

1. ДЕФЕКТЫ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

1.1 Дефекты изготовления стеновых панелей крупнопанельных зданий

Основными дефектами изготовления стеновых панелей являются:

- - снижение прочности бетона панелей;
- - отступление от проектных размеров, превышающие допуски;
- - пропуск или выполнение закладных деталей, не в соответствии с проектом;
- - трещины и сколы бетона в панелях; непроектное армирование панелей;
- - отклонение в плотности бетона панелей от проектных значений.

Снижение прочности бетона панелей приводит к уменьшению прочности стен. Чаще всего прочность бетона панелей оказывается ниже проектной из-за нарушения режима тепловой обработки панелей. Особенно опасен монтаж зданий из панелей, не набравших нужной прочности в зимних условиях, когда этот процесс происходит медленно, а нагрузки растут быстро.

Ускоренный монтаж здания в зимних условиях из панелей, набравших только половину проектной прочности, был одной из главных причин обрушения в феврале 1983 года в Ленинграде 15-этажного крупнопанельного здания перекрестно-стеновой конструктивной системы серии ЛГ-600.

Отступление от проектных размеров стеновых панелей, превышающие допуски, затрудняют выполнение стыков панелей друг с другом и с перекрытиями. При колебании высоты панелей горизонтальный растворный шов получается разной толщины и неоднородным. Это снижает прочность стен. При колебании длины панелей невозможно выполнить вертикальные швы между ними одинаковой толщины по всей высоте здания, к тому же затрудняется герметизация этих швов. При монтаже стен из панелей разных толщин нельзя расположить их в одной плоскости либо снаружи, либо внутри здания. Выход из вертикальной плоскости наружных поверхностей отдельных стеновых панелей недопустим по архитектурным соображениям. Отступление от одной вертикальной плоскости внутренней поверхности некоторых стеновых панелей наружных стен затрудняет качественное выполнение стыка этих панелей с панелями внутренних стен.

Прочность и устойчивость крупнопанельных зданий во многом зависит от стальных связей. Поэтому всякое отступление от проекта в конструкции и расположении стальных связей приводит к снижению прочности и пространственной жесткости здания. При этом даже увеличение сечения связи не всегда повышает несущую способность панельных стен.

Крупнопанельные здания должны быть устойчивы к прогрессирующему (цепному) разрушению в случае локального воздействия (взрыв газа или других взрывчатых веществ, пожар и т.п.). Эти требования означают, что локальные разрушения отдельных несущих конструкций не должны приводить к обрушению или разрушению соседних несущих элементов, на которые передается нагрузка, ранее воспринимавшаяся элементами, поврежденными аварийным воздействием. Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения обеспечивается в основном за счет рационального конструирования связей между сборными элементами.

Такие связи должны иметь высокую пластичность, т.е. допускать большие абсолютные деформации. Нельзя в связях допускать выкалывание бетона или разрушение сварных швов. Слабейшим звеном должна быть собственно стальная связь, большие пластические деформации которой обеспечивают необходимые пластические деформации всего соединения. Поэтому если поставить связь сечением, большим проектного или меньшей длины, то может произойти выкалывание бетона у анкеров связи или разрушение ее сварных швов, что приведет к прогрессирующему разрушению здания.

Отсутствие антикоррозийного покрытия закладных деталей сокращает срок эксплуатации здания из-за преждевременного разрушения связей.

Трещины и сколы в бетоне панелей появляются обычно при небрежной распалубке и неправильном складировании стеновых панелей. При этом часто происходит разрушение защитно-декоративного покрытия. Отколы кромок и углов панелей портят внешний вид фасада здания, усиливают проницаемость швов между панелями. Нарушение защитно-декоративного покрытия приводит к увлажнению от действия косых дождей ячеистого и легкого бетонов панелей, что может вызвать быструю коррозию арматуры панелей и увеличивает теплопроводность стен.

Сквозные вертикальные трещины не снижают несущей способности панели на действие вертикальных усилий, но увеличивают проницаемость панели. Через сквозные трещины возможно проникание влаги и воздуха. Сквозные горизонтальные трещины зажимаются действием вертикальной нагрузки, однако и зажатые они снижают жесткость панели из плоскости стены.

Наиболее опасны наклонные трещины в стеновых панелях, сильно снижающие прочность стен. Без усиления такие панели не могут быть использованы при монтаже здания.

Уменьшение расчетного проектного армирования в железобетонных панелях снижает их прочность. Уменьшение или отсутствие конструктивного армирования в бетонных панелях может привести к их разрушению при транспортировании и монтаже.

Увеличение плотности бетона по сравнению с проектным снижает теплоизоляционные свойства панели. Уменьшение плотности бетона, как правило, уменьшает и его прочность.

1.2 Дефекты монтажа стеновых панелей крупнопанельных зданий

Основными дефектами монтажа стен крупнопанельных зданий являются:

- - некачественное выполнение горизонтальных и вертикальных стыков панелей;
- - некачественное устройство стальных связей между панелями и между панелями и перекрытиями;
- - смещение стеновых панелей из проектного положения;
- - применение для монтажа непригодных панелей.

Наибольшее влияние на несущую способность горизонтальных швов при сжатии, трудно оцениваемое количественно, оказывает неоднородность растворной постели, приводящая к появлению в панелях концентрации напряжений, дополнительных изгибающих моментов и эксцентриситетов в приложении сжимающих усилий.

Если растворная постель выполнена с пропусками, то происходит снижение несущей способности горизонтального шва. Иногда допускаемая при монтаже установка жестких прокладок в горизонтальном шве может уменьшить его прочность при сжатии на 90%.

Добиться однородности растворной постели можно только в случае применения пластифицированных растворов. Использование чисто цементных растворов должно быть исключено.

С увеличением толщины растворных швов происходит некоторое снижение их прочности. Так, при толщине горизонтального шва 30 мм его прочность на сжатие оказывается меньше несущей способности шва толщиной 20 мм (обычно принимаемой в проектах) в зависимости от типа панели и прочности раствора всего на 4...13%. Однако однородную растворную постель легче создать при утолщенном шве. Поэтому вряд ли целесообразно делать горизонтальные швы тоньше 30 мм. При толщине горизонтальных швов более 40 мм для обеспечения прочности стыка необходимо их армировать стальными сетками из проволоки класса Вр-1 диаметром 4-5 мм с размером ячеек 50 мм.

Несущая способность платформенных и контактных стыков мало зависит от прочности раствора в швах. Если взять за исходную прочность раствора $R=10$ МПа, обычно принимаемую для крупнопанельных зданий, то при уменьшении прочности раствора до 2,5 МПа прочность опорного сечения панели снизится в зависимости от типа стыка только на 12...18%.

Прочность плоских горизонтальных платформенных и контактных стыков при сдвиге, зависит от прочности раствора и сил трения от действия вертикальных усилий. Эта прочность может оказаться недостаточной при малой прочности раствора в верхних этажах здания, где вертикальные усилия незначительны.

При монолитных стыках прочность горизонтальных швов пропорциональна прочности бетона омоноличивания.

Сопротивление сдвигу горизонтальных стыков с бетонными шпонками в большей степени зависит от прочности раствора, чем сопротивление плоских стыков от прочности раствора.

Некачественное выполнение вертикальных стыков панелей снижает жесткость стен, увеличивает их продуваемость, а также вызывает коррозию стальных связей между панелями.

Сохранность связей обеспечивается не столько их антикоррозионным покрытием (оцинкованием), сколько плотностью бетона омоноличивания. В плотном бетоне стальные неоцинкованные связи сохраняются так же долго, как арматура в железобетонных конструкциях. В то же время, стальные оцинкованные связи быстро корродируют в рыхлом бетоне, особенно при попадании на него воды через вертикальные швы при косом дожде.

Получить плотный бетон в колодцах вертикальных швов можно только при укладке бетона послойно с применением глубинных вибраторов.

Приходилось наблюдать как бетон омоноличивания укладывался вручную без вибратора и после монтажа панелей двух этажей. Получить плотный бетон при такой укладке, конечно, совершенно невозможно.

Стальные связи между панелями и между панелями и перекрытиями должны быть выполнены в точном соответствии с проектом. Как занижение, так и завышение площади поперечного сечения связей будет уменьшать устойчивость к прогрессирующему (цепному) разрушению здания в случае локального воздействия.

