

Л Е К Ц И И

Тема 1. Деревянные конструкции

Глава 1. Специальные сооружения и пространственные конструкции из дерева и пластмасс

Лекция 1

1.1. Исходные данные для проектирования сооружений и пространственных конструкций из дерева и пластмасс

Согласно заданию, исходные данные для проектирования сооружений и пространственных конструкций из дерева и пластмасс обязательно должны включать следующие основные параметры объекта: схема несущих конструкций, пролет, высота, шаг, район строительства, тепловой режим эксплуатации, вид покрытия и длину здания.

Таким образом, пояснительная записка должна содержать: исходные данные; выбранные материалы (автор в некоторых случаях может сам выбирать материал - породу древесины и её сорт желательна сосна, ель, для стали - марку или класс прочности стали), действующие нагрузки, сбор нормативной и расчётной нагрузки, определение усилий в элементах, подбор сечений и расчёт узлов; принятые меры по защите материалов конструкции от загнивания, возгорания, коррозии. Все расчёты выполняют в соответствии с действующими СП, СНиП и иллюстрируют необходимыми схемами и эскизами.

1.2. Перечень, содержание нормативно-технических документов для выполнения расчетного обоснования проектных решений сооружений и пространственных конструкций из дерева и пластмасс

В настоящее время, основными нормативными документами, реализующими организацию проектирования, является Градостроительный кодекс Российской Федерации, принятый Государственной Думой 22 декабря 2004 года и одобрено Советом Федерации 24 декабря 2004 года. В данный документ постоянно вносятся изменения, которые необходимо контролировать и учитывать. Вопросы архитектурного и строительного проектирования отражены в 48 и 49 статье.

Порядок разработки строительных конструкций, в том числе из дерева, более подробно описан в СНиП 11-01-95 «Инструкция о порядке разработки, согласования, утверждения и состава проектной документации на строительство зданий и сооружений».

При проектировании строительных конструкций из древесины и древесных материалов, в обязательном порядке необходимо пользоваться сводом правил по проектированию деревянных конструкций - СП 64.13330-2017. Также, необходимо пользоваться следующими сводами правил по проектированию:

- стальных конструкций (СП 16.13330-2017);
- железобетонных и бетонных конструкций (СП 63.13330-2016);
- каменных и армокаменных конструкций (СП 20.13330-2018), из материала которых выполняются опорные и смежные конструкции, а также детали для деревянных конструкций. Обязательным к учёту при проектировании также является СП 20.13330-2018 «Нагрузки и воздействия».

Из государственных стандартов в области строительства обязательными являются только три ГОСТа:

- ГОСТ 27751-2014 «Надёжность строительных конструкций и оснований»;
- ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния»;
- ГОСТ 18105-2015 «Бетоны. Правила контроля и оценки прочности».

Порядок и методика проведения расчетного обоснования проектных решений сооружений и пространственных конструкций с применением дерева и пластмасс соответствующих разделов могут уточняться с учетом территориальных особенностей и отраслевой специфики проектов строительства на основе нормативных документов федеральных и региональных органов исполнительной власти Российской Федерации.

Дается оценка обоснованности принятых в проекте параметров технологических процессов и оборудования: промышленная освоенность

технологии; наличие технологических регламентов, разработанных научными организациями (в отдельных случаях может оказаться необходимым их рассмотрение); достаточность опытной проверки новых технологий; освоенность изготовления используемого оборудования. Должна быть установлена достаточность имеющихся данных для определения основных решений и показателей в рассматриваемом проекте, а также для разработки рабочей документации или необходимости проведения дополнительных научно-исследовательских и конструкторских работ.

Прогрессивность принятых технологических процессов и оборудования (агрегатов) проверяется путем сопоставления их параметров и показателей с отечественными и зарубежными данными по аналогичным объектам.

На этапе составления технического задания на проектирование строительных конструкций из древесины, заказчик с генподрядчиком решает какая стадия необходима для того, или иного объекта. Как правило, определение разработки конструкции в одну или две стадии зависит от стадийности проектирования объекта капитального строительства, к которому привязывается данная строительная конструкция. Чаще всего это двухстадийное проектирование.

На первой стадии «Проект» конкретная строительная конструкция, например, ферма или балка покрытия здания, входит в состав проектной документации в раздел «Конструктивные решения» в виде альбома чертежей «Конструкции деревянные. КД» в котором обязательно должна быть отражена: пояснительная записка; общие чертежи конструкции; схема конструкции с таблицами сечений элементов; расчёты; чертежи наиболее ответственных узлов конструкции; чертежи узлов сопряжения со смежными (опорными) конструкциями; спецификации материалов и их объёмы.

Вторая стадия проектирования строительной конструкции состоит из альбома «Конструкции деревянные. Детализовка КДД», который разрабатывается на стадии «РД. Рабочая документация».

Стадия КДД выполняется в проектной организации. Такая организация

проектирования деревянных строительных конструкций объясняется тем, что на деревообрабатывающих комбинатах в конструкторских бюро, как правило, отсутствуют специалисты по проектированию строительных конструкций, из-за малого объёма заказов на клееные конструкции. Эти комбинаты занимаются в основном деревообработкой, изготовлением изделий из древесины (половая доска, строганый пиломатериал, погонажные строганые изделия и т.д.) и инженерными специалистами в этих комбинатах являются инженеры-технологи по обработке древесины.

