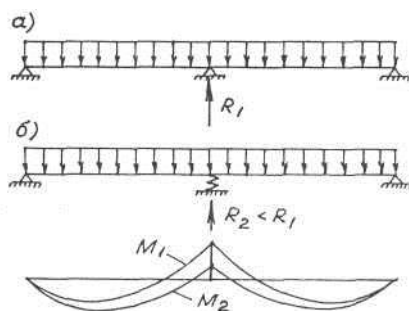


Рис. 48

К жестким опорам обычно относят стойки (колонны) из кирпича, железобетона или металла, подкосы и т. п. элементы, которые подводят под усиливаемые конструкции и деформации которых настолько малы, что ими можно пренебречь. Однако подобные опоры имеют один существенный недостаток — они перегораживают помещения. Кроме того, опоры в виде стоек требуют устройства самостоятельных фундаментов. При этом следует иметь в виду, что основание под фундаментом в свою очередь подвергается деформациям (осадкам), в результате которых нагрузка на стойку уменьшается, а изгибающие моменты и поперечные силы в усиленной балке возрастают. Во избежание этого необходимо под подошвой фундамента либо предварительно обжимать грунт, либо устраивать большую песчано-щебеночную подушку. Поэтому, несмотря на всю простоту подобного усиления, его применяют довольно редко.

Указанных недостатков лишены порталные рамы (рис. 49), стальные балки (рис. 50), фермы (рис. 51), шпренгели и некоторые другие усиливающие конструкции. В процессе нагружения они подвергаются заметным деформациям (прогибам) совместно с усиливаемой конструкцией (пунктирные линии на рисунках), которыми

пренебречь нельзя, не допустив грубейшую ошибку. Поэтому дополнительные опоры, которые образуют подобные конструкции, относятся к упругим.

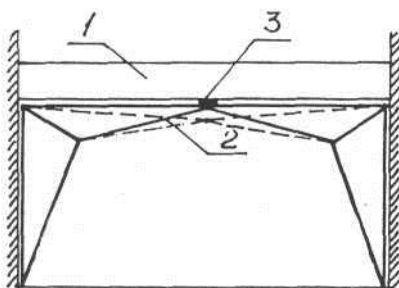


Рис. 49 (1 — усиливаемая балка, 2 — порталная рама, 3 — прокладка)

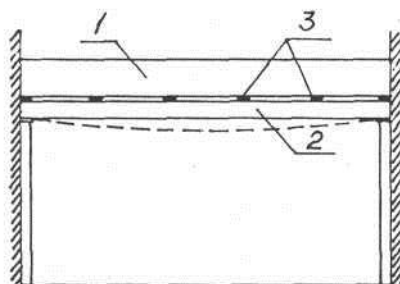


Рис. 50 (1 — усиливаемая балка, 2 — усиливающая балка, 3 — прокладки)

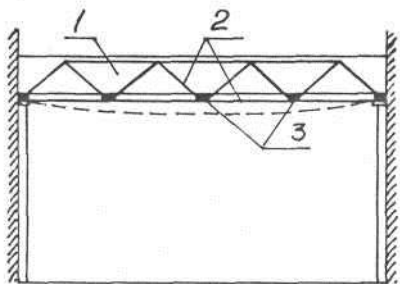


Рис. 51 (1 — усиливаемая балка, 2 — усиливающая ферма, 3 — прокладки)

6.6. Насколько эффективно усиление стальными балками?

Подведение стальных балок под железобетонные балки или плиты — довольно распространенный прием усиления. Основан он на принципе частичного разгрузки — стальная балка является дополнительной (упругой) опорой и берет на себя часть полезной нагрузки. Однако эффективность такого усиления, как правило, невелика. Сечения стальных балок проектировщики зачастую подбирают простым суммированием несущих способностей усиливаемой и усиливающей балок: если существующая балка (плита) в состоянии воспринимать только часть расчетного изгибающего момента M , то сечение стальной балки подбирают из условия восприятия недостающей части.

Такой подход ошибочен по двум причинам. Во-первых, стальная балка включается в работу не с самого начала, а со времени приложения дополнительной нагрузки. Чем меньше разгружена железобетонная балка (плита), тем менее эффективно работает стальная балка (см. вопрос 6.3). Во-вторых, доли совместно

воспринимаемой нагрузки определяются не несущими способностями сечений, а совместными деформациями (прогибом f). Поэтому дополнительная нагрузка распределяется пропорционально жесткостям существующей и усиливающей конструкций.

Поясним на примере (рис. 52). Железобетонная балка пролетом 6 метров имеет жесткость $81000 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$ (при отсутствии трещин) и в состоянии воспринимать 80% расчетного изгибающего момента $M = 290 \text{ кН}\cdot\text{м}$. До начала усиления нагрузка на балку снижена наполовину, т.е. изгибающий момент в ней составляет $145 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Следовательно, из оставшейся половины изгибающего момента 30%M ($\Delta M_b = 87 \text{ кН}\cdot\text{м}$) должна воспринять железобетонная балка, а 20%M ($M_s = 58 \text{ кН}\cdot\text{м}$) - стальная. Поскольку прогибы балок одинаковы ($f_b = f_s$), пропорционально этим моментам должны быть и жесткости балок: $\Delta M_b/V_b = M_s/V_s$, откуда $V_s/V_b = 2/3$, т.е. жесткость стальной балки $V_s = 54000 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$. Этой жесткости соответствует прокатный двутавр № 45, напряжения в котором при действии воспринимаемого им момента $58 \text{ кН}\cdot\text{м}$ составят 47 МПа , т.е. всего 1/5 расчетного сопротивления стали марки С235. Чем большая часть нагрузки снята с железобетонной балки до начала усиления, тем меньшее сечение потребуется для усиливающей балки и тем эффективнее она будет работать. Но даже при полном снятии нагрузки напряжения в последней (двутавр № 33а) составят всего 110 МПа .

Из приведенного примера видно, насколько неэффективно используется несущая способность усиливающей балки даже при самом раннем включении ее в работу. Правда, стальная балка будет нагружаться более интенсивно после образования трещин в железобетонной балке, когда жесткость последней заметно снижается. Однако строгий расчет их совместной работы затруднителен, а его результаты могут оказаться далекими от фактической работы.

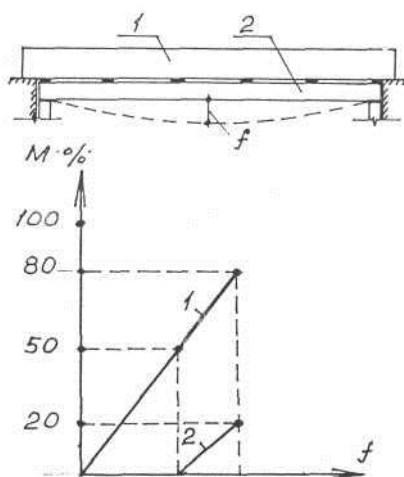


Рис. 52 (1 — железобетонная балка, 2 — стальная балка)

6.7. Как повысить эффективность усиления изгибаемых элементов стальными балками?

Чтобы повысить эффективность работы стальных усиливающих балок, нужно создать предварительное напряжение: усиливающую (стальную) балку частично нагрузить, а усиливаемую (железобетонную) частично разгрузить — еще до того, как будет приложена дополнительная внешняя нагрузка.

Выполнить предварительное напряжение можно разными способами. Один из них — оттянуть стальную балку книзу (прогнуть) с помощью подвешенных грузов, а в образовавшиеся между ней и железобетонной балкой зазоры вставить металлические распорки (пластины или пакеты из листов). После снятия грузов стальная балка стремится вернуться в исходное состояние (выпрямиться), но железобетонная этому препятствует. В результате, усиливающая балка нагружена силами, направленными сверху вниз, в усиливаемая — теми же силами, направленными снизу вверх (рис. 53). Правда, при этом часть преднапряжения стальной балки теряется (см. следующий вопрос).