Если стеновая панель смонтирована с наклоном из плоскости стены, то в ней возникают дополнительные усилия. Вертикальную силу, приложенную к верху наклонной панели, можно разложить на две силы, одну горизонтальную, равную произведению вертикальной силы на тангенс угла наклона панели к вертикальной плоскости, и, другую, направленную параллельно оси наклонной панели, равную частному от деления вертикальной силы на косинус этого угла. Из-за малости угла наклона можно принять, что, сила, параллельная оси наклонной панели, равна вертикальной. При надежной связи наклонной панели с перекрытиями горизонтальная сила, значение которой невелико, будет воспринята конструкциями, расположенными перпендикулярно к плоскости наклонной плиты (панелями внутренних стен). Таким образом, наклонная панель будет дефектной в основном с эстетической точки зрения.

При смещении панелей с проектных осей в пределах соседних этажей, появляется дополнительный эксцентриситет в приложении вертикальных усилий. Платформенные и монолитные стыки при этом несколько смягчают влияния смещения панелей, уменьшая эксцентриситет приложения нагрузки за счет включения в работу плит перекрытия.

Контактные и контактно-платформенные стыки стеновых панелей этим свойством не обладают, и при возведении стен и панелей с такими стыками требуется повышенное внимание к точности монтажа.

2. ДЕФЕКТЫ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН

2.1 Дефекты железобетонных колонн, вызванные ошибками при их изготовлении

При изготовлении железобетонных колонн возможно появление различных дефектов. Основными из них являются следующие:

- - несоответствие диаметра, количества, марок и классов стали арматурных стержней, а также их положения в сечении элемента проектным условиям;
- - снижение прочности бетона;
- - пропуск или смещение закладных деталей;
- - несоответствие выпусков арматуры в стыковых узлах элемента проектному положению;
- - несоблюдение толщины защитного слоя бетона, предусмотренного нормами;
- - отклонение геометрических размеров от проектных значений сверх предусмотренных нормами;
- - наличие трещин, сколов и каверн в бетоне.

Уменьшение количества стержней и их диаметра или применение менее прочной стали без соответствующего увеличения арматуры, приводит к снижению прочности колонн, и тем сильнее, чем с большим эксцентриситетом приложено продольное усилие. В связи с этим в колоннах крайних рядов при одинаковом уменьшении армирования обычно происходит большее снижение прочности, чем в колоннах средних рядов.

Увеличение шага поперечных стержней по сравнению с проектом может вызвать потерю устойчивости продольной арматуры и разрушение колонн.

Использование укороченных по сравнению с проектом арматурных каркасов или смешение их вдоль оси колонн может привести к невозможности ванный сварки выпусков арматуры в стыках элементов колонн, так как зазор между стержнями в этом случае будет больше допустимого.

Уменьшение прочности бетона снижает прочность колонн, и тем больше, чем меньше эксцентриситет приложения усилия и меньше коэффициент армирования.

Смещение их проектного положения или пропуск закладных деталей в колоннах делает невозможным нормальное присоединение к ним ригелей, подкрановых балок, стеновых панелей, связей.

Уменьшение толщины защитного слоя может снизить долговечность колонн, особенно при эксплуатации их во влажной или агрессивной среде. Несоблюдение толщины защитного слоя бетона обычно вызывается смещением арматуры каркаса из проектного положения, что создает дополнительный эксцентриситет в приложении продольных усилий и снижает прочность колонны.

Трещины в колоннах могут проявляться при повышенном водоцементном отношении из-за усадки бетона, нарушения режима тепловой обработки, слишком ранней или неправильной распалубки, несоблюдения правил складирования и перевозки готовых элементов.

Существенным недостатком изготовления сборных железобетонных элементов, ведущим к образованию трещин, является использование для бетонов цементов с повышенной усадкой. Продольные усадочные трещины могут снизить прочность колонны.

Нормальные трещины, кроме усадочных, если они появились в зоне сжатой при эксплуатационных нагрузках, впоследствии закрываются. Они мало сказываются на прочности колонн, однако при этом происходит снижение жесткости элемента (иногда недопустимое).

К большим дефектам относится откол бетонных выступов на торцах колонн в каркасах серии 1.020-1, что снижает прочность колонн, особенно в период монтажа каркаса (до омоноличивания стыка).

Отклонения по длине колонны вызывают трудности при обеспечении горизонтальности перекрытий и подкрановых балок.

2.2 Дефекты железобетонных колонн, вызванные ошибками при их монтаже

Наиболее часто встречаются следующие ошибки при монтаже железобетонных колонн, приводящие к образованию дефектов:

- - отклонение оси колонны от вертикали;
- - смещение колонн в плане;
- - несоблюдение высотных отметок колонн и их консольных выступов;
- - неправильное выполнение соединений элементов колонн друг с другом и с фундаментом;
 - - замена ванной сварки на дуговую с накладками в стыках элементов колонн, уменьшение сечения и длины сварных швов, наложение сварных швов с разрывами и раковинами;
 - - нарушение требуемой последовательности монтажа железобетонных элементов каркаса и вертикальных связей;
 - - омоноличивание стыков колонн бетоном низкого качества;
 - - замораживание в раннем возрасте бетона омоноличивания при производстве работ в зимнее время, пересушка бетона омоноличивания в летнее время;
 - - применение для монтажа колонн, имеющих явно выраженные дефекты.

Отклонение от вертикали колонн и смещение их с проектных осей вызывается обычно смещением из проектного положения фундаментов и применением конструкций перекрытий непроектной длины. Типовые решения фундаментов с подколонниками стаканного типа допускают смещение фундаментов с разбивочных осей без смещения колонн из проектного положения до 50 мм. При большем смещении фундамента подошва колонны не может быть расположена в проектном положении, поэтому для возможности нормального опирания конструкций перекрытий, колонна при монтаже наклоняется. То же происходит при использовании конструкций перекрытий (ригелей, плит) непроектных размеров.

Отклонение колонн от вертикали создает дополнительные эксцентриситеты в приложении продольных сил, вызывает косое внецентренное сжатие (при отклонении колонн из плоскости поперечной рамы), что снижает несущую способность каркаса.

При отклонении колонн от вертикали в рамках каркаса возникают дополнительные горизонтальные усилия. При достаточной монолитности дисков перекрытий дополнительные горизонтальные усилия распределяются между всеми стойками температурно-усадочного блока, что снижает их отрицательное воздействие в отклонившихся колоннах. Вот почему так важно обеспечить монолитность дисков перекрытий и надежную их связь с колоннами.

Если колонна смещена в плане в плоскости поперечной рамы и установлена вертикально, то это приводит к неправильному опиранию балок на колонны (рис. 3). Одна из балок имеет

недостаточную длину площади опирания, что может вызвать разрушение балки по наклонному сечению или скол опорной части колонны.

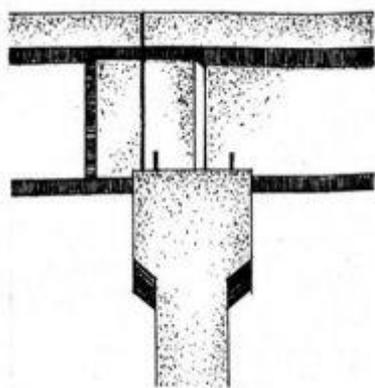
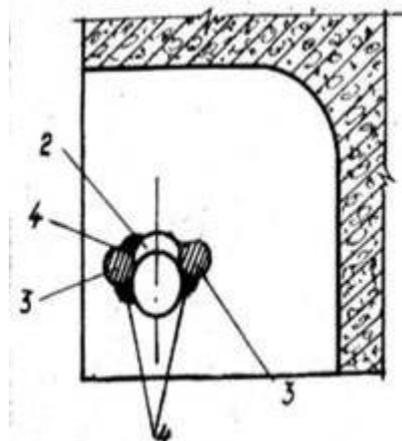
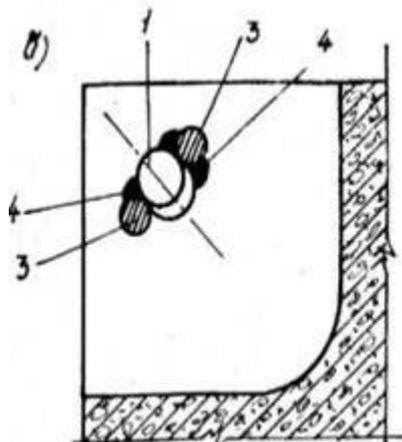
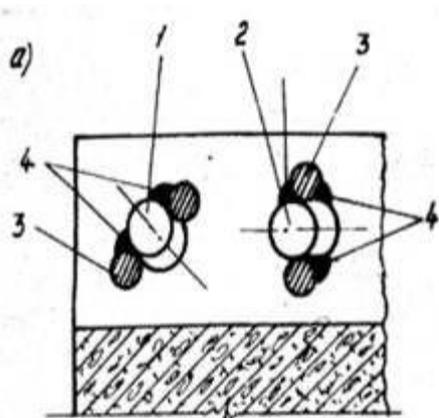


Рис.3. Неправильное опирание балок покрытия на колонну из-за смещения колонны.