В связи с этой спецификой заказчик, как правило, заключает договор с проектной организацией на разработку альбома «КД» и «КДД» одновременно. Либо заказчик может для проектирования несущих конструкций из клееной древесины заключать договор, минуя генерального проектировщика, со специализированной организацией, где имеются специалисты, обладающие знанием и опытом проектирования деревянных конструкций, которые разрабатывают проект в одну стадию - «Рабочий проект».

В соответствии с Градостроительным Кодексом Российской Федерации, статья 48.1 классифицирует отдельные объекты капитального строительства как особо опасные, технически сложные. В этот перечень входят сооружения и пространственные конструкции на основе клееной древесины и пластмасс. В этом случае специалисты, выпускающие документацию по клееным деревянным строительным конструкциям, даже несмотря на то, что эти конструкции функционально не связаны с технологией особо опасных производств и не являются технически сложными, тем не менее должны удовлетворять тем минимальным требованиям к проектным организациям, которые отражены в Постановлении Правительства Российской Федерации от 11 мая 2017 г. №559. Такие же требования относятся и к специалистам, проектирующим уникальные объекты капитального строительства.

К уникальным сооружениям и пространственным конструкциям из дерева и пластмасс относятся объекты, в проектной документации которых предусмотрена, хотя бы одна из следующих характеристик: высота более чем

100 метров; пролёты более чем 100 метров; наличие консоли более чем 20 метров; заглубление подземной части (полностью или частично) ниже планировочной отметки земли более чем на 15 метров.

Все эти характеристики должны учитываться в первую очередь инженерами-конструкторами. Две характеристики - высота более чем 100 метров и заглубление подземной части более чем на 15 метров для области применения деревянных конструкций не актуально, вследствие ограничений по пожарной опасности и долговечности древесины соответственно. Однако на территории Российской Федерации уже имеются несколько объектов в виде пространственных конструкций из клееной древесины пролетом, практически достигающим 100 метров.

Если при разработке проектной документации на объект капитального строительства недостаточно требований по надёжности и безопасности, установленных нормативными техническими документами или таких требований нет, то разрабатываются «Специальные технические условия (СТУ)», которые являются техническими нормами, содержащими для конкретного объекта технические нормативы в области безопасности при строительстве и надёжности для дальнейшей эксплуатации проектируемого или реконструируемого здания.

Специальные технические условия разрабатываются трёх видов:

- технические требования на проектирование объектов особо опасных, технически сложных и уникальных, перечень которых приводится в статье 48.1 Градостроительного Кодекса РФ, музейных объектов, памятников истории и культуры и иных объектов для проектирования, для которых недостаточно требований по надёжности и безопасности, установленных нормативными документами. В этом случае чаще всего приходится разрабатывать СТУ при реконструкции музейных зданий специалистам по деревянным конструкциям, так как в подавляющем большинстве в этих зданиях много деревянных конструкций, эксплуатируемых более 100 лет;

- технические требования по обеспечению сейсмической безопасности при

проектировании и строительстве объектов на территориях с сейсмичностью более 9 баллов;

- требования по обеспечению пожарной безопасности зданий.

Решение по разработке СТУ принимает заказчик (инвестор), который выдаёт техническое задание на эту разработку либо проектной организации, если у неё имеется соответствующий опыт, либо научно-исследовательской организации, либо другой организации, обладающей научно-техническим потенциалом. По решению заказчика иногда СТУ могут не разрабатываться. Это не касается небольших старых деревянных строений.

При разработке СТУ допускается включение в ее состав рекомендаций, содержащих отступление от действующих норм проектирования, при условии научного обоснования необходимости такого отступления. Актуальные положения, содержащиеся в нормативных документах зарубежных стран, могут быть включены в состав СТУ при условии соответствия их законодательству Российской Федерации. В специальные технические условия не включаются формулы расчёта в другом построении, относительно формул в действующих нормативных документах. Обозначение и единицы величин в СТУ должны соответствовать обозначению и единицам величин, изложенных в нормах.

Согласование текста СТУ осуществляется по определённой процедуре в Минстрое Российской Федерации, или для СТУ по пожарной безопасности - в МЧС РФ. После согласования, СТУ утверждается заказчиком.

Контроль проектных работ позволяет обеспечить безаварийное состояние конструкции в течение всего срока эксплуатации.

1. При получении технического задания от заказчика, исполнители должны проконтролировать достоверность и современность нормативных показателей, оценить полноту технических данных, отсутствие противоречий в составе данных. После тщательного анализа технического задания, можно подписывать договор на проектирование строительных конструкций.

2. Расчётные схемы строительных конструкций должны отражать действительные условия работы и при этом должны быть учтены: особенности

взаимодействия элементов конструкций между собой (шарнир, заделка, линейная или узловая податливость); учёт или не учёт геометрической или физической нелинейности; реологические свойства древесины.