Потери напряжений можно исключить, если подобную операцию осуществлять с помощью гидродомкратов, устанавливаемых на усиливающую балку, с контролем усилий в них по манометру. При таком способе происходит одновременный выгиб железобетонной балки и прогиб стальной. Более простой способ — использование вместо домкратов натяжных или упорных болтов, усилия в которых контролируются по величине взаимного смещения f (суммы выгиба и прогиба) железобетонной и стальной балок (рис. 54).

Здесь не были упомянуты потери от обмятия контактных поверхностей, неизбежные при любом преднапряжении. При проектировании усиления их принимают обычно равными 20% начальной величины преднапряжения.

Приведенный пример показывает, что усиление можно выполнять и без разгрузки железобетонной конструкции, если создать в ней усилия обратного знака за счет предварительного напряжения усиливающей конструкции.

6.8. Почему теряется часть предварительных напряжений в усиливающей балке при оттяжке ее грузами?

После снятия подвешенного груза F стальная балка жесткостью B_s , получившая прогиб f (рис. 53, а), стремится выпрямиться, т.е. полностью утратить начальные напряжения, но железобетонная жесткостью B_b этому препятствует — она выгибается на величину f_b в то время как прогиб стальной балки уменьшается до величины f_s (рис. 53, б). Поскольку $f_s < f$ происходит частичная потеря напряжений, в результате чего железобетонная балка разгружается не всей силой F , а только ее частью ΔF . Эта же часть нагружает и усиливающую балку. Величина ΔF определяется следующим образом. Если пренебречь потерями напряжений от обмятия контактных поверхностей, то $f = f_b + f_s$. Тогда $f = F(k/B_s)$, $f_b = \Delta F(k/B_b)$, $f_s = \Delta F(k/B_s)$, где k — условный коэффициент пропорциональности, зависящий от схемы приложения нагрузки (подвески грузов). Отсюда $\Delta F = FB_b / (B_b + B_s)$. Следовательно, чем выше жесткость стальной балки по сравнению с железобетонной, тем меньше величина ΔF , тем больше потери напряжений.

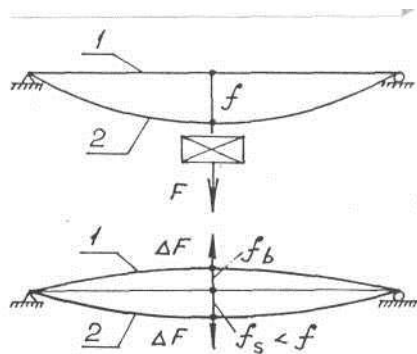


Рис. 53 (1 — железобетонная балка, 2 — стальная балка)

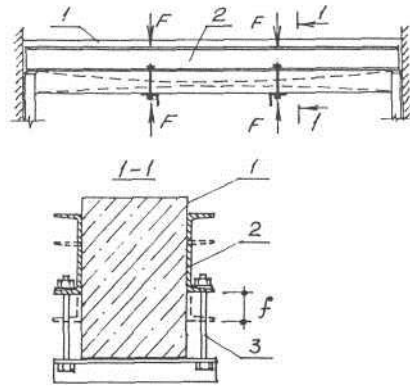


Рис. 54 (1 — железобетонная балка, 2 — стальная балка, 3 — натяжные болты)

6.9. Как работает шпренгель?

Шпренгель — это стержневая конструкция, в которой за счет совместных деформаций с усиливаемой железобетонной конструкцией возникает растягивающее усилие P . Его горизонтальная проекция — распор $N'=N-T$ (где T — сила трения при перегибе стержней) создает положительный (загружающий) изгибающий момент $M_0=N'e$, а вертикальные проекции D — отрицательный (разгружающий) момент M_p . Кроме того, в опорных участках возникают и разгружающие поперечные силы Q_p , в результате чего суммарные усилия ΣM и ΣQ оказываются меньшими, чем усилия M_q и Q_q от внешней нагрузки (рис. 55).

Целесообразно, казалось бы, концы шпренгеля опустить до уровня нейтральной оси усиливаемой балки, исключить образование в ней M_0 и повысить, тем самым, эффективность усиления. Однако ожидаемого результата это не даст, поскольку одновременно уменьшатся значения D . Можно передвинуть весь шпренгель книзу, тогда и значения D сохранятся и M_0 поменяет знак с положительного на отрицательный. Но в этом случае существенно усложняется конструкция шпренгеля, а сам он уменьшает полезный объем здания, поэтому такое решение широкого применения не нашло (а в зданиях с кранами вообще исключено).

В качестве шпренгельной затяжки используют стержневую арматурную сталь больших диаметров, а при необходимости — и прокатные профили из уголков или швеллеров. Как и в случае со стальными балками (см. вопрос 6.6), эффективность работы шпренгелей без предварительного напряжения весьма невелика. Опыт проектирования показывает, что если шпренгели включить в работу даже с самого начала (т. е. установить их при полностью снятой полезной нагрузке), то разгрузить железобетонные балки они в состоянии всего на 5...20%.

6.10. Как рассчитывают шпренгели?

Требуемую величину распора N определяют из величины требуемого уменьшения изгибающих моментов и поперечных сил на величину соответственно M_p и Q_p (рис. 55). Далее необходимо найти, какая часть этого распора приходится на совместные деформации шпренгеля с балкой, а какая часть — на его преднапряжение. Точный расчет здесь довольно сложен, поскольку связан с поворотом торцов и линейной прогибов балки, зависящих от схемы нагрузки, изгибной жесткости балки, осевой жесткости шпренгеля и др. факторов. Поэтому с достаточной для практики точностью пользуются приближенным расчетом: $N = [(M_{tot}-M)/h + \sigma_{sp}A_{ss}]\gamma \leq 0,8 R_s A_{ss}$, где M_{tot} (на

рис. 55 обозначен как M_q и M_1 — изгибающие моменты после и до усиления, h — стрела провеса шпренгеля (плечо между N и N'), σ_{sp} — величина преднапряжения шпренгеля, A_{ss} — площадь сечения стержней шпренгеля, $\gamma_{ss} = 0,8$ — коэффициент, учитывающий потери напряжений от обмятия контактных поверхностей, $0,8$ — коэффициент условий работы стали. Приравняв выше найденную величину распора к этому выражению, можно определить величину усилия предварительного натяжения, а из нее и площадь сечения стержней шпренгеля. Если усиление проводится при действии полной нагрузки на балку, то первое слагаемое в квадратных скобках становится равным нулю и все усилие N создается только за счет преднапряжения шпренгеля. Саму балку после усиления рассчитывают по прочности как внецентренно сжатый элемент на действие сжимающей силы N' (распора за вычетом потерь от трения при перегибе) и изгибающего момента ΣM .

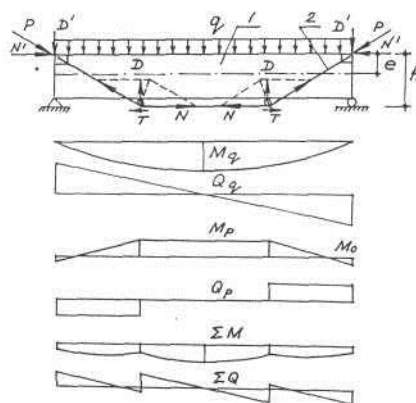


Рис. 55 (1 — железобетонная балка, 2 — шпренгель)

6.11. Что дает усиление балок затяжками?

Продольные затяжки в виде арматурных стержней или прокатных профилей располагают вдоль растянутой грани балок и закрепляют на торцах. Под воздействием внешней нагрузки балка прогибается, а ее опорные сечения (торцы) поворачиваются (рис. 57). При повороте торцы увлекают за собой затяжку, удлиняют ее и вызывают в ней растягивающее усилие, которое, в свою очередь, действует на балку в виде сжимающей силы P . От этой силы в балке возникает разгружающий момент $M_p = -P_e$, где e — расстояние от силы P до центра тяжести сечения. В отличие от усиления шпренгелем, поперечные силы здесь не уменьшаются и разгружение опорных участков (наклонных сечений) не происходит.