Несовпадение по высоте уровней верха колонн и их консольных выступов связано обычно с ошибками в отметках дна стакана фундамента и применением колонн непроектной длины. Если этот дефект не исправить, то конструкции перекрытий и подкрановые балки могут получить недопустимые уклоны, к тому же могут появиться затруднения при выполнении сопряжений колонн с ригелями.

Несовпадение оголовников колонн в их стыковых соединениях приводит к возникновению дополнительных сосредоточенных изгибаемых моментов, снижающих прочность как стыка, так и колонны в целом.

Некачественное омоноличивание стыка колонны с фундаментом (когда применяется раствор вместо мелкозернистого бетона, в стакане оставляются монтажные деревянные клинья, замораживается бетон омоноличивания), снижает степень заделки колонны в фундаменте, что изменяет в неблагоприятном направлении расчетную схему рам каркаса и уменьшает пространственную жесткость здания в целом.



Замена ванной сварки выпусков арматуры на дуговую с протяженными швами с накладками из круглой стали происходит чаще всего из-за наличия такой несоосности выпусков, которая не позволяет выполнить ванную сварку в инвентарных медных формах. При этом часто делают одностороннюю накладку, которая вызывает большой эксцентриситет в приложении усилия в арматуре, что значительно снижает способность стыка. Если используются парные накладки и длина их меньше восьми диаметров продольной арматуры, то стык имеет пониженную прочность, так как в этом случае не удастся применить двусторонние швы вследствие недоступности плоскостей контакта стержня и накладки со стороны ниши колонн (рис.4).

Рис. 4 Возможность наложения сварных швов при парных накладках в стыках колонн каркасов серий: а-1.420-12; б-1.020-2;

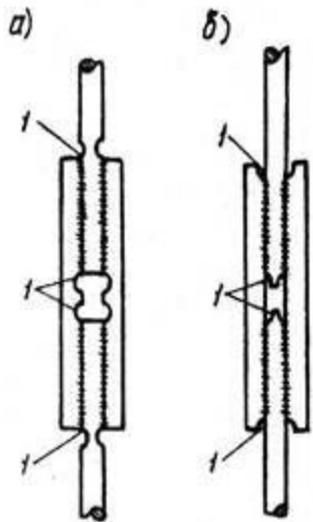
1-выпуск арматуры колонн при несоосности в диагональной плоскости;

2-то же в плоскости, параллельной граням колонн; 3-накладки; 4-сварные швы.

При осуществлении стыков арматурных стержней протяженными швами с накладками часто начинают и кончают сварной шов в наиболее напряженном месте элемента стыка (начало сварного шва на выпуске арматурного стержня и конец на накладке у зазора между торцами выпусков - рис.5,а) без заварки раковин в концах шва. Это резко ослабляет прочность стыка за счет подрезки арматурного стержня и накладки. Всегда нужно начинать шов на накладке и заканчивать на стыковом выпуске стержня у его торца (рис.5,б). В этом случае, даже если не будут заварены раковины на концах шва, прочность соединения не снизится

Рис.5 Неправильное (а) и правильное (б) расположение начала и конца сварного шва при стыковании выпусков арматуры:

1-подрезки в местах начала и концов швов.



Неправильная последовательность сварки выпусков арматуры колонн приводит к отклонению элементов колонны от вертикали за счет температурного воздействия сварного шва. Переходить от сварки одного выпуска арматуры к другому нужно по диагональной плоскости сечения колонн.

Вертикальные связи здания нужно выполнить одновременно с монтажом железобетонных элементов каркаса. Часто вертикальные связи ставят после окончания монтажа всего каркаса. Это не обеспечивает пространственную жесткость каркаса в период его монтажа. Кроме того, при этом колонны с закладными деталями для крепления вертикальных связей могут быть по ошибке смонтированы в других пролетах, что будет замечено уже после монтажа каркаса.

Применение для омоноличивания стыков колонн бетона низкого качества, его раннее замораживание зимой и пересушка летом значительно снижают несущую способность колонн. В каркасах серии 1.020.1 должна выполняться зачеканка цементным раствором зазора между торцами элементов колонн. Однако встречаются случаи, когда такая зачеканка не производится и зазор заполняется бетоном омоноличивания стыка, укладываемым в ниши. Это недопустимо, так как резко снижает прочность стыка /18/.

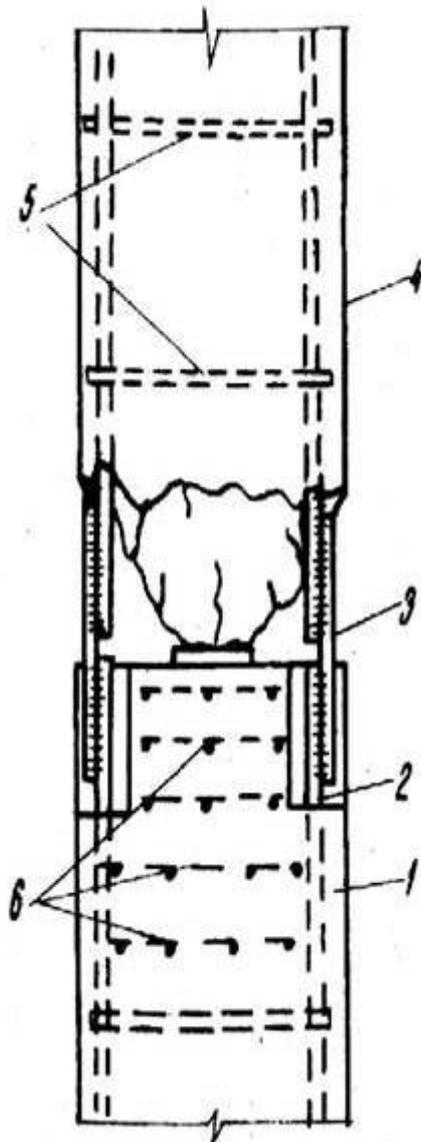
На строительной площадке иногда укорачивают сборные железобетонные элементы. Делать это можно только в редких случаях и с выполнением мероприятий по обеспечению прочности укороченных конструкций. При монтаже каркаса серии ИИ-04 5-этажного здания в Ленинграде были смонтированы колонны первого этажа, укороченные обрубкой на один метр (колонны предназначались для этажа большей высоты), при этом оказались отрубленными концы колонн, с часто расположенными стержнями и сетками. Обрубленные концы колонн были неровными и имели трещины (рис.6). Сварка выпусков арматуры в стыке производилась с применением накладок без дополнительных хомутов. Предложенные представителем заказчика стальные обоймы на стыках колонн не были осуществлены. Часть здания обрушилась в момент окончания монтажа пятого этажа в результате разрушения стыка одной из колонн.

Рис.6 Дефектный стык колонны, приведшей к обрушению здания:

1 - колонна цокольного этажа; 2 - продольная арматура; 3 - стыковые накладки;

4 - обрубленная колонна первого этажа; 5 - поперечная арматура;

6 - часто расположенные арматурные сетки в оголовке колонны.



3. ДЕФЕКТЫ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК (РИГЕЛЕЙ)

3.1 Дефекты железобетонных балок (ригелей), связанные с ошибками при их изготовлении

При изготовлении сборных железобетонных ригелей и балок покрытия наиболее часто встречаются следующие дефекты:

- - несоответствие диаметров марок и классов стали арматурных стержней, а также их положения проектным данным;
- - снижение прочности бетона против проекта;
- - пропуск или смещение закладных деталей или выпусков арматуры;
- - некачественное заполнение раствором каналов для высокопрочной предварительно напряженной арматуры;
- - отступления геометрических размеров от проектных, превышающие допуски;
- - наличие трещин, сколов, каверн в бетоне балок;
- - отклонение предварительного напряжения арматуры от значений, принятых проектом.