С целью повышения безопасности строительных конструкций и повышения их надёжности, расчётные значения усилий в элементах строительных конструкций должны быть определены с учётом коэффициента надёжности по ответственности, принятое значение которого не должно быть ниже:

а) 1,1 – для конструкций зданий и сооружений повышенного уровня ответственности.

б) 1,0 – для конструкций зданий и сооружений нормального уровня ответственности.

в) 0,8 – для конструкций зданий и сооружений пониженного уровня ответственности (в том числе, временных зданий и сооружений).

Для сложных и большепролетных конструкций из древесины необходимо проводить альтернативные расчёты, которые выполняют с теми же исходными данными, но используют альтернативные модели или иные методы расчёта.

1.3. Башни, мачты. Основные положения конструирования и расчета

К числу сооружений специального назначения относятся башни, мачты на оттяжках и другие объекты. Деревянные башни используют в качестве водонапорных башен, градирен, геодезических и наблюдательных вышек, а в некоторых случаях и шахтных копров. Мачты на оттяжках применяют в качестве опор линий связи и электропередач, радиомачт и монтажных мачт.

Башни представляют собой сооружения, высота которых намного превышает поперечные размеры. По конструктивному решению башни бывают решетчатые, сетчатые и сплошные. В зависимости от назначения и связанного с ним характера нагрузок башни различают:

- с преобладающим воздействием вертикальных нагрузок, например, водонапорные башни;

- с преобладанием воздействия горизонтальных, как правило, ветровых нагрузок, например, градирни;

- воспринимающие, помимо вертикальных и горизонтальных нагрузок, внутреннее давление, например, силосы.

Основными несущими элементами любой башни являются ствол и фундаменты. Ствол проектируется в виде пространственной конструкции – треугольной, квадратной, многоугольной или круглой в плане. Помимо основных несущих частей, башни в зависимости от назначения включают и дополнительные элементы. В водонапорных башнях имеются площадки с надстройкой вверху шатра и бака, а также промежуточные площадки и лестницы; в радиобашнях – площадки с конструкциями для подвески антенн; в парашютных вышках – площадки с подходами к ним.

В конструктивном отношении стволы башен могут быть решетчатыми либо в виде оболочки. Решетчатые башни имеют большее распространение как самые простые в изготовлении и сборке. Они имеют расположенные вертикально или под малым углом к вертикали плоские грани, представляющие собой сквозные фермы. Поясами этих ферм служат стойки башни, которые связываются между собой решеткой различного типа. Каждая грань башни представляет собой ферму максимальной высоты внизу и минимальной – наверху. Отношение высоты башни к размеру ширины грани или диаметру в основании башни должно находиться в пределах 8...10.

Применяемые схемы решетки башен приведены на рис. 1.1. Для придания стволу башни пространственной устойчивости приблизительно через каждые 5...6 м по ее высоте предусматриваются специальные диафрагмы жесткости сквозной конструкции или жесткие кольца. Стволы башен решетчатой конструкции в поперечном сечении могут иметь вид треугольника, квадрата или многоугольника. В плане ствол башни чаще принимают квадратной формы. Треугольное очертание имеют легкие башни, а многоугольное – особо тяжелые водонапорные башни. Стойки башен располагают обычно по углам контура плана башни. Элементы решетчатых башен изготавливают из бревен, брусьев

или пластин. Стойки башен небольшой высоты назначают из одиночных бревен или брусьев. Стойки более высоких башен обычно komponуют из двух-, трех- или четырех бревенчатого или брусчатого куста.

Стержни решетки выполняют из одиночных бревен, брусьев или парных пластин и досок. Стыки элементов поясов располагают возле узлов. Особенностью узловых сопряжений для конструкций ствола башни является сложность центрирования узлов в смежных фермах-гранях. Как правило, приходится смещать центры основных узлов в смежных фермах. В связи с нарушением центрирования узлов возникают дополнительные изгибающие моменты, которые необходимо учитывать при проверке прочности стоек.

Динамическое воздействие ветровой нагрузки может вызвать опасные для прочности колебания башен. Для снижения влияния колебаний рекомендуется применять в башнях такие плотные соединения как стяжные болты, простейшие врубки и вклеенные круглые стержни с рифленой поверхностью. Основные стойки башен анкеруются в фундаментах при помощи полосовой стали, заделанной в бетон и скрепленной со стойками башни болтами. Однако более надежными являются анкера из круглой стали с натяжными муфтами, допускающими подтяжку в процессе эксплуатации. При этом обязательна надежная гидроизоляция между нижними участками стоек и фундаментом. Перспективным направлением является использование для всех основных стоек башен дощатоклеенных элементов оптимальных геометрических параметров и современных узловых соединений на вклеенных стержнях системы ЦНИИСК Госстроя РФ. В настоящее время при выполнении узловых сопряжений обычно используют традиционные врубки или нагели.

Статический расчет башен учитывает нагрузки от собственного веса элементов конструкции, оборудования и материалов, от воздействия ветра. Расчетные усилия на одну стойку башни от воздействия вертикальных нагрузок определяется с учетом собственного веса элементов башни и фактического распределения нагрузок при учете особенности передачи этих нагрузок на отдельные стойки. В частности, для башни, квадратной в плане, диагональное

направление ветровой нагрузки, как правило, является расчетным.