Чем больше снято нагрузки с балки до начала усиления, тем больше последующие углы поворота торцов, тем больше и усилие P . Разумеется, при этом требуется заранее устранить (выбрать) начальную слабинку затяжки. Но даже и при условии полного предварительного снятия нагрузки напряжения в затяжке достигнут небольшой величины — как правило, не более 100 МПа. Ведь она работает как внешняя арматура без сцепления с бетоном, у которой растягивающие напряжения по длине постоянны, в то время как рабочая арматура балки в опасных сечениях испытывает куда более высокие напряжения. Поэтому в затяжках создают предварительное

напряжение, которое позволяет значительно увеличить силу обжатия P и, соответственно, увеличить разгружающий момент M_p .

Расчет затяжек можно выполнять приближенно. Из требуемой величины разгружающего момента M_p находят величину P , а далее из выражения $P = [(100\Delta M_m/M_{tot}) + \sigma_{sp}] A_{ss}\gamma_{ss} \leq 0,8R_sA_{ss}$ находят требуемую площадь сечения A_{ss} стержней затяжки, задавшись величиной их предварительного напряжения σ_{sp} . Здесь ΔM_m и M_{tot} — величины соответственно дополнительного изгибающего момента, возникающего от прикладываемой после усиления нагрузки, и изгибающего момента от полной нагрузки (без учета M_p), $\gamma_{ss}=0,85$ — коэффициент, учитывающий потери напряжений. Размерность в формуле приведена в Н и мм, при размерности в кг и см коэффициент 100 заменяется на 1 000.

Однако область применения затяжек относительно невелика, поскольку реальное опирание конструкций существенно отличается от идеального. В частности, у однопролетных железобетонных балок перекрытий и покрытий (а равно и ферм покрытий) в сборных каркасных зданиях опорные закладные детали приваривают к закладным деталям колонн, т. е. шарнирно-подвижные опоры у них отсутствуют. Это значит, что фактический поворот торцов меньше теоретического, а самое главное — расстояние между опорами, т. е. крайними точками нижней грани, остается неизменным. Поэтому даже предварительное напряжение затяжек такие конструкции практически не разгружает (почти все усилие P передается не на растянутую зону, а на опорные закладные детали). Столь же бессмысленно усиливать затяжками многопролетные неразрезные балки и балки (ригели) монолитных рамных каркасов.

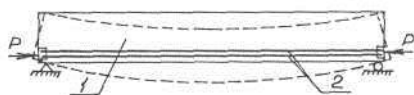


Рис. 57 (1 — усиливаемая балка, 2 — затяжка)

6.12. Как создают предварительное напряжение в шпренгелях и затяжках?

Усилие предварительного натяжения создают взаимным сближением (стягиванием) ветвей шпренгеля или затяжки с помощью стяжных болтов на величину a , по которой контролируют и величину самого усилия N . Как видно из рис. 58, $a/b = \operatorname{tg} \alpha = i$, тогда абсолютные деформации $\delta = (\sqrt{i^2 + 1} - 1)\Sigma b$, относительные деформации $\varepsilon = \delta/L$, а величина предварительного напряжения $\sigma_{sp} = \varepsilon E$, где Σb — суммарная длина участков перегиба, E — модуль упругости стали. Отсюда $N_{sp} = \sigma_{sp} A_s$, а усилие в стяжном болте $V = 2Ni$ (схема "А") или $V = Ni$ (схема "Б"). Проектное значение i назначается больше расчетного на 0,01 — величину, необходимую для выборки слабины ветвей.

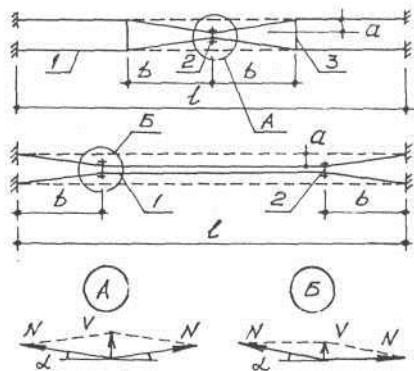


Рис. 58 (1 – стержни затяжки, 2 – стяжные болты, 3 – распорки)

Ветви можно натягивать также с помощью домкратов и нарезных муфт, но в последнем случае для контроля величины σ_{sp} необходимо применять специальные приборы (а не динамометрические ключи, которые дают слишком большую погрешность). Независимо от способов натяжения, величина предварительного напряжения σ_{sp} не должна превышать $0,9R_{sn}$ для мягкой стали (имеющей физический предел текучести) и $0,7R_{sn}$ для высокопрочной стали. Максимальные напряжения в стержнях шпренгеля или затяжки (после вычета потерь напряжений и добавления напряжений от дополнительно приложенной нагрузки) должны быть не более $0,8R_s$.

6.13. Как усиливают опорные участки балок?

Один из способов — вышеприведенное усиление шпренгелями, при котором уменьшаются поперечные силы и происходит разгрузка опорных участков (рис. 56). Другой — устройство дополнительных выносных опор на некотором расстоянии от существующих. Опоры устанавливают при частично или полностью снятой полезной нагрузке, после восстановления которой однопролетная, например, балка начинает работать как двух- или трехпролетная. В связи с этим расчетные усилия в ней, включая опорные реакции, определяют при двух расчетных схемах (до и после устройства выносных опор), а затем суммируют. Такой прием позволяет частично разгрузить существующие опоры, следовательно, разгрузить и опорные участки (а заодно и пролетные). В качестве усиливающих конструкций здесь используют двухконсольные балки (рис. 59), подкосы, подпруги, кронштейны и т.п. элементы. Если разгрузить железобетонные балки невозможно, то в усиливающих конструкциях создают преднапряжение (подобно преднапряжению стальных балок, см. вопрос. 6.7): оттягивают их концы книзу упорными болтами, домкратами или грузами, в результате чего на балки действуют разгружающие силы F .

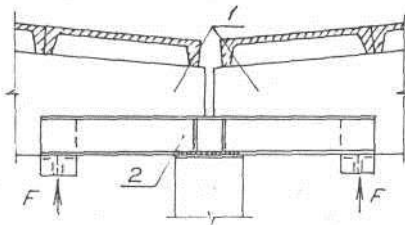


Рис. 59 (1 — усиливаемые балки, 2 — двухконсольная балка)

Третий — наиболее распространенный способ — устройство внешней поперечной арматуры (хомутов). Как показали опыты, без предварительного напряжения такая арматура практически не работает и прочность наклонных сечений не увеличивает — даже если она установлена при полностью снятой нагрузке. Предварительное напряжение хомутов обычно создают затягиванием концевых гаек, электронагревом (в обоих случаях с контролем напряжений по удлинению стержней) или попарным их сближением с помощью стяжных болтов (см. вопрос 6.12 и рис. 60). Предварительное напряжение создает в опорных участках поперечные сжимающие напряжения σ_y , которые не только значительно разгружают внутреннюю поперечную арматуру, но повышают также сопротивление сжатого бетона срезу и трещиностойкость самих наклонных сечений. Практический расчет тогда сводится к определению диаметра и шага внешних хомутов, рассматриваемых в качестве обычной поперечной арматуры (при наличии наклонных трещин их расчетное сопротивление снижается на 25%).

Как следует из приведенного описания, первые два способа изменяют расчетную схему, третий — увеличивает несущую способность сечений.

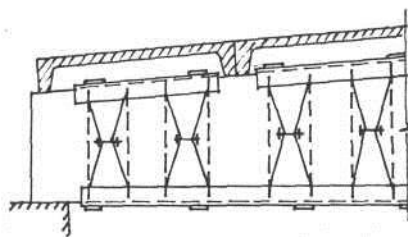


Рис. 60

6.14. Как усиливают решетчатые балки?