Несоответствие диаметров и классов арматуры стержней проекту чаще всего возникает из-за отсутствия на заводе-изготовителе балок арматурных стержней, предусмотренных проектом, что и приводит к вынужденной их замене. Замена арматурных стержней в основном осуществляется исходя из условия прочности, т.е. площадь их поперечных сечений изменяется пропорционально расчетному сопротивлению арматурной стали. Количество продольных стержней и шаг поперечной арматуры в большинстве случаев не могут быть изменены.

Если производится замена менее прочной арматуры на более прочную, то по условию прочности устанавливается арматура меньшего диаметра, что увеличивает напряжение в ней. Рост напряжений в арматуре приводит к увеличению раскрытия трещин в бетоне и прогибов. Таким образом, в этом случае обязательно требуются проверочные расчеты по второй группе предельных состояний, что, к сожалению, выполняется не всегда.

При замене арматурных стержней большей прочности на стержни из арматурной стали меньшей прочности происходит увеличение площади поперечного сечения арматуры и расчета по второй группе предельных состояний не требуется.

При установке продольных арматурных стержней большего диаметра, чем предусмотрено проектом, требуется проверка на свариваемость их с поперечной арматурой.

Если увеличивается диаметр выпусков сжатой арматуры в ригелях междуэтажных перекрытий, то следует проверить возможность производства ванной сварки их выпусков из колонн (увеличение диаметра выпуска арматуры должно быть не более чем на 20 %).

При замене стержней предварительно напряженной арматуры необходимо следить и за сохранением усилий предварительного обжатия. При осуществлении натяжения арматуры электротермическим способом изменение диаметра при сохранении количества продольных стержней должно сопровождаться соответствующей корректировкой расстояния между анкерами на арматуре (или между упорами на опалубочной форме). При уменьшении диаметра стержней расстояние между анкерами на арматуре должно уменьшаться, чтобы возросло предварительное напряжение, а при увеличении диаметра стержней, наоборот, увеличиваться. В противном случае балки будут получаться недостаточно трещиностойкими и менее жесткие или появится возможность раздавливание бетона при отпуске напрягаемой арматуры. Следовательно, и здесь требуется расчет балок по второй группе предельных состояний, что, к сожалению, делается редко.

Произвольное уменьшение прочности или площади поперечного сечения продольной растянутой арматуры снижает почти пропорционально прочность нормальных сечений балок (ригелей) и значительно их жесткость. Уменьшение интенсивности поперечной арматуры снижает прочность наклонных сечений балок (ригелей). При увеличении шага поперечной арматуры не только происходит снижение прочности наклонных сечений балки, но и появляется опасность потери устойчивости продольных стержней, установленных в сжатой зоне балки.

Если допускается смещение арматурного каркаса из проектного положения, то изменяется защитный слой бетона. Уменьшение защитного слоя бетона сокращает долговечность конструкции. Увеличение защитного слоя обычно связано с уменьшением рабочей высоты сечения, что снижает несущую способность сечения балки (ригеля).

Смещение арматурного каркаса в ригелях каркасных зданий серии 1.420-12 вызывает несоосность выпусков арматуры из ригелей и колонн. Несоосность этих выпусков приводит к

снижению предельного изгибающего момента в опорных сечениях ригелей и увеличению пролетных моментов. При этом пролетные изгибающие моменты могут возрасти до двух раз.

При изготовлении балок (ригелей) в результате недостаточного контроля может быть допущена укладка менее прочного, чем предусмотрено проектом, бетона. На монтаж могут поступать и балки, прочность бетона которых ниже проектной из-за недостаточной тепловой обработки. Уменьшение прочности бетона в большей степени сказывается на прочности наклонных сечений и в меньшей на прочности нормальных сечений.

Пропуск и смещение закладных деталей балок (ригелей) не позволяет приваривать закладные детали плит к закладным деталям балок (ригелей). При этом появляется возможность потери устойчивости сжатого пояса балок покрытия и снижается горизонтальная жесткость диска перекрытия (покрытия), что отрицательно сказывается на пространственной жесткости каркаса и приводит к увеличению усилий в колоннах.

Некачественное заполнение раствором каналов для предварительно напряженной арматуры повышает опасность ее коррозии и увеличивает деформации конструкции.

Отклонение геометрических размеров балок (ригелей) от проектных затрудняет или делает невозможным присоединение к смежным конструкциям (колоннам, плитам) и снижает прочность балок.

Трещины, образующиеся в балках (ригелях) при неправильном их складировании, снижают их эксплуатационные свойства. Нормальные трещины, образовавшиеся в сжатой при эксплуатации зоне, обычно после монтажа балок (ригелей) закрываются и мало сказываются на прочности последних. Однако при этом снижается изгибная жесткость и увеличивается их прогиб до 15%. Эти трещины также увеличивают опасность коррозии арматуры.

Нормальные трещины в стропильных балках, пересекающие всю их высоту, особенно сильно понижают жесткость балок в горизонтальной плоскости, что может привести к разрушению балок в процессе монтажа.

От значения предварительного напряжения арматуры зависит трещиностойкость и жесткость элемента, его прочность при изготовлении и монтаже.

Отступление от проектного значения предварительного напряжения арматуры могут произойти в результате ошибок, допущенных при изготовлении предварительно напряженных элементов, а также, как это было отмечено ранее, при замене проектной арматуры без учета изменения предварительного напряжения в ней.

На протяженных стендах с паровой рубашкой часто не производится достаточного прогрева бетона балок на торцах, что приводит к уменьшению прочности бетона в этих зонах (особенно при морозах), нарушению анкеровки предварительно напряженной арматуры и к последующему разрушению опорных устройств балок.

3.2 Дефекты монтажа железобетонных балок (ригелей)

При монтаже железобетонных балок (ригелей) наиболее часто встречаются следующие нарушения правил монтажа:

- - смещение осей балок (ригелей) с осей колонн (перпендикулярно поперечным рамам);
- - смещение балок (ригелей) в плоскости поперечных рам;
- - неправильное выполнение соединения балок (ригелей) с колоннами;
- - укладка балок (ригелей) на кирпичные стены без устройства опорной подушки;
- - отклонение плоскости балок (ригелей) от вертикальной плоскости;
- - использование при монтаже явно дефектных балок (ригелей).

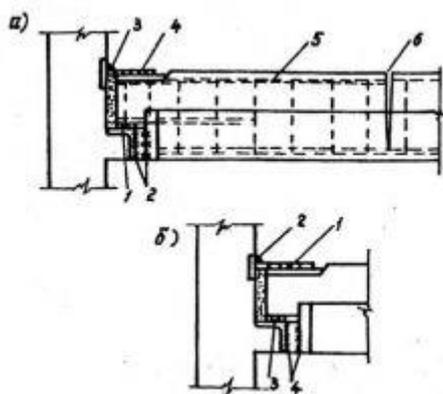
Смещение осей балок (ригелей) с осей колонн происходит обычно из-за смещения колонн в горизонтальной плоскости, отклонение колонн от вертикали или применение плит перекрытий не проектной длины. Это вызывает появление дополнительных усилий в колоннах - изгибающих моментов, действующих перпендикулярно к плоскости поперечных рам. Колонны при этом начинают работать на косое внецентренное сжатие. Несущая способность их снижается и тем больше, чем хуже омоноличены перекрытия.

При увеличении против проекта шага балок (ригелей) нарушаются нормальные условия опирания на них плит. При сокращении шага ригелей не удастся разместить между ними плиты перекрытий. Уменьшение или увеличение шага стропильных балок делается невозможным нормальное опирание на них плит.

При смещении балок (ригелей) в плоскости поперечных рам на одной из их опор длина площадки опирания оказывается меньше проектной (при проектном расстоянии между осями колонн). При этом появляется опасность продергивания продольной арматуры у этой опоры, возникновение наклонной трещины и разрушение по ней балки. Кроме того, из-за малой площади опирания может произойти разрушение бетона у опоры вследствие его смятия или скалывания. У колонны, в сторону которой сместился ригель, уменьшается зазор между торцами ригеля и колонны, что не позволяет нормально омонолитить стык.

Дефектным является узел сопряжения ригеля с колонной в многоэтажном каркасе при несоосности выпусков арматуры из них. Этот дефект, как отмечалось ранее, обычно возникает при изготовлении ригелей и колонн. Однако он может быть результатом смещения ригеля из проектного положения. Последствия этого дефекта были рассмотрены выше. В рамно-связевом каркасе серии ИИ-04 при неправильной очередности сварки закладных и накладных деталей возможно появление нормальных трещин, проходящих у торцов опорных каркасов ригелей через всю их высоту (рис.7).