Башню при определении продольных усилий в стержнях условно расчленяют на отдельные грани в виде консольных ферм, а расчетные усилия определяются по наиболее неблагоприятному сочетанию нагрузок. Расчет анкеров крепления стоек к фундаментам производится на максимально возможное значение усилия растяжения в опорных панелях ферм.

Кроме этого, следует выполнить проверку башни на опрокидывание вокруг оси, совпадающей по направлению с одной из граней ствола на уровне подошвы фундамента. Причем, необходимо, чтобы удерживающий от опрокидывания момент был в 1,3 раза больше опрокидывающего момента.

Усилия в стержнях этих ферм вычисляют общими методами строительной механики. При расчете на горизонтальные воздействия ствол башни рассматривается как консольная балка или ферма, закрепленная в фундаментах. Вертикальные нагрузки учитываются по фактическому воздействию их на отдельные элементы ствола башни. Подбор сечений элементов и проверку напряжений в них, выполняют согласно действующим нормам. Башни, монтируемые в собранном виде, дополнительно рассчитываются на монтажные нагрузки, с учетом схемы крепления к ним приспособлений и оснастки.

Строительство решетчатых башен большой высоты предусматривает наличие разработанного плана организации всех работ с учетом последних достижений по разработке легких инвентарных лесов и приспособлений для монтажа подобных высотных сооружений. Решетчатые башни из древесины находят применение в основном в лесоизбыточных районах страны.

Примером конструктивного решения ствола башни в виде оболочки могут служить сетчатые башни Шухова круглые в плане, которые состоят из двух сомкнутых слоев пересекающихся брусчатых стержней, расположенных вдоль прямых образующих однополусного гиперboloида вращения. Брусья соединяют по высоте башни кольцами жесткости из пакетов гнутых досок. Стержни по длине соединяют с помощью лобовых упоров с дощатыми накладками на болтах. В местах пересечения стержни стягиваются болтами. К

сплошному фундаменту стержни крепят анкерами. Пространственная устойчивость башни обеспечивается диафрагмами сквозной конструкции или жесткими кольцами. Башня работает и рассчитывается как сетчатая оболочка.

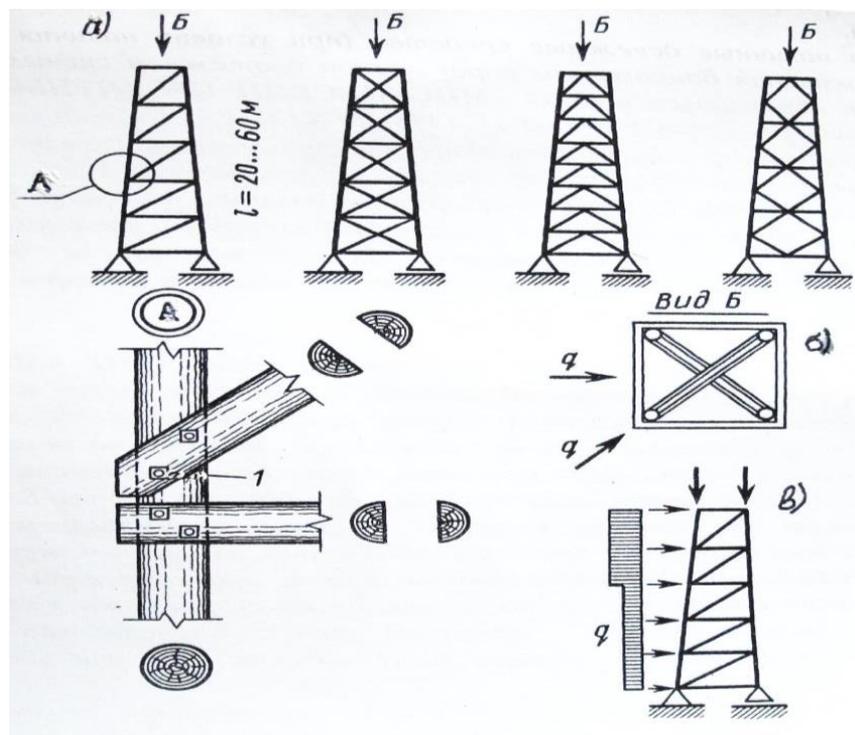


Рис. 1.1. Деревянные башни:

а) схемы решеток башен; 1 – ствол башни, А – узел примыкания элементов решетки к стволу; б) направления действия ветровой нагрузки; в) расчетная схема решетчатой башни

Монтаж сетчатых башен системы Шухова производится при помощи инвентарных лесов, легких подмостей или переносных площадок на кронштейнах. Башни-оболочки применяются как градирни или как стволы башен различного назначения. Однако башни-оболочки относятся к конструкциям построечного изготовления и трудоемки при возведении.