Для усиления решетчатых балок и их отдельных элементов можно применять те же способы, что и для сплошных, — шпренгели, внешние хомуты и пр. Однако решетчатые балки являются статически неопределимыми (рамными) конструкциями и в их работе есть некоторые особенности. В частности, при проектировании усиления следует проверять не только нормальные сечения (т.е. сечения поясов) и наклонные сечения в опорных участках, но и сечения стоек, работающих на сжатие или растяжение преимущественно с большими эксцентриситетами. В первую очередь это относится к приопорным стойкам. Непродуманные схемы усиления могут привести к росту усилий в этих элементах со всеми вытекающими последствиями. Поэтому при общем усилении балок (например, в связи с ожидаемым увеличением нагрузок) следует усиливать и стойки.

Одним из возможных вариантов их усиления является установка по диагонали отверстий стальных раскосов в виде распорок (рис. 61) или растяжек, воспринимающих дополнительные сдвигающие усилия и, тем самым, снижающих узловые моменты в решетке. Понятно, что для включения раскосов в работу

необходимо создать плотный контакт распорок с поверхностью бетона и выбрать слабины растяжек, а для повышения эффективности усиления — как можно больше разгрузить балки. Приведенные приемы усиления стоек в равной степени применимы и к безраскосным фермам, имеющим, по существу, ту же расчетную схему, что и решетчатые балки.

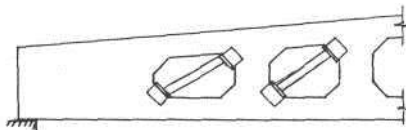


Рис. 61

6.15. Как наращивают сечения изгибаемых элементов?

Цель наращивания сечений — увеличение несущей способности. При наращивании иногда изменяют и расчетную схему — например, однопролетные конструкции превращают в многопролетные путем установки надопорной арматуры и ее обетонирования. Наращивание выполняют из монолитного железобетона (рис. 62), оно может быть односторонним, двусторонним, трехсторонним (рубашка) и четырехсторонним (обойма). При одно- и двустороннем наращивании увеличивается ширина или высота сечения, при трех- и четырехстороннем — ширина и высота. Разумеется, при этом увеличивается и армирование.

Для включения в совместную работу необходимо обеспечить сцепление нового бетона со старым, т. е. выполнить насечку на поверхности старого бетона, тщательно очистить ее (промыть водой или продуть сжатым воздухом) и увлажнять в течение 1...1,5 час. перед бетонированием, не оставляя луж воды. Особо тщательно следует выполнять насечку на гладких гранях, соприкасавшихся с опалубкой, а очистку поверхности — в местах, где имеются масляные пятна и сильное загрязнение.

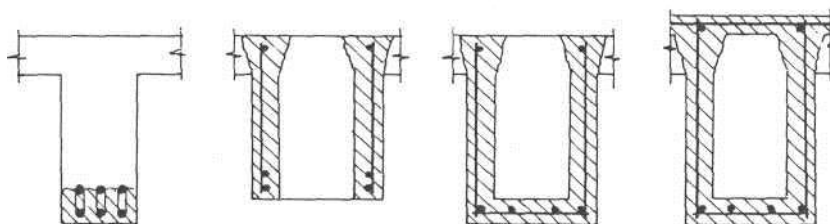


Рис. 62

6.16. Как рассчитывают наращённые сечения?

К сожалению, полной ясности в этом вопросе нет (за исключением двух нижеприведенных случаев), поскольку почти все экспериментальные исследования проводились на опытных образцах, полностью разгруженных до начала усиления. Очевидны только две крайние ситуации: а) при условии предварительного снятия всей полезной нагрузки наращённое сечение будет работать как единое (монолитное), расчет которого ведется обычными методами (с поправками на разные классы арматуры и бетона), б) если на усиливаемую конструкцию действует полная нагрузка, то наращивание смысла не имеет. Для промежуточных положений практические методы расчета отсутствуют. Некоторые справочники, правда, рекомендуют поступать следующим образом: если в момент наращивания нагрузка превышает 65% расчетного значения, то расчетное сопротивление бетона и арматуры наращённой

части принимается с коэффициентом 0,8, если не превышает, то с коэффициентом 1,0.

В действительности, дело обстоит сложнее, т. к. важную роль будет играть то, к какому типу относится нормальное сечение усиливаемой конструкции (к "слабо-", "нормально-" или "переармированному"), каков предел текучести у старой и новой растянутой арматуры, какова доля оставшейся нагрузки от полной, есть ли трещины в существующей конструкции и т.д.

Рассмотрим влияние только одного из перечисленных факторов. Если в существующей изгибаемой конструкции трещины отсутствуют, то напряжения в ее растянутой арматуре не превышают 20...30 МПа. В этом случае можно допустить (хотя и с большой натяжкой), что старая и новая арматура начнут работать "с нуля". Однако и здесь возможны разные варианты. Например, если классы арматуры одинаковы, то в расчет их можно вводить с одинаковым расчетным сопротивлением. Если классы разные (например, у старой А-1, а у новой А-III), то в момент достижения старой арматурой расчетного предела текучести напряжения в новой будут не более 60% ее расчетного сопротивления. Если новая растянутая арматура установлена в поперечном сечении не в одном уровне, а ниже старой, то напряжения в ней будут более высокими. Еще сложнее решать задачу, если в конструкции уже имеются трещины или если усиливаемое сечение "переармировано".

6.17. Как можно наращивать сечение балок при действии полной нагрузки?

Можно наращивать с помощью предварительного напряжения дополнительной (внешней) растянутой стержневой арматуры. Для этого в двух местах по длине балки вскрывают рабочую арматуру (рис 63), к ней в одном конце приваривают через прокладки дополнительную арматуру, которую удлиняют за счет нагрева сильным электрическим током и в нагретом состоянии приваривают другой конец. После остывания в дополнительной арматуре возникает растягивающее усилие, которое передается на балку в виде сжимающей силы P (за вычетом потерь напряжений), приложенной, к рабочей арматуре. В результате в балке возникает изгибающий момент обратного знака и происходит ее частичное разгружение. Контроль усилия осуществляется по удлинению нагреваемых стержней, при этом температура нагрева не должна превышать 350...400°C.

Этот способ имеет ряд ограничений. Во-первых, сварка ослабляет сечение арматуры, поэтому расчетную площадь ее сечения снижают на 25% по сравнению с номинальной. Во-вторых, приваривать дополнительную арматуру можно только к такой рабочей арматуре, которая заведена за грани опор, а не обрывается в пролете и не отгибается в верхнюю зону. В-третьих, таким способом можно усиливать только балки и ребристые плиты, выполненные без предварительного напряжения (иначе при сварке произойдет разупрочнение напрягаемой арматуры и потеря в ней предварительного напряжения). Несмотря на это, подобный способ весьма эффективен, особенно при усилении монолитных балок перекрытий, в т.ч. многопролетных.

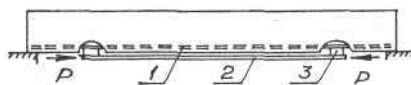


Рис. 63 (1 - существующая арматура, 2 - дополнительная арматура, 3 - прокладки)

6.18. Можно ли наращивать сечение балок внешней арматурой без ее предварительного напряжения?

Можно, при условии разгрузки железобетонных балок — частичного или полного. Однако, если внешнюю арматуру закрепить только по концам, то при увеличении (восстановлении снятой) нагрузки напряжения σ_s в арматуре будут малы, поскольку они определяются общим удлинением нижней грани балки всего усиленного участка (рис. 64, а). Поэтому арматуру нужно дополнительно приварить к существующей рабочей арматуре в нескольких промежуточных точках (через прокладки). Тогда напряжения в ней при восстановлении нагрузки будут определяться удлинениями нижней грани на небольших участках, т. е. ступенчато возрастать по мере приближения к опасному сечению (рис. 64, б).