Накладная опорная деталь стропильной балки должна быть сварена по всему периметру с закладной деталью колонны. Если эта работа будет выполнена не в полном объеме, то снизится прочность соединения балки с колонной на воздействие горизонтальных нагрузок, что может стать



причиной потери устойчивости положения стропильной балки. Отклонение плоскости балки (ригеля) от вертикального положения происходит из-за перекоса закладной опорной детали в балке (ригеле) или на верху колонны и опорной консоли. Такой дефект приводит к появлению крутящих моментов, на которые балка (ригель) не рассчитана. Этот дефект более опасен для высоких стропильных балок.

Рис.7 Неправильная (а) и правильная (б) последовательность наложения сварных швов в узле сопряжения колонны и ригеля в рамно-связевом каркасе серии ИИ-04:

1...4 - порядок наложения сварных швов; 5 - опорный арматурный каркас; 6 - трещина в ригеле, образующаяся при неправильной последовательности наложения швов.

4. ДЕФЕКТЫ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА СТРОПИЛЬНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФЕРМ

Железобетонные фермы состоят из сжатых и растянутых элементов. Работают фермы по плоской балочной схеме. В связи с этим дефекты изготовления и монтажа железобетонных ферм могут быть такие же, как у колонн и балок. И последствия допущенных дефектов ферм аналогичны последствиям соответствующих дефектов колонн и балок.

Колебание прочности растянутых элементов железобетонных ферм пропорциональны колебаниям количества и прочности их арматуры.

При изготовлении ферм особое внимание нужно уделять армированию узлов. Надежная анкеровка арматуры в узлах фермы является гарантией их прочности.

В узлах ферм устанавливается в большом количестве конструктивная арматура. Изменять количество и диаметр конструктивной арматуры без согласия проектной организации недопустимо. Склаживать и перевозить железобетонные фермы можно только в вертикальном положении. При монтаже ферм необходимо проверить устойчивость сжатого пояса в горизонтальной плоскости до укладки плит. Если устойчивость сжатого пояса в период монтажа оказывается недостаточной, следует применять его временное усилие.

5. ДЕФЕКТЫ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ И ПОКРЫТИЙ

5.1 Дефекты железобетонных плит перекрытий и покрытий, связанные с ошибками при их изготовлении

При изготовлении плит покрытий встречаются дефекты, аналогичные дефектам балок (ригелей). В тонких полках ребристых плит арматурная сетка часто имеет очень малый защитный

слой бетона и просматривается снизу плиты. Если такие плиты эксплуатируются в агрессивных условиях, то происходит быстрая коррозия арматуры. При этом на поверхности плиты появляются полосы от ржавчины арматуры. Несущая способность полок плит в результате коррозии арматуры существенно снижается.

При изготовлении плит в сильно изношенной опалубке наблюдается их уширение, превышающее допуски. В многоэтажных зданиях в перекрытиях в этом случае не удастся уложить нужное количество плит. Уширенные плиты при укладке на стропильные конструкции постепенно сдвигаются со своего проектного положения и ребра плит оказываются вне закладных деталей, расположенных по верху стропильных конструкций. Так, если ширина плиты будет превышать номинальную на 1 см, то уже через шесть плит ее ребро сместится с закладной детали стропильной конструкции. Поэтому во время приемки плит следует обращать особое внимание на их ширину.

Отколы торцов плит с обнажением концов арматуры ребер нарушают анкеровку арматуры на опорах и могут разрушить плиту по наклонному сечению из-за продергивания арматурных стержней.

В плитах перекрытий каркасных зданий серии ИИ-20/70 и 1.420-12 имеется существенный недостаток, приводящий к ухудшению условий опирания плит на ригели и уменьшению жесткости диска перекрытий. Недостаток этот вызван тем, что по проекту высота торцевых поперечных ребер равна высоте продольных ребер. Конструктивное решение плит предусматривает опирание плит на ригели концами продольных ребер. Закладные детали на концах продольных ребер должны ложиться на закладные детали, расположенные по верху полок ригелей. Однако, поперечные торцевые ребра препятствуют этому (рис.8).

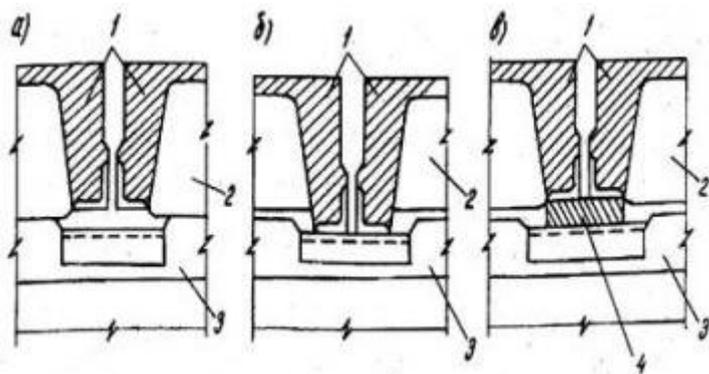


Рис.8 Схема дефекта узла опирания плит перекрытий на ригели и его исправления в каркасных зданиях серии ИИ-20/70 и 1.420-12:

а - при одинаковой высоте продольных и торцевых поперечных ребер;
б - при уменьшении высоты торцевого ребра;
в - при установке стальных прокладок;

1 - продольное ребро плиты; 2 - поперечное ребро; 3- полка ригеля; 4- прокладка.

Объясняется это тем, что закладные детали а полках ригелей и по концам продольных ребер оказываются несколько утопленными относительно бетонной поверхности. В результате между закладными деталями образуется зазор в несколько миллиметров (встречаются зазоры до 1 см и более), а продольные ребра плит зависают на поперечных торцевых ребрах. Такая работа плит проектом не предусмотрена, так как арматурная связь продольных и поперечных ребер для этого недостаточна.

Устранить отмеченный дефект можно путем уменьшения высоты поперечных торцевых ребер примерно на 2 см. Это не ухудшит условия омоноличивания соединения плит с ригелями.

5.2 Дефекты монтажа железобетонных плит перекрытий и покрытий

К основным дефектам монтажа железобетонных плит перекрытий и покрытий относятся:

- - смещение плит в плане вдоль и поперек их осей;
- - отсутствие сварки закладных деталей плит с закладными деталями ригелей или стропильных конструкций, а также недостаточная протяженность или сечение сварных швов в этих соединениях;

- - неправильное омоноличивание швов между плитами;
- - перегрузка плит в процессе монтажа строительными изделиями и материалами;
- - устройство больших монтажных проемов в перекрытиях или покрытиях;
- - отсутствие уборки снега на пустотных плитах в период монтажа конструкций;
- - использование при монтаже плит с такими дефектами, как сколы бетона в опорных частях плит, сквозные трещины, низкая прочность бетона и др.

Смещение плит, уложенных по верху балок (ригелей), в плане вдоль их осей приводит к недостаточной длине опирания плит с одной их сторон. При этом появляется опасность продергивание продольной арматуры ребер у опоры и разрушение плит по наклонному сечению.

Отсутствие сварки закладных деталей плит с закладными деталями балок (ригелей) или недостаточная протяженность и сечение сварных швов в этих соединениях снижают жесткость дисков перекрытий и покрытий, что отрицательно сказывается на пространственной жесткости здания. Появляется возможность потери устойчивости сжатых поясов стропильных конструкций из их плоскости.

В каркасах серии ИИ-20/70 и 1-420-12 в зазор между закладной деталью в конце плиты и закладной деталью ригеля, если эти закладные детали оказываются утопленными относительно бетонной поверхности, строители часто укладывают отрезок арматурной стали. Это не обеспечивает требуемой прочности соединения плит с ригелями. В зазоре необходимо укладывать стальные прокладки из листовой стали нужной толщины, приваренные к закладным деталям. При этом желательно добиваться отрыва поперечного торцевого ребра от полки ригеля.

Практика обследования показала, что омоноличиванию швов между плитами уделяется мало внимания. Вместо омоноличивания мелкозернистым бетоном класса не ниже В15, предусмотренного проектом, часто производится заливка швов цементным раствором марок 100-150, а иногда зазоры между плитами остаются заполненными строительным мусором. При этом резко снижается жесткость дисков перекрытия и покрытия, ухудшается пространственный характер работы каркаса здания и, как следствие, возрастают усилия в колоннах. Проявляется также "клавишный эффект" - прогиб каждой плиты осуществляется без взаимодействия с соседними плитами.