Деревянные конструкции башен, являясь отдельно стоящими открытыми сооружениями, круглогодично подвергаются всем атмосферным воздействиям – ветру, осадкам, резким переменам температуры, а в некоторых случаях и технологическому увлажнению. Отсюда возникает необходимость защищать деревянные башни от гниения и коррозии антисептированием древесины, гидроизоляцией и антикоррозионной обработкой стальных элементов и применяется в основном в лесоизбыточных районах страны.

Деревянные мачты на оттяжках чаще находят применение при устройстве телеграфных сетей, а также при монтаже строительных конструкций, особенно в районах, где древесина является местным материалом. Мачты (рис.1.2) состоят из деревянного ствола, стальных оттяжек, фундамента и анкерных опор, соединенных в единую пространственную конструкцию различной высоты.

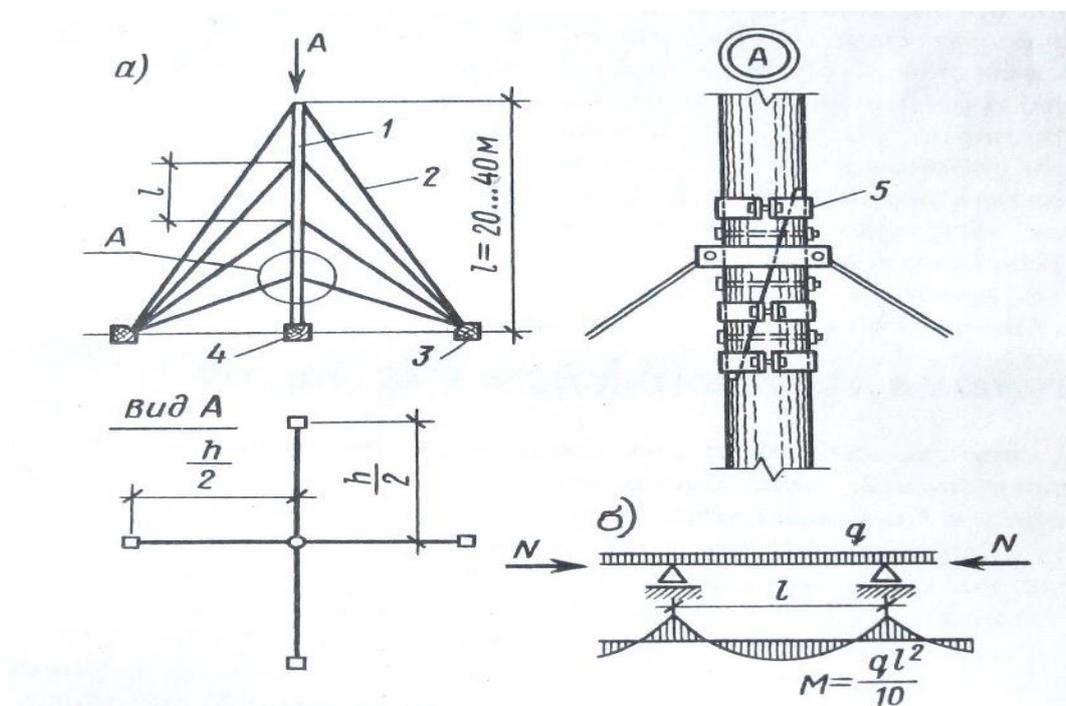


Рис. 1.2. Деревянные мачты небольшой высоты на оттяжках:
 а) вариант мачты высотой до 40 м; 1 – ствол мачты, 2- оттяжки-тросы, 3 – анкерные опоры, 4 – железобетонный фундамент, 5 – стык косым прирубом в мачтах небольшой высоты; вид А – крестообразное расположение оттяжек в плане; б) расчетная схема ствола мачты между точками крепления оттяжек

Для обеспечения устойчивости ствола мачты применяются оттяжки-тросы, расположенные в плане парами по взаимно-перпендикулярным направлениям или одиночные в трех направлениях под углом 120° . Нижние концы оттяжек анкеруются при помощи наклонно забитых свай при малых высотах и при помощи специальных железобетонных фундаментов - для высоких мачт. В зонах анкеровки предусматриваются натяжные устройства.

Сборку мачты производится в горизонтальном положении на бойке, а затем при помощи вспомогательной мачты или стрелы укрупненные блоки поднимаются и занимают свое вертикальное положение согласно проекту.

Наиболее простыми являются одноствольные мачты высотой до 40 м,

которые крепятся четырьмя рядами, расположенных крестообразно в плане оттяжек к четырем анкерам. Все анкера следует размещать на расстоянии половины высоты мачты от ее фундамента. Ствол у такой мачты состоит из одиночных бревен равного диаметра до 30 см и длиной до 12 м. Оттяжки мачты представляют собой стальные тросы, которые крепятся в середине стыков при помощи кольцевых хомутов и петель. Оттяжки к анкерным опорам крепятся через винтовые натяжные компенсаторы, служащие для обеспечения вертикального положения ствола, регулируют величины натяжения оттяжки.

Фундаменты мачты обычно выполняют бетонными с закладными деталями из стальных профилей с анкерными болтами, предназначенными для крепления ствола мачты. Анкером или якорем оттяжек может служить, например, железобетонная плита, находящаяся на достаточной глубине в грунте под углом 45° , из которой выпущен наклонный стальной стержень с петлей.