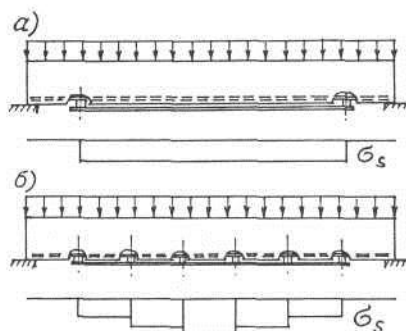


Рис. 64

6.19. Насколько эффективно усиление плит набетонкой?

Набетонка — это одностороннее наращивание сечения сверху. Сама технология производства работ подразумевает снятие всей полезной нагрузки с усиливаемой плиты, поэтому усиленная конструкция работает как монолитная. Набетонка увеличивает плечо внутренней пары сил, следовательно, увеличивает и несущую способность плит. Например, если на плиту толщиной 80 мм сделать набетонку толщиной 30 мм, то несущая способность вырастет в 1,4...1,5 раза. Однако подобный оптимистический результат возможен только при условии идеального сцепления нового бетона со старым, т.е. при отсутствии взаимного сдвига слоев, что обеспечивается комплексом подготовительных мероприятий (см. вопрос 6.15).

К сожалению, далеко не всем строителям можно довериться в обеспечении должного качества этих работ. Если все указанные мероприятия не выполнить, то сцепление не будет обеспечено, и общая несущая способность будет определяться из условия совместных деформаций набетонки и плиты как отдельных слоев (см. вопрос 6.6), что резко снизит их суммарную несущую способность. Поэтому опытные проектировщики не без оснований предусматривают установку в существующие плиты вертикальных штырей (арматурных коротышей) с определенным шагом в обоих направлениях, которые, работая как нагели, препятствуют сдвигу нового слоя относительно старого. В результате простота подобного усиления становится сомнительной. Есть и другой способ, так же надежно обеспечивающий совместную работу старого и нового слоев бетона, — просверливание с определенным шагом отверстий в старом слое, которые затем заполняются бетоном нового слоя, что, в итоге создает шпоночные соединения, препятствующие сдвигу.

Не следует также забывать о том, что толщина набетонки в реальном

исполнении колеблется в широких пределах (с отклонениями, как правило, более ± 10 мм), в связи с чем проектную толщину набетонки приходится назначать обычно не менее 50 мм. А это — не только усиление, но и существенное утяжеление плит, следовательно, и увеличение нагрузки на все ниже расположенные конструкции, вплоть до фундаментов. Кроме того, новый слой бетона необходимо армировать сетками — не для обеспечения прочности, а для уменьшения вредного влияния усадки. В силу всех этих причин набетонку следует применять тогда, когда другие способы усиления оказываются неприемлемыми.

6.20. Как усиливают пустотные плиты перекрытий?

Усиливать пустотные плиты одной набетонкой не всегда целесообразно, потому что у них тонкая полка, в которую невозможно установить вертикальные штыри или устроить бетонные шпонки (см. вопрос 6.19). Если позволяют условия, можно в пролете плит подводить дополнительные опоры в виде поперечных стальных балок, опирающихся на стойки или подкосы, т.е. превратить плиты из однопролетных в двух- или трехпролетные. Однако при подведении опор выполнять частичное разгружение плит следует продуманно, памятуя об отсутствии продольной арматуры в верхней полке (см. вопрос 6.3) и об отсутствии поперечной арматуры в средней части пролета, т.е. там, где появляются дополнительные опорные реакции.

Более эффективный способ — дополнительное армирование части пустот плоскими каркасами и последующее их заполнение бетоном с одновременным устройством набетонки (рис. 65, а). Такое усиление позволяет одновременно увеличить армирование и рабочую высоту сечения. При этом площадь контакта старого и нового бетона по сравнению с обычной набетонкой становится намного большей, и, чтобы обеспечить их совместные деформации, достаточно контактные поверхности усиливаемой плиты тщательно очистить (продуть сжатым воздухом), промыть струей воды и хорошо увлажнить, не оставляя луж воды.

Расчет усиленной конструкции выполняют из условия суммарного усилия в растянутой арматуре и соответствующей ему высоты сжатой зоны, а сумму моментов удобнее принимать относительно середины новой высоты сжатой зоны. Поскольку работы по усилению подобным способом выполняются при отсутствии полезной нагрузки, частичное разрушение полок усиливаемых плит и, соответственно, временное ослабление их несущей способности опасности не представляет.

Если недостаточность несущей способности типовых пустотных плит выявляется еще в процессе проектирования, то усиление можно осуществить более простым способом — с помощью сборно-монолитной конструкции (рис. 65, б), где монолитная часть представляет собой ребристую плиту, работающую совместно с пустотной. Таким же способом можно усилить и сборные ребристые плиты. Расчет прочности усиленной конструкции можно выполнять приближенно (в запас) — суммированием несущих способностей сборных и монолитных плит. Усиленные пустотные плиты можно рассчитывать как монолитную конструкцию при условии, если на боковых поверхностях сборных плит имеются круглые вмятины для образования шпонок, а контактные поверхности очищены и увлажнены.

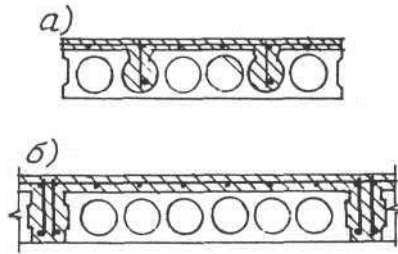


Рис. 65

6.21. Как усиливают фермы?

Схемы усиления зависят от поставленной задачи и конструкции ферм. Если в неблагоприятном состоянии находятся отдельные элементы, то и усиливать их можно по отдельности. Растянутые стойки и раскосы чаще всего усиливают преднапряженными затяжками (см. вопрос 6.11), сжатые элементы — стальными обоймами-распорками (см. вопрос 6.22), опорные и промежуточные узлы — внешними хомутами (см. вопрос 6.13). Для ферм с параллельными поясами весьма эффективной усиливающей конструкцией является шпренгель, располагаемый по линиям нисходящих (растянутых) опорных раскосов и средних панелей нижнего пояса. В тех случаях, когда требуется значительное увеличение несущей способности ферм (например, при аварийном состоянии или необходимости подвески тяжелого оборудования), их усиливают с помощью дополнительных металлических ферм, устанавливаемых с боков. В усиливающих фермах целесообразно создать преднапряжение, подобное преднапряжению стальных балок (см. вопрос 6.7).

6.22. Как усиливают колонны и простенки?

Усиливают стальными (рис. 66, а) или железобетонными (рис. 66, б) обоймами. Каменную кладку иногда усиливают также и армированными штукатурными обоймами. Железобетонные колонны крайних рядов (у которых 4-стороннее наращивание не всегда возможно осуществить) вместо обойм усиливают рубашками, а колонны, работающие на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами, усиливают также односторонним или двусторонним наращиванием, подобно изгибаемым элементам (см. вопрос 6.15).

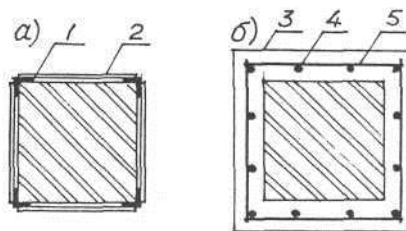


Рис. 66 (1 — вертикальные уголки, 2 — планки, 3 — монолитный бетон, 4 — продольная арматура, 5 — хомуты)

Обоймы выполняют двойную функцию: сдерживают поперечные деформации усиливаемого элемента, т. е. повышают его прочность на сжатие за счет объемного напряжения, и воспринимают часть вертикальной нагрузки, т. е. частично разгружают усиливаемый элемент. Функцию сдерживания поперечных деформаций выполняют планки стальных обойм и поперечная арматура (хомуты) железобетонных

обойм, функцию восприятия вертикальной нагрузки — соответственно вертикальные уголки и бетон с продольной (вертикальной) арматурой.