Перегрузка в процессе монтажа плит строительными изделиями и материалами может вызвать разрушение плит и балок (ригелей). Известен случай обрушения покрытия одноэтажного производственного здания в результате перегрузки его строительными изделиями и материалами в период монтажа. В этом здании плиты были уложены по стропильным фермам без сварки закладных деталей. Обрушение стропильных конструкций произошло вследствие потери устойчивости верхних поясов из плоскости ферм.

Устройство больших монтажных проемов в перекрытиях и покрытиях увеличивает свободную длину верхнего пояса балок (ригелей) из их плоскости, и появляется возможность потери его устойчивости. Особенно это опасно для стропильных конструкций, имеющих значительные пролеты.

Если в процессе строительства не производить уборку снега с перекрытий из многопустотных плит, то в период оттепелей вода от таяния снега будет попадать в пустоты плит (происходит это обычно через отверстия у монтажных петель и через торцы плит). Образовавшийся при замерзании лед может вызвать разрушение плиты в виде трещин и отколов бетона вдоль пустоты (рис.9).

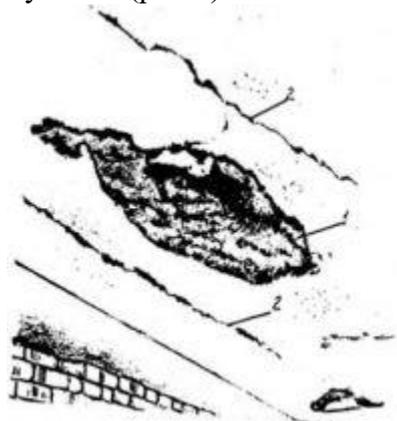


Рис. 9 Разрушение плиты, происшедшее в результате замерзания талой воды в пустотах:

1 - выкол бетона; 2- трещина вдоль пустоты.

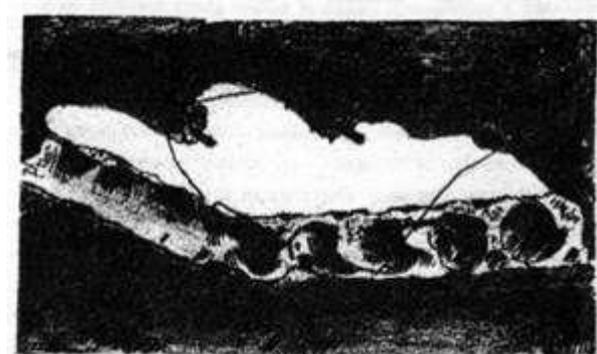


Рис.10 Отверстие, пробитое в пустотной плите перекрытия для пропуска коммуникаций. Из семи ребер перебито пять.

Недопустима пробивка отверстий в конструкциях, в которых отверстия не предусмотрены проектом. Однако это встречается при укладке непроектных плит в местах, где должны проходить коммуникации (рис.10). При этом плиты с пробитыми отверстиями могут почти полностью потерять несущую способность.

6. ДЕФЕКТЫ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА ПОДКРАНОВЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК

При изготовлении и монтаже подкрановых железобетонных балок встречаются те же дефекты, что были отмечены для балок (ригелей) перекрытий и покрытий.

Следует иметь в виду, что подкрановые балки работают в более жестких условиях, чем балки перекрытий, испытывая многократно повторное нагружение от мостовых кранов. Трещины в подкрановых балках, возникшие при их изготовлении, более опасны, чем в других конструкциях. Они развиваются со временем в длину и ширину и могут привести к разрушению балок.

Прогиб подкрановых балок регламентируется технологическими требованиями. Поэтому для них сохранение изгибной жесткости, зависящий, кроме других причин от наличия трещин, в нужных пределах более важно, чем для других изгибаемых элементов.

Смещение подкрановой балки в плане в плоскости, параллельной плоскости поперечных рам, вызывает смещение осей кранового рельса с оси этой балки, что приводит ее к работе на кручение, на которое она не рассчитана, а также может увеличить эксцентриситет крановой нагрузки, приложенной к колонне.

Смещение подкрановой балки вдоль своей оси ухудшает условия опирания ее на подкрановую консоль, что может разрушить опорную часть балки или консоли.

При нарушении проектных высотных отметок разность в высотах соседних крановых путей может превысить допустимое значение. Это вызовет большие дополнительные поперечные горизонтальные усилия на балки и ухудшит условия работы крана.

Если опорная плита подкрановой балки недостаточно опирается на закладную деталь подкрановой консоли, то это может привести к разрушению опорной части балки или консоли колонны.

7. ДЕФЕКТЫ МОНТАЖА ВЕРТИКАЛЬНЫХ СВЯЗЕЙ МЕЖДУ КОЛОННАМИ

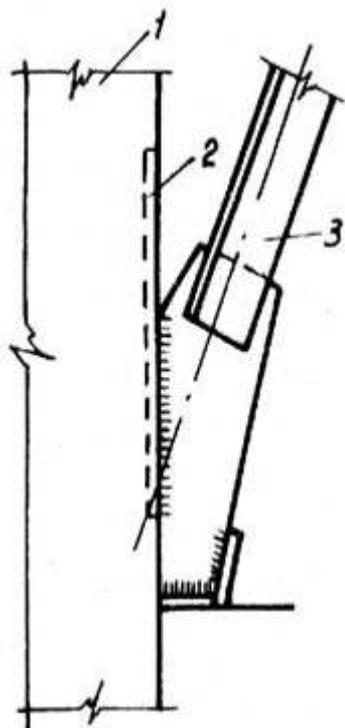


Рис. 11 Схема дефектного примыкания вертикальной связи к колонне при смещении закладной детали в ней:

1 - колонна; 2 - смещенная закладная деталь; 3 - элементы вертикальной связи.

Пространственная жесткость каркасных многоэтажных зданий серии ИИ-20/70 и 1.420-12, а также промышленных одноэтажных в направлении плоскостей продольных рам как в период эксплуатации, так и в период монтажа обеспечивается вертикальными стальными связями между колоннами. Эти связи должны устанавливаться в процессе монтажа каркаса сразу после монтажа колонн с закладными деталями для крепления связей.

Известен случай, когда поступление железобетонных элементов каркаса было запланировано на второй и третий кварталы года, а деталей стальных связей - на четвертый. Это совершенно недопустимо. При таком планировании поставок изделий начинать монтаж каркаса можно было только в четвертом квартале после поступления элементов связей. Фактически же к монтажу каркаса приступили во втором квартале. На всем протяжении монтажа каркаса его пространственная жесткость была не обеспечена, что могло привести к обрушению здания в период строительства.

Очень часто задержка установки вертикальных связей происходит из-за отсутствия закладных деталей в колоннах в нужном пролете. Это обычно связано с небрежностью, допущенной при монтаже колонн. Колонны с закладными деталями для связей монтируют там, где связей по проекту нет.

Недостаточно прочное соединение вертикальных связей с колоннами происходит при смещении из проектного положения закладных деталей в колоннах (рис.11).

В каркасных зданиях серий ИИ-04 и 1.020-1 пространственная жесткость обеспечивается постановкой железобетонных панелей, жестко связанных с колоннами. Сварка закладных деталей в таких связевых панелях и колоннах, а также омоноличивание стыка между ними должны производиться одновременно с монтажом колонн и панелей. В противном случае пространственная жесткость здания в период монтажа не будет обеспечиваться.

8. ДЕФЕКТЫ ВОЗВЕДЕНИЯ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

К основным дефектам монолитных железобетонных конструкций, вызванных нарушением технологии производства работ, можно отнести следующие:

- - изготовление недостаточно жесткой, сильно деформирующейся при укладке бетона и недостаточно плотной опалубки;
- - нарушение проектных размеров конструкций;
- - появление раковин и каверн из-за плохого уплотнения бетонной смеси;
- - укладка расслоившейся бетонной смеси;
- - применение слишком жесткой бетонной смеси при густом армировании;
- - плохой уход за бетоном в процессе его твердения и набора прочности;
- - несоответствие проекту армирования конструкций;
- - некачественная сварка стыков арматуры;
- - применение сильно прокорродированной арматуры.

Изготовление недостаточно жесткой опалубки, когда она получает значительные деформации в период укладки бетонной смеси, существенно изменяет формы железобетонных элементов. Элементы перекрытий при этом имеют вид сильно прогнувшихся конструкций, вертикальные поверхности приобретают выпуклости. Деформация опалубки может привести к смещению и деформации арматурных каркасов и сеток и изменению несущей способности элементов. Следует иметь в виду, что собственный вес конструкции при этом возрастает.