Мачты большей высоты имеют более сложную, трудоемкую в изготовлении конструкцию и применяются реже. Такие мачты называют кустовыми. Они могут быть по сечению трехбревенчатыми при высоте до 90 м и четырехбревенчатыми до 150 м. В мачтах высотой более 60 м все ярусы оттяжек одного направления следует крепить к двум анкерам (рис.1.3). Парные анкера должны быть удалены от высокой мачты на расстояния в долях высоты, примерно 0,3 Н (первый) и 0,7 Н (второй анкер).

Бревна кустовых мачт соединяют по длине вразбежку косым прирубом, а по сечению сопряжение бревен ствола мачты осуществляется на деревянных колодках с направлением волокон вдоль оси ствола. В результате образуется составной стержень на податливых соединениях. Колодки врезаются в бревна и стягиваются болтами. Размер колодок по длине принимается не менее полуторной ее ширины. Бревна ствола мачты равного диаметра стыкуются с помощью прямого лобового упора или косога прируба.

Конструкции крепления оттяжек к стволу кустовой мачты являются наиболее ответственными элементами мачты. Детали применяемых вариантов креплений оттяжек к стволу кустовой мачты в двух проекциях показаны на рис.1.4.

Расстояния между ярусами крепления оттяжек по высоте мачты различны и назначаются для нижней части мачты в пределах 10 ...15 м, а для верхней части - 20...25 м. Конструкция крепления оттяжек к анкерам, позволяющим контролировать натяжение оттяжек в процессе эксплуатации, приведена на рис.1.5. Тросы оттяжек выполняют из качественной стали.

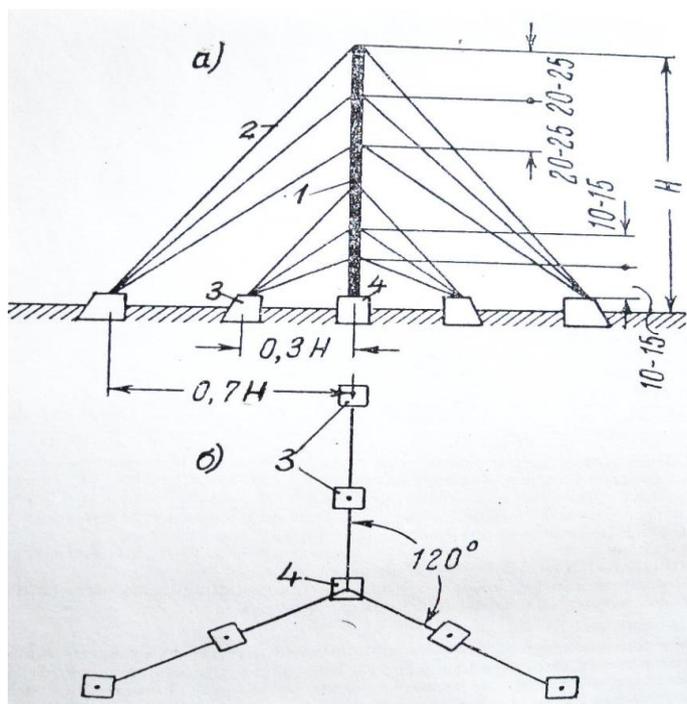


Рис. 1.3. Кустовые мачты высотой более 60 м на оттяжках:
 а) вариант мачты высотой более 60 м; 1 – ствол мачты, 2- оттяжки-тросы, 3 – анкерные опоры, 4 – железобетонный фундамент; б) план расположения парных оттяжек в трех направлениях под углом 120°

Статический расчет мачт выполняют на вертикальные и горизонтальные нагрузки и воздействия. Так, радиомачты рассчитывают на собственную массу мачты и оборудования, на усилия начального натяжения оттяжки и проводов, на массу гололеда и усилия, возникающие при обрыве проводов и при изменении температуры, на давление ветра при его направлении вдоль плоскости оттяжек и плоскости биссектрисы между ними с учетом коэффициента обтекания. От этих нагрузок при их невыгоднейших сочетаниях в стволе мачты возникают расчетные продольные сжимающие силы и изгибающие моменты, а в оттяжках – растягивающие продольные силы. При определении продольных сил соединения фрагментов ствола в местах крепления оттяжек могут считаться шарнирными, а при определении изгибающих моментов – упругоподатливыми.

Расчет ствола мачты, выполненной из древесины, производится как сжато-изгибаемого элемента с проверкой максимальных напряжений по СП 64.13330.2017.