Степень объемного напряжения можно повысить, если в планках создать предварительное напряжение (натяжными гайками, электронагревом, попарным стягиванием). Предварительным напряжением можно также повысить и степень включения в работу вертикальных уголков стальных обойм.

Одним из самых простых способов такого преднапряжения является установка заранее перегнутых уголков с последующим их выпрямлением за счет горизонтального стягивания (рис. 67). После выпрямления уголки превращаются в распорки и в них возникает сжимающее усилие $N_{sp} = 0,9(\sqrt{i^2 + 1} - 1)E_s A_{sc}$, на величину которого происходит разгрузка колонны. Здесь 0,9 — коэффициент условий работы, учитывающий потери напряжений от обмятия, A_{sc} — суммарная площадь поперечного сечения уголков, $i = \operatorname{tg} \alpha$. Приведенная формула справедлива, разумеется, только при наличии надежных упоров в торцах уголков с самого начала их стягивания. Подобным способом эффективно усиливать колонны, работающие как с малыми (а), так и с большими (б) эксцентриситетами.

При усилении колонн многоэтажных зданий следует помнить о том, что нижние реакции распорок на промежуточных этажах создают дополнительные нагрузки на нижележащие перекрытия, поэтому усиление нужно выполнять, начиная с самых нижних колонн.

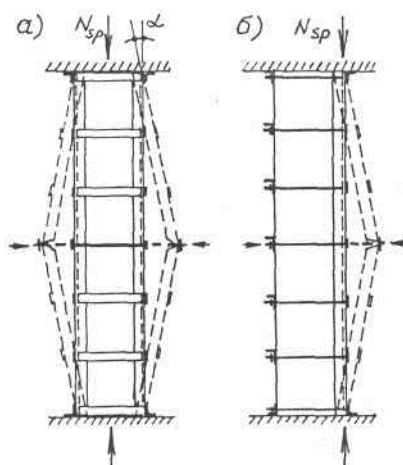


Рис. 67

6.23. Как рассчитывают усиление железобетонных колонн обоймами?

При усилении стальными обоймами последние рассматривают как самостоятельные конструкции, в которых несущими элементами являются вертикальные уголки, а планки играют ту же роль, что и планки стальных решетчатых колонн. Иными словами, положительным влиянием планок на поперечные деформации бетона усиливаемой колонны пренебрегают.

Наибольший эффект усиления достигается при использовании преднапряженных обойм-распорок, которые можно использовать без разгрузки колонн (см. вопрос 6.22). Проектируя их, следует, однако, помнить о том, чтобы усилие N_{sp} не продавило опорные поверхности перекрытий (покрытия) и не оторвало от колонны сами перекрытия (покрытие), и о том, что стадия монтажа (стягивания вертикальных уголков) является наиболее невыгодной в работе распорок, так как уголки еще не соединены планками и их гибкость велика.

При отсутствии преднапряжения стальные обоймы имеет смысл применять только при условии частичного или полного разгрузки колонн (что далеко не всегда возможно осуществить) и при условии плотной подклинки зазоров между концами уголков и опорными поверхностями. Тогда при действии дополнительной нагрузки уголки следует рассчитывать на основе равенства их продольных деформаций с деформациями железобетонной колонны (точнее всего — совмещая диаграммы сжатия стали и бетона данного класса). Понятно, что чем меньше нагрузки снято с колонны, тем меньше напряжения в уголках обоймы, тем менее эффективно работает обойма.

При усилении железобетонными обоймами поперечное сечение, если пользоваться рекомендациями справочников (весьма спорными), приведенными в ответе 6.16, можно рассчитывать как монолитное с соответствующими коэффициентами условий работы бетона и арматуры наращённой части и с поправками на разные классы бетона старой и новой частей сечения.

6.24. Как рассчитывают каменные колонны и простенки, усиленные обоймами?

При усилении каменных колонн и простенков поперечная арматура и планки играют куда более заметную роль, чем при усилении железобетонных колонн. Это вызвано, с одной стороны, большей деформативностью каменной кладки, а с другой — более основательными экспериментальными исследованиями, выполненными еще на рубеже 1940-50-х гг. В расчетные формулы несущей способности усиленной кладки (см. "Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций", М., 1989) входят два главных слагаемых — несущая способность кладки и несущая способность вертикальных элементов обоймы (уголков или бетона с продольной арматурой).

Несущая способность кладки зависит от марки кирпича и раствора, от наличия в ней дефектов и повреждений и от объемного процента внешнего поперечного армирования (планок или хомутов). Например, при наличии поперечных планок сечением 5 x 60 мм с шагом по высоте 500 мм (объемный процент армирования 0,47%) прочность колонны сечением 510x510 мм из кирпича марки 75 на растворе марки 50 повышается на 62%. Однако с увеличением поперечного армирования его влияние затухает. В том же примере увеличение сечения планок или уменьшение их шага вдвое дает дополнительное повышение расчетного сопротивления кладки всего на 19%.

Несущая способность вертикальных элементов обоймы зависит от площади их сечения, класса (марки) стали и бетона и от способов закрепления концов обоймы. Если оба конца уперты в соответствующие конструкции, т. е. нагрузка с вышележащих конструкций непосредственно передается на обойму, а с нее на нижележащие конструкции, то расчетное сопротивление вертикальных уголков и продольной арматуры принимается с коэффициентом 0,85, а бетона — с коэффициентом 1,0. Если уперт только один конец, то с коэффициентами соответственно 0,6 и 0,7, если непосредственной передачи нагрузки нет, то соответственно 0,2 и 0,35. В последнем случае продольные напряжения в вертикальных элементах обойм образуются благодаря совместным деформациям за счет сил сцепления (или трения) с поверхностью кладки.

6.25. Как передать часть нагрузки непосредственно на вертикальные уголки

стальных обойм?

Передавать нагрузку удобнее всего через горизонтальные (упорные) уголки, которые через тонкий выравнивающий слой раствора следует плотно прижать к опорным поверхностям соответствующих конструкций — балок, перемычек, фундаментов и т. п., а затем приварить к вертикальным уголкам (рис. 68).

Однако возможности передавать нагрузку на вертикальные уголки существенно ограничены, о чем всегда следует помнить. Во-первых, при усилении промежуточных колонн многоэтажных зданий нагрузка от уголков будет передаваться на нижележащие перекрытия. Для такой передачи должна быть уверенность в том, что эти перекрытия в состоянии воспринять дополнительную нагрузку. Во-вторых, чтобы передать хотя бы часть нагрузки, необходимо эту часть с перекрытия (покрытия) предварительно снять.

Наконец, в многоэтажных зданиях, чтобы загрузить уголки обоймы нижнего этажа, мало разгрузить перекрытия всех этажей, нужно еще усилить обоймами все выше расположенные колонны, уголки которых будут передавать по цепочке нагрузку на нижнюю обойму. Если обоймы на выше расположенных колоннах не установить, то на уголки нижней колонны будет передаваться только та часть нагрузки, которая была временно снята с перекрытия одного нижнего этажа. В силу перечисленных причин использовать в полной мере несущую способность вертикальных уголков без их предварительного напряжения удается крайне редко.

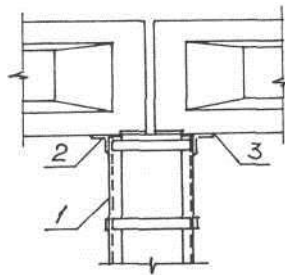


Рис. 68 (1 — вертикальные уголки, 2 — опорные уголки, 3 — подстилающий слой раствора)

6.26. Всегда ли поперечные планки стальных обойм эффективно сдерживают поперечные деформации каменных колонн и простенков?