Неплотная опалубка способствует вытеканию цементного раствора и появлению в связи с этим раковин и каверн. Раковины и каверны возникают также из-за недостаточного уплотнения бетонной смеси при ее укладке в опалубке. Образование раковин и каверн может значительно снизить несущую способность элементов, увеличить проницаемость конструкций; оно способствует коррозии арматуры, находящейся в зоне раковин и каверн, а также может стать причиной продергивания арматуры в бетоне.

Уменьшение проектных размеров сечений элементов приводит к снижению их несущей способности, а увеличение - к возрастанию собственного веса конструкции.

Применение расслоившейся бетонной смеси не позволяет получить однородную прочность и плотность бетона по всему объему конструкции и снижает ее прочность.

Применение слишком жесткой бетонной смеси при густом армировании способствует образованию раковин и каверн вокруг арматурных стержней, что снижает сцепление арматуры с бетоном и вызывает опасность коррозии арматуры.

Плохой уход за бетоном приводит к пересушиванию поверхности железобетонных элементов или всей их толщи. Пересушенный бетон обладает значительно меньшей прочностью и морозостойкостью, чем нормально затвердевший, в нем возникает много усадочных трещин.

В случае бетонирования в зимних условиях при недостаточном утеплении или термообработке может произойти раннее замораживание бетона. После оттаивания такой бетон не сможет набрать необходимой прочности.

Конечная прочность на сжатие бетона, подвергшегося раннему замораживанию, может составлять всего 2...3 МПа и менее.

Нужно предохранять бетон от замораживания до приобретения им минимальной (критической) прочности, которая обеспечивает необходимое сопротивление давлению льда и сохраняет в последующем при положительных температурах способности бетона к твердению без существенного ухудшения его основных свойств.

Согласно "Руководству по производству бетонных работ" (М. Стройиздат, 1975) это будет соблюдаться, если прочность бетона к моменту замораживания будет не ниже указанной в таблице.

Минимальная прочность, которую бетон должен приобрести к моменту замораживания

Проектная прочность R28, МПа	10...15	20...30	40...50	Для особо ответственных конструкций	Для конструкций, подвергающихся многократно замораживанию и оттаиванию	Для бетонов с противоморозными добавками
Минимальная прочность в % от проектной	50	40	30	70	100	50

Примечание. R28 - среднее значение кубиковой прочности бетона через 28 суток твердения в нормальных условиях.

Если из опалубки до бетонирования не был убран весь лед и снег, то в бетоне возникают каверны и раковины.

Несоответствие армирования конструкций проекту, некачественная сварка выпусков арматуры и пересечения стержней влияют на прочность, трещиностойкость и жесткость монолитных конструкций так же, как и аналогичные дефекты в сборных железобетонных элементах.

Незначительная коррозия арматуры не сказывается на сцеплении арматуры с бетоном, а следовательно, и на работе всей конструкции.

Если же арматура прокорродировала так, что слой коррозии при ударах об нее откалывается, то сцепление такой арматуры с бетоном ухудшается. При этом наряду со снижением несущей способности элементов, из-за уменьшения в связи с коррозией сечение арматуры, увеличивается деформативность элементов и раскрытие в них трещин.

9. ДЕФЕКТЫ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Наиболее распространенными дефектами деревянных конструкций, при их изготовлении являются следующие:

- - применение сырой древесины;
- - отсутствие или недостаточное антисептирование древесины;
- - отступление от проектных размеров конструкций;
- - неправильное выполнение соединения элементов друг с другом.

Во многих случаях в строительных конструкциях применяется древесина естественной и повышенной влажности. Это приводит к появлению в бревнах и брусках продольных трещин от неравномерного высыхания древесины, вызывает коробление пиломатериалов и способствует образованию гнили.

Продольные трещины в изгибаемых и сжатых элементах мало сказываются на их несущей способности и деформации.

По-иному обстоит дело с растянутыми элементами. Продольные трещины часто совпадают и отверстиями для нагелей и местами забивки гвоздей в стыковых соединениях элементов. Это приводит к значительной деформации стыков, а иногда, к полному их разрушению. Поэтому использование древесины естественной и повышенной влажности для изготовления ферм, имеющих деревянные растянутые элементы недопустимо.

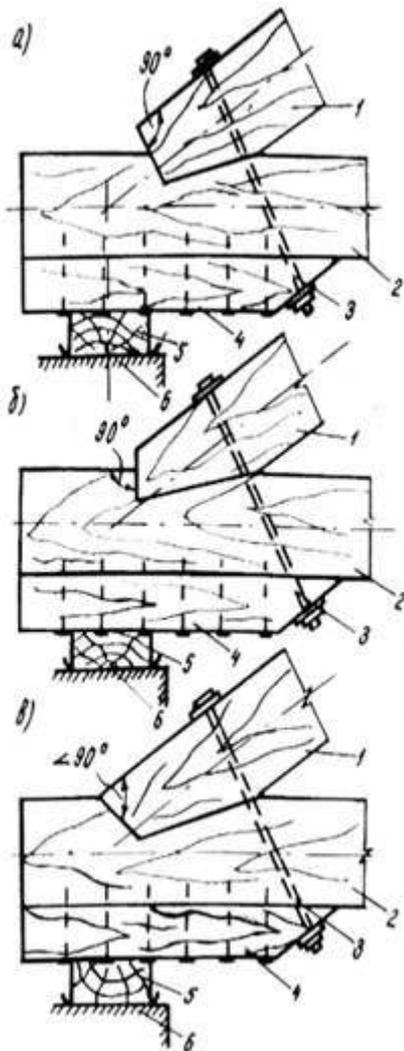
Также недопустимо использование досок, не прошедших специальной сушки, и для полов.

Применение в строительных конструкциях даже высушенной древесины без соответствующей антисептической обработки грозит поражением гнилью. Гниение древесины происходит в результате деятельности домовых грибов: настоящего, белого, пленчатого и шахтного (или пластинчатого). Грибница домовых грибов питается в основном клетчаткой древесины (целлюлозой), образуя деструктивную трухлявую гниль, которая приводит к разрушению деревянных элементов.

Жизнедеятельность домовых грибов протекает при температуре от +3 до +45 °С. Начинается она при средней влажности древесины не ниже 20%. Для возникновения гниения необходимо длительное увлажнение древесины до появления в ее полостях капельно-жидкой влаги. Последующее же увлажнение происходит в результате химического разложения древесины при участии гриба, поскольку в результате химического процесса гниения выделяется воды в шесть раз больше, чем потребляется в начале процесса.

Таким образом, домовый гриб может поразить даже просушенную вначале, но не антисептированную древесину если она в процессе эксплуатации конструкции будет сильно увлажняться без соответствующей вентиляции. Это наблюдается в местах протечек кровель, технических систем и при мокрой уборке полов.

Уменьшение сечений элементов деревянных конструкций, как и конструкций из другого материала, приводит к снижению прочности конструкций и к увеличению их деформаций. При заниженной длине деревянных элементов происходит уменьшение надежности узлов примыкания их к другим конструкциям.



Часто допускается неправильное выполнение соединений деревянных элементов друг с другом. Глубина врубок должна строго соответствовать проекту. При занижении глубины врубки соединение элементов будет иметь недостаточную прочность из условия смятия древесины. При увеличении глубины врубки прочность на растяжения элемента, в котором сделана врубка, может оказаться недостаточной. Упорные площадки во врубках должны быть перпендикулярны к действующему усилию (рис.12 и 13).

Рис. 12 Правильное (а) и неправильное (б) и (в) выполнение узлов соединения деревянных элементов в лобовых врубках:

1 - сжатый элемент; 2 - растянутый элемент; 3 - стяжной болт; 4 - подбабка; 5 - подкладка; 6 - толь.

Это требование часто нарушается в подкосах и в узлах опирания наклонной стропильной ноги на мауэрлат. В узлах примыкания элементов друг к другу необходимо исключить зазоры. Должны быть поставлены все скрепляющие и фиксирующие элементы узлов сопряжения (стяжные болты, разворотные и прямые скобы).

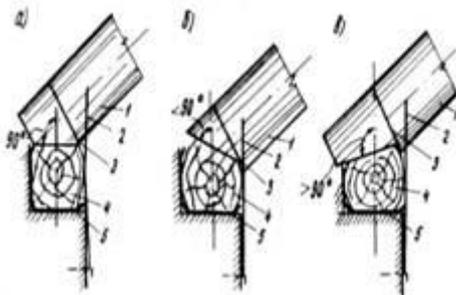


Рис. 13 Правильное (а) и неправильное (б) и (в) выполнение опирания наклонной стропильной ноги на мауэрлат:

1- стропильная нога; 2 - разворотная скоба; 3 - скрутка; 4 - мауэрлат; 5 - толь.