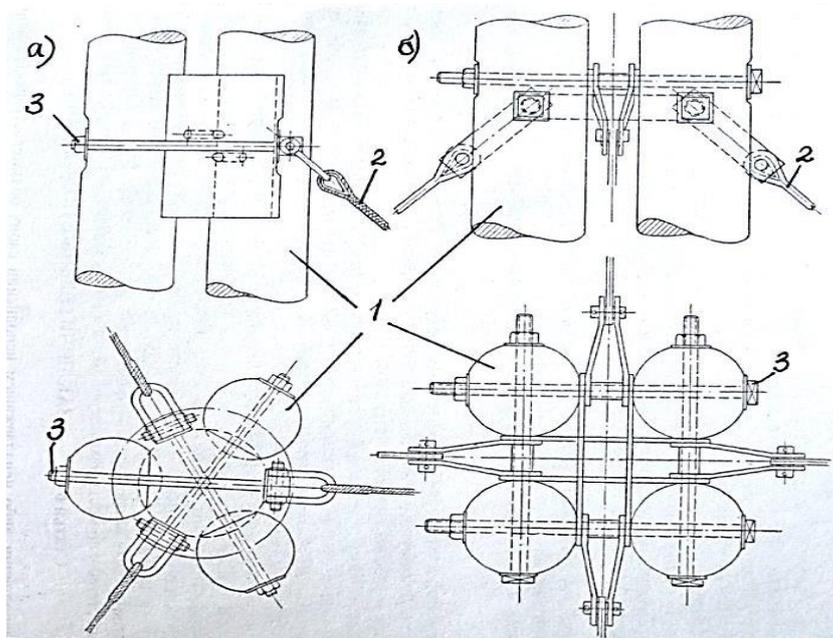


Рис.1.4. Детали конструкции крепления оттяжек к стволу кустовых мачт:
 а) вариант крепления оттяжек к трехбрусчатому стволу мачты; б) то же к четырех-брусчатому стволу мачты; 1 – ствол мачты, 2 - оттяжки-тросы, 3 – стяжные болты

Значения максимального изгибающего момента для каждого пролета ствола по высоте между оттяжками длиной l от погонной равномерной ветровой нагрузки w можно определять приближенно по формуле - $M = wl^2/10$

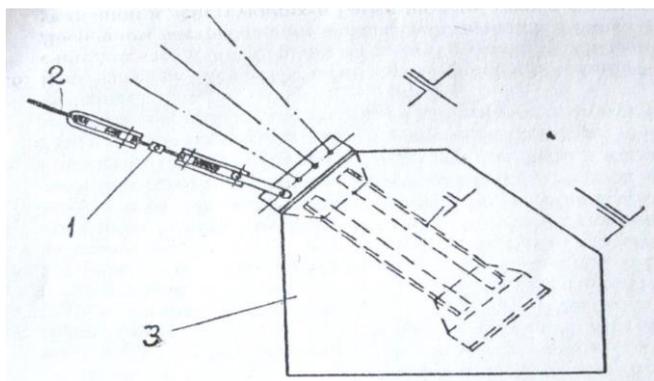


Рис. 1.5. Конструкция крепления оттяжек кустовых мачт к анкерному устройству:
 1 – стяжная муфта, 2 - оттяжки-тросы, 3 – фрагмент анкерного фундамента

Ствол мачты рассчитывают на сжатие с изгибом от этих усилий. Оттяжки рассчитывают на растяжение, фундамент ствола и мачты – на сжатие, а анкеры и крепления оттяжек – на растяжение. При расчете кустового ствола мачты на

сжатие с изгибом необходимо учитывать податливость соединений. Сами соединения рассчитывают на сдвигающие силы. В последние годы находят применение также мачты на оттяжках с дощатоклееными стволами.

Специальные мероприятия по защите древесины мачт от загнивания антисептиками обязательны, как для открыто стоящих сооружений, круглогодично подвергающихся неблагоприятному атмосферному воздействию.

Снизить материалоемкость покрытия и более эффективно использовать прочностные свойства древесины позволяет оптимальное положение элементов в пространстве. В пространственных конструкциях все конструктивные элементы включаются в общую работу в большей или меньшей степени, и ориентация их обеспечивает передачу усилий от одних элементов к другим в направлении опор. Однако при этом усложняются узлы соединений элементов, что ограничивает область применения этих конструкций.

Лекция 2

1.4. Деревянные пространственные конструкции покрытий зданий и сооружений

В данной лекции рассматриваются пространственные конструкции покрытий, элементы которых не расположены в одной плоскости. Они работают в трех измерениях и могут воспринимать нагрузки, действующие в любом направлении (например, ветер).

Пространственные конструкции в основном имеют криволинейное очертание. Криволинейные конструкции по конструктивной схеме бывают ребристые и с гладкими, разнесёнными между собой поверхностями. Пространственные конструкции могут опираться как на стены, по двум или четырём сторонам, так и на отдельные колонны. Распор криволинейных конструкций чаще воспринимается жестким контуром или системой металлических затяжек. Наиболее рациональными являются своды, короткие цилиндрические оболочки, купола и структурные покрытия.

Первыми пространственными конструкциями с применением древесины были тонкостенные дощатогвоздевые своды. Такие пространственные своды

представляют собой конструкции, состоящие из нескольких перекрещивающихся сплошных и разреженных настилов, соединённых в единое целое металлическими гвоздями.

Благодаря такому предложенному конструктивному решению допустимые пороки древесины, возможные перенапряжения или даже разрушение отдельных элементов не влекут за собой разрушение всей тонкостенной конструкции, а вызывают лишь перераспределение усилий в соседних элементах свода.