Нет, не всегда. Если вертикальные уголки неплотно и неравномерно прижаты к поверхностям усиливаемого элемента, то последний имеет возможность беспрепятственно деформироваться в поперечном направлении до тех пор, пока не исчезнет зазор, — только тогда планки начнут вступать в работу. При таком качестве исполнения (к сожалению, не редком) проку от усиления почти нет. Поэтому при усилении стальными обоймами всегда необходимо предусматривать мероприятия, заставляющие планки немедленно включаться в работу.

Одним из них может быть прижатие уголков инвентарными струбцинами до начала приварки к ним планок, другим — предварительное напряжение планок электронагревом или натяжными гайками (в последнем случае планками являются круглые стержни с резьбой на одном конце). При этом между поверхностями уголков и усиливаемой конструкции следует проложить выравнивающий слой раствора. Данные требования особенно относятся к усилению каменных или бетонных простенков, образуемых в существующих стенах при устройстве в них новых

проёмов. При пробивке таких проёмов перфораторами (отбойными молотками) образуются "рваные" края, зазоры между уголками и поверхностями простенков достигают нескольких сантиметров и стальная обойма, по существу, становится лишь декорацией. Поэтому новые проёмы в стенах следует не пробивать, а прорезать дисковой пилой.

Далее, при редком расположении планок разрушение усиливаемого элемента может произойти в промежутках между ними. Поэтому планки по высоте необходимо располагать с шагом не более 500 мм и не более наименьшего размера поперечного сечения усиливаемого элемента.

Наконец, с увеличением ширины простенков влияние планок, расположенных по коротким сторонам сечения, уменьшается. Поэтому, если ширина простенка превышает его толщину в два раза и более, то длинные планки необходимо стягивать попарно болтами, которые играют роль внутренних планок (рис. 69). Их пропускают через отверстия в кладке с шагом не более 0,75 м по высоте и не более двойной толщины простенка (но не более 1 м) по ширине.

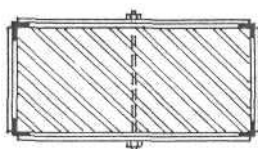


Рис. 69

6.27. Какую ошибку допускают при усилении простенков, образуемых в результате устройства новых проёмов?

После устройства в стене нового проёма, неподалеку от существующего, простенок, расположенный между ними, часто оказывается перегруженным, и в проекте реконструкции предусматривают его усиление обоймой. Однако усиление, как правило, выполняют уже после устройства нового проёма, допуская тем самым грубейшую ошибку, поскольку усиливают уже перегруженный (а то и аварийный) простенок. Чтобы подобная ошибка не привела к роковым последствиям, проектировщикам следует разрабатывать в проекте комплекс противоаварийных мер, включая устройство временных разгружающих конструкций до начала пробивки проёма.

6.28. Как усиливают стыки колонн со стаканными фундаментами?

Типичный дефект стыков колонн со стаканными фундаментами описан в вопросе 1.2. Исправить этот дефект — значит восстановить жесткость узла сопряжения указанных конструкций. Делается это обычно с помощью наращивания фундамента (рис. 70). Размеры наращённой части, класс бетона и армирование определяются изгибающими моментами и поперечными силами в заделке. Для надёжной передачи усилий наращённая часть должна иметь хорошее сцепление с поверхностью колонны и существующего фундамента (см. вопрос 6.15).

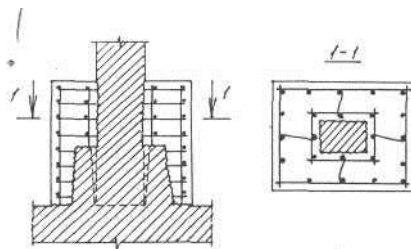


Рис. 70

6.29. Как усиливают места опирания конструкций?

Под опорами балок, ригелей, лестничных площадок, перемычек и т.п. конструкций возникают напряжения смятия в ниже расположенных элементах — стенах, простенках, колоннах. При перегрузке опорных площадок усиление выполняют одним из двух способов: уменьшают напряжения смятия или повышают прочность материала (бетона, каменной кладки) на смятие. В первом случае часть нагрузки передают на дополнительные опоры — например, в виде стальных стоек, закрепленных от потери устойчивости (рис. 71, а). Чтобы дополнительная опора включилась в работу, нужно не только устранить зазор между опорными поверхностями, но еще и временно снять соответствующую часть нагрузки с существующей опоры. Если сделать это невозможно, то дополнительную опору следует выполнять преднапряженной (см. вопрос 6.22 и рис. 67, б). Во втором случае усиливают верхние части (оголовки) колонн и простенков стальными (реже железобетонными) обоймами с предварительным напряжением хомутов (рис. 71, б).

6.30. Как усиливают консоли железобетонных колонн?

Усилить консоль — это значит уменьшить напряжения в ее горизонтальной растянутой арматуре и увеличить несущую способность наклонной сжатой полосы бетона (см. вопрос 5.13). Наиболее простой и надежный способ решения этой задачи — усиление стальной обоймой с предварительно напряженными горизонтальными хомутами. Хомуты, сжимая консоль по горизонтали, во-первых, частично разгружают рабочую арматуру, во-вторых, повышают прочность сжатого бетона и, в-третьих, сами являются дополнительной рабочей арматурой (при увеличении нагрузки после усиления). Как установлено экспериментальными исследованиями, за счет обжатия несущая способность консоли на действие поперечной силы (опорного давления) возрастает на величину $0,7N_{sp}$, где N_{sp} — суммарное усилие преднапряжения хомутов. Предварительное напряжение хомутов можно создать затягиванием гаек (рис. 72), попарным их стягиванием (рис. 71, б) или электронагревом.

6.31. Что делать при недостаточной глубине опирания конструкций?

Во избежание обрушения конструкций (балок, ригелей, плит) необходимо увеличить площадь их опоры. При опирании конструкций на стены или непосредственно на колонны (а не на их консоли), можно использовать схему, показанную на рис. 71, а. При опирании плит на ригели (балки, фермы) и ригелей на консоли колонн наибольшее распространение ввиду своей простоты и ясности расчетной схемы нашло "коромысло" — небольшая стальная балка, к концам которой подвешены дополнительные опоры из уголков или швеллеров (рис. 73). Такая конструкция является не только противоаварийной, но и разгружающей, т.к. при

затягивании гаек происходит предварительное напряжение подвесок, а вместе с этим и частичное разгружение существующих опор. Этим же способом можно подкреплять и плиты перекрытий, опирающиеся на внутренние стены с двух сторон. При опирании железобетонных конструкций только с одной стороны усиление выглядит несколько сложнее: дополнительную опору подвешивают к наклонным или отогнутым подвескам, которые закрепляют на более мощной конструкции — колонне (при усилении опор ригеля), ригеле (при усилении опор плиты) и т. п.

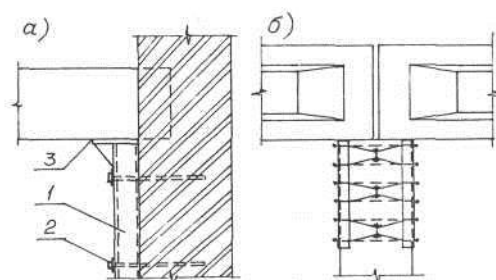


Рис. 71 (1 — опора, 2 — анкер, 3 — подстилающий слой раствора)

Рис. 72

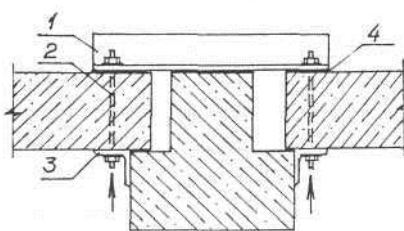
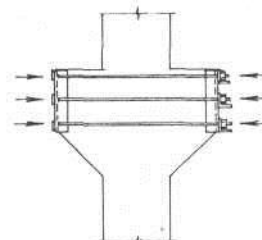


Рис. 73 (1 — "коромысло", 2 — подвески, 3 — опорные уголки, 4 — подстилающий слой раствора)

6.32. Для чего нужен подстилающий слой раствора при контакте металла с бетоном?