Диаметр отверстий для нагелей в сопрягаемых

элементах и накладках должен соответствовать диаметру нагелей. Если диаметр отверстий будет больше, чем диаметр нагелей, то прочность соединения оказывается недостаточной, а соединения получит большие деформации. Если диаметр отверстий меньше диаметра нагелей, то при забивке последних может произойти раскалывание деревянных элементов. Необходимо строго соблюдать в соединениях количество и шаг нагелей и гвоздей. При уменьшении их шага против принятого в проекте в соединении могут образоваться трещины, приводящие к разрушению соединения. При уменьшении проектного количества нагелей и гвоздей соединение будет иметь недостаточную прочность.

В месте примыкания деревянных элементов к каменным, бетонным и стальным конструкциям следует укладывать изоляцию из толя или рубероида.

Чтобы предохранить от загнивания концы балок, опираемых на кирпичные стены, требуется с одной стороны, обеспечить вентиляцию пространства вокруг заделанного в стены конца балки, а с другой - исключить образование конденсата на поверхности гнезда в стене. Поэтому недопустима плотная заделка балки в кирпичной стене.

Если наружная стена имеет толщину 51 см и менее, то между торцом балки и задней стенкой гнезда должен оставаться зазор не менее 2,5 см. Для предотвращения проникновения в гнездо теплого воздуха и предупреждения образования в нем конденсата, необходима тщательная

заделка зазоров между балкой и кладкой стен (рис. 14,б). Во внутренних каменных стенах укладка балок производится в открытых гнездах (рис. 14,в).

Торцы балок нельзя закрывать гидроизоляционным материалом или обмазывать смолой.

Деревянные конструкции на чердаках кроме их антисептирования должны быть покрыты антипиренами для повышения своей огнестойкости.

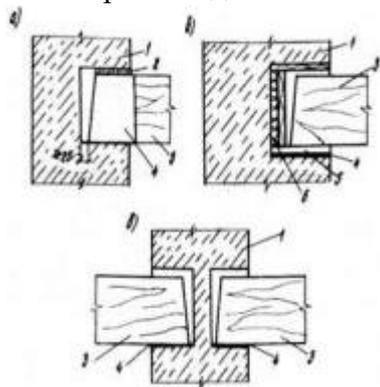


Рис. 14 Схемы узлов опирания деревянных балок на стены:

а) наружные при толщине стены 51 см и менее; б) наружные при толщине стены более 51 см; в) внутренние;

1 - стена; 2 - цементный раствор; 3 - балка; 4 - толь; 5 - короб из антисептированных досок; 6 - антисептированный войлок.

10. ДЕФЕКТЫ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

10.1. Дефекты изготовления стальных конструкций

Основными ошибками при изготовлении стальных конструкций, приводящими к образованию в них дефектов, являются:

- - неэквивалентная замена материалов при изготовлении элементов конструкций (замена марки стали, типа электродов, уменьшение сечения элементов);
- - изменение проектных размеров конструкции в целом и ее отдельных элементов;
- - смещение осей элементов от проектных геометрических центров узлов сопряжений нескольких элементов;
- - непрямолинейность элементов;
- - отсутствие требуемых зазоров между стыкуемыми элементами;
- - уменьшение длины сечения сварных швов, низкое качество сварки, окрашивание швов с неотбитым шлаком;
- - подрезки металла несущих элементов при сварке;
- - недостаточное стягивание пакетов при болтовых соединениях;
- - покрытие металла грунтовкой без очистки от ржавчины;
- - отправка стальных изделий на стройку без огрунтовки.

Стали различаются по многим признакам, в зависимости от их получения, обработки и использования. Поэтому, если замена стального проката произведена без учета реальных условий изготовления, монтажа и эксплуатации конструкций (например, в условиях воздействия высоких положительных и низких отрицательных температур или динамического воздействия), то элементы конструкций могут разрушиться.

При замене прокатных профилей, предусмотренных проектом, могут быть нарушены проектные требования к значениям площади, радиуса инерции, момента сопротивления, момента инерции поперечного сечения и к марке стали. Стальной элемент и конструкция в целом в этом случае могут получить недостаточную несущую способность, повышенную деформативность.

Изменение марки электрода приводит к нерасчетной работе сварного шва. При этом изменяется прочность самого сварного шва, а также контактной зоны основного металла и сварного шва.

Низкое качество стали и сварки элементов могут вызвать появление местных (в области сварного шва) и общих разрушений стальных конструкций.

Изменение проектных размеров конструкции ведет к изменению всей расчетной схемы и работы конструкции. Изменяются и расстояния между узлами, а заготовки элементов оказываются короче или длиннее необходимых. В связи с этим могут стать недостаточными размеры фасонки, длина сварных швов соединений, уменьшенными или недопустимо увеличенными зазоры между стыкуемыми элементами.

Если элементы фермы в сварных узлах приближаются друг к другу больше, чем это предусмотрено нормами, то из-за теплового воздействия сварки в фасонках возникает нерасчетное напряженное состояние вплоть до образования трещин.

При слишком больших расстояниях между элементами фермы в сварном узле возможна потеря устойчивости фасонки у сжатого элемента.

Смещение осей элементов от центров узлов конструкции приводит к появлению дополнительных усилий в элементах и изгибающих моментов в узлах.

Установка в конструкциях погнутых элементов резко снижает прочность как самого элемента, так и конструкции в целом.

Подрезы металла при сварке образуют концентраторы напряжений, что снижает несущую способность стальных конструкций.

Недостаточное стягивание пакета при использовании болтового соединения ухудшает работу болтов и снижает силы трения между элементами пакета, что уменьшает несущую способность соединения.

Если стальные конструкции огрунтовать без очистки от ржавчины, то такая огрунтовка не будет иметь достаточного сцепления с металлом, что приведет к ее отслаиванию.

Стальное изделие, отправленное на стройку без огрунтовки, будет ржаветь, а очистка его от ржавчины на строительной площадке трудно осуществима.

Дефекты в стальных конструкциях в виде местных и общих деформаций появляются в результате неправильной строповки и складирования.

10.2. Дефекты монтажа стальных конструкций

К распространенным ошибкам при монтаже стальных конструкций, приводящих к образованию в них дефектов, можно отнести:

- - нарушение правильной последовательности монтажа;
- - неточную подгонку и неправильное соединение элементов в монтажных узлах;
- - смещение конструкций с проектных отметок и осей;
- - повреждение элементов конструкций при монтаже.

Нарушение правильной последовательности монтажа стальных конструкций, особенно связанное с установкой временных и постоянных связей, может затруднить стыковку элементов каркаса и покрытия, привести к потере устойчивости отдельных элементов и к обрушению конструкций еще в период монтажа.

Связи в конструкциях из любого материала выполняют важную роль. Они обеспечивают пространственную жесткость здания и отдельных его элементов в период монтажа и эксплуатации. Связь должна монтироваться одновременно с другими элементами каркаса в порядке, предусмотренном проектом.

Неточная подгонка и неправильное соединение элементов в монтажных стыках выражаются в неполной постановке всех соединительных элементов, в недостаточных размерах (по длине и сечению) монтажных швов, в несовпадении осей стыкуемых элементов и других отступлениях от проекта. Неправильно выполненные стыки имеют недостаточную несущую способность и могут привести к аварии здания.

Смещение конструкций с проектных осей затрудняет или делает невозможной стыковку элементов друг с другом, вызывает появление дополнительных усилий в них. Последствия смещения стальных конструкций с осей аналогичны отмеченным для железобетонных конструкций.

Стальные конструкции могут получать повреждения при монтаже в результате неправильной строповки, когда не учитывается возможность потери устойчивости отдельных сжатых элементов и местного изгиба их. При опирании стальных ферм на кирпичные стены иногда заделывают в кирпичную кладку опорный узел и стойку (рис.15).

Рис. 15 Неправильное опирание стальной фермы на кирпичную кладку:

1 - ниша для открытого расположения опорного узла фермы, предусмотренная проектом и заложенная кладкой при возведении стены.

В этом случае затрудняется или становится невозможным контроль состояния узла фермы и создаются благоприятные условия для активной коррозии металла, заделанного в стену.