При "сухом" контакте усилие (давление) передается не на всю поверхность, а на отдельные выступы и неровности, всегда имеющиеся на поверхности не только бетона, но и прокатного (не фрезерованного) металла. В результате больших местных напряжений эти выступы сминаются и стык становится податливым. Подстилающий слой раствора выравнивает поверхности и позволяет распределить усилие по всей площади контакта, т. е. выровнять контактные напряжения. Но слой раствора должен быть очень тонким, что обычно достигается сильным прижатием стальной опорной площадки, в результате которого лишний раствор выдавливается. При толстом слое раствор превращается в самостоятельный несущий элемент, относительно низкая прочность которого определяет и прочность всего стыка.

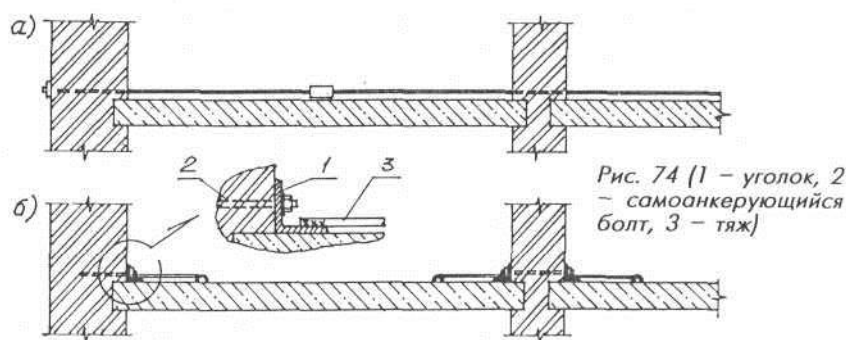
6.33. Как усиливают стены при отсутствии их анкеровки в перекрытиях?

Обычно усиливают горизонтальными тяжами, расположенными под полом и закрепленными на наружных поверхностях стен (рис. 74, а). Для выборки слабины и своевременного включения в работу тяжи предварительно натягивают с помощью резьбовых муфт (реже с помощью гаек, расположенных снаружи стен). Для уменьшения напряжений смятия в кладке стен усилия на концах тяжей следует передавать через распределительные плиты (стальные пластины), а сами тяжи

должны быть надежно защищены от коррозии, особенно на участках, расположенных в толще наружных стен.

Такое решение, однако, имеет существенные недостатки. В однослойных наружных стенах тяжи создают "мостики холода", поэтому стены в этих местах необходимо снаружи дополнительно утеплять. В современных же многослойных наружных стенах устройство подобных тяжей вообще проблематично, поскольку сопряжено с разборкой и последующим восстановлением утепляющего и отделочного слоев. Кроме того, из-за наличия муфт и невозможности просверлить отверстия вплотную к верхним граням плит перекрытий тяжи приходится располагать сравнительно высоко над плитами.

В этих условиях предпочтительнее применять конструкцию, показанную на рис. 74, б, с использованием самоанкерующихся распорных болтов для наружных стен и стяжных болтов для внутренних. Болтами закрепляют отрезки прокатных уголков, к горизонтальным полкам которых приваривают тяжи и соединяют их с монтажными петлями плит или балок. Суть конструкции сохраняется и при отсутствии монтажных петель, меняются лишь некоторые детали.



6.34. В каких случаях целесообразно применять контрфорсы?

Контрфорсы целесообразно применять для относительно невысоких зданий, когда наружные стены угрожающе накренились (при условии, если снаружи есть место для размещения контрфорсов и когда последние не наносят ущерба архитектуре здания). Наиболее распространенная ошибка при устройстве контрфорсов — возведение их на фундаментах мелкого заложения: тогда в результате морозного пучения грунта сами контрфорсы могут приобрести опасные крены.

Еще одна область применения контрфорсов — усиление стен подвала при выдавливании последних (см. вопрос 4.15). Внутренние контрфорсы — а ими могут служить и дополнительные поперечные стены — здесь не только препятствуют выдавливанию наружных стен, но и изменяют их расчетную схему — из однопролетных вертикально ориентированных балок превращают в плиты, опертые по контуру, что позволяет уменьшить в них изгибающие моменты.

6.35. Как следует усиливать стены бескаркасных зданий при неравномерных деформациях основания?

При неравномерных деформациях основания стены работают как каменные балки, опорами которых служат непросевшие участки грунта основания (рис. 75, а), в результате чего в стенах образуются трещины вертикального или наклонного направления (см. вопрос 5.16). Конечно, в первую очередь следует выявить причину

неравномерных деформаций (чаще всего ей является замачивание грунта от неисправных коммуникаций, отсутствия водоотвода и т.п.) и, если без дорогостоящего усиления основания или фундаментов можно обойтись, то достаточно ограничиться усилением стен.

Обычно стены усиливают горизонтальными тяжами круглого сечения в уровне перекрытий, которые играют роль растянутой арматуры. Для выборки начальной слабины их подтягивают с помощью промежуточных муфт и концевых гаек (рис. 75, а). Однако тяжи такой конструкции раскрытию трещин препятствуют слабо — так же, как и арматура, закреплённая по концам железобетонной балки и не имеющая сцепления с бетоном. Например, при длине здания $l=40$ м раскрытие в стене трещины шириной $a_{\text{срс}} - 10$ мм вызовет напряжение σ_s в тяжах всего 50 МПа, а чтобы напряжения достигли расчетного сопротивления стали марки С235, трещина должна быть зияющей (50 мм).

Повысить напряжения в тяжах и, тем самым, более эффективно сдержать развитие трещин можно, если создать "сцепление" тяжей со стенами, т.е. закрепить их и прижать к стенам в нескольких местах по длине — чем чаще, тем лучше (рис. 75, б). Тогда в опасных местах — на участках, где имеются трещины, — в тяжах возникнут самые высокие напряжения σ_s , а значит, и самые большие усилия, которые будут сдерживать дальнейшее развитие трещин. Механизм работы подобных тяжей — тот же, что и механизм работы внешней арматуры, прикрепленной к существующей в нескольких точках (см. вопрос 6.18). В качестве крепежных элементов лучше всего использовать самоанкерующиеся распорные болты (сквозные болты требуют внешнего утепления).

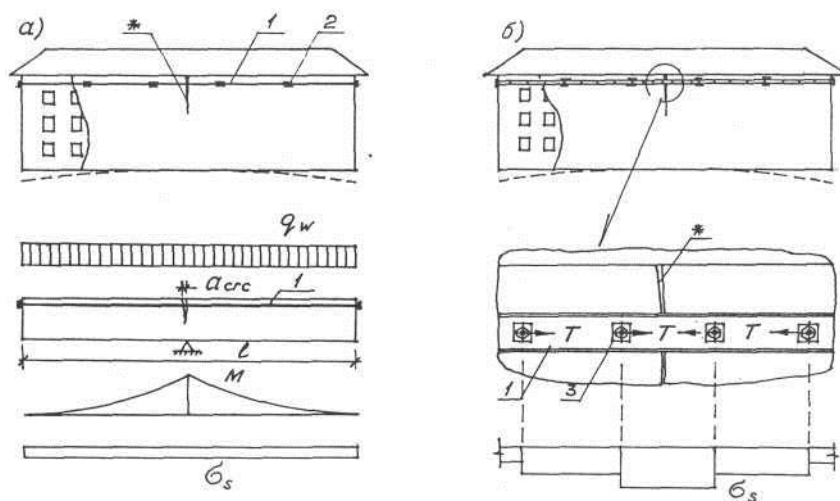


Рис. 75 (1 — тяж, 2 — муфта, 3 — самоанкерующийся болт, * — трещина)