Определёнными достоинствами пространственных тонкостенных дощатогвоздевых конструкций является то, что древесина используется одновременно не только как конструкционный, но и как теплоизоляционный материал, поскольку древесина обладает природной небольшой теплопроводностью поперёк волокон.

Важно учитывать такое обстоятельство, что такие пространственные дощатые своды на гвоздях соответствовали требованиям и возможностям строительства в России того времени, так как обеспечивали экономичность строительства, были просты в производстве и надёжны в эксплуатации. В дальнейшем, однако, выявилась ограниченность применения таких дощатогвоздевых сводов из-за способности перекрывать только небольшие пролёты сооружений.

Следует отметить, что при увеличении пролёта дощатогвоздевого свода возникает проблема устойчивости, особенно при наличии не только равномерно распределённых, но и сосредоточенных или односторонних нагрузок на покрытие. Решение проблемы устойчивости тонкостенного свода было предложено и реализовано отечественным инженером В.Г. Шуховым при строительстве нескольких выставочных павильонов пролётом от 12 до 20 метров в Нижнем Новгороде. В.Г.Шухов предложил обеспечить устойчивость дощатогвоздевого свода за счет применения наклонных тяжей, а распор в этих сводах воспринимать металлической затяжкой, что и было успешно реализовано (рис. 1.6).

На следующем этапе развития пространственных конструкций с использованием древесины наибольшее значение приобрели кружально-сетчатые конструкции, выполняемые из стандартных элементов – косяков заводского изготовления. Это было более радикальное решение поскольку позволяло увеличивать толщины свода. Вполне естественным было создание кружально-сетчатых сводов, в которых высота конструкции обеспечивалась использованием досок по ширине. Для реализации этого принципиально нового решения были использованы унифицированные короткие элементы – косяки, соединённые между собой в двух пересекающихся направлениях болтами. Верхние грани косяков опиливались по радиусу кривизны, соответствующему радиусу свод, что позволяло укладывать по ним дощатый настил. Возникающий распор свода воспринимался либо металлическими затяжками, либо стенами с контрфорсами.

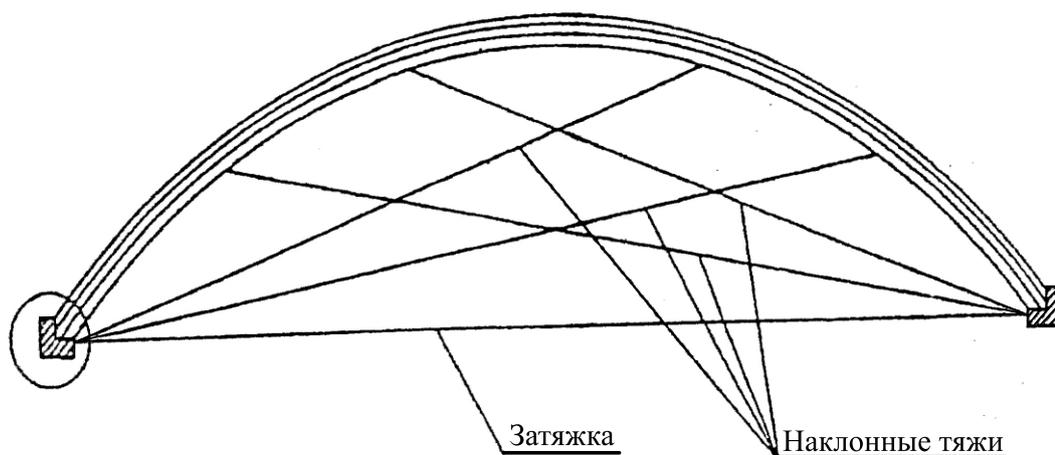


Рис. 1.6. Дощатогвоздевой свод

Однако сложность изготовления и высокие трудозатраты ограничивали применение подобных конструкций. И с развитием индустрии клееных деревянных конструкций появились различные новые конструктивные решения сводов. Для небольших пролётов это решается путём клеевого соединения фанерных обшивок к внутренним и наружным граням гнотоклееных ребер свода, с заполнением полости утеплителем из негорючих материалов и получается клеефанерный свод. В качестве примера можно привести сборный клеефанерный свод для транспортерных галерей складов минеральных

удобрений, разработанный проектным институтом Госгорхимпроект и ЦНИИСК им. Кучеренко (рис. 1.7.).

Свод состоит из двух скорлуп, соединённых между собой в коньке. Скорлупа состоит из гнutoклевых рёбер, прогонов, подкрепляющих обшивку из водостойкой фанеры. Между фанерами уложен утеплитель из минераловатных плит. Недостатками этих конструкций являются трудности с транспортировкой скорлуп из-за значительных габаритов.

С увеличением пролёта такое решение из-за значительной толщины свода, становится экономически нецелесообразным вследствие перерасхода утеплителя. В этом случае требуемая высота создаётся гнutoклееными рёбрами, а ограждающая конструкция закрепляется на верхней грани ребер. Отсюда и название – ребристые своды.

Ребристый свод является наиболее простой и надёжной конструкцией, так как по своей расчётной схеме свод представляет собой двух или трёх-шарнирную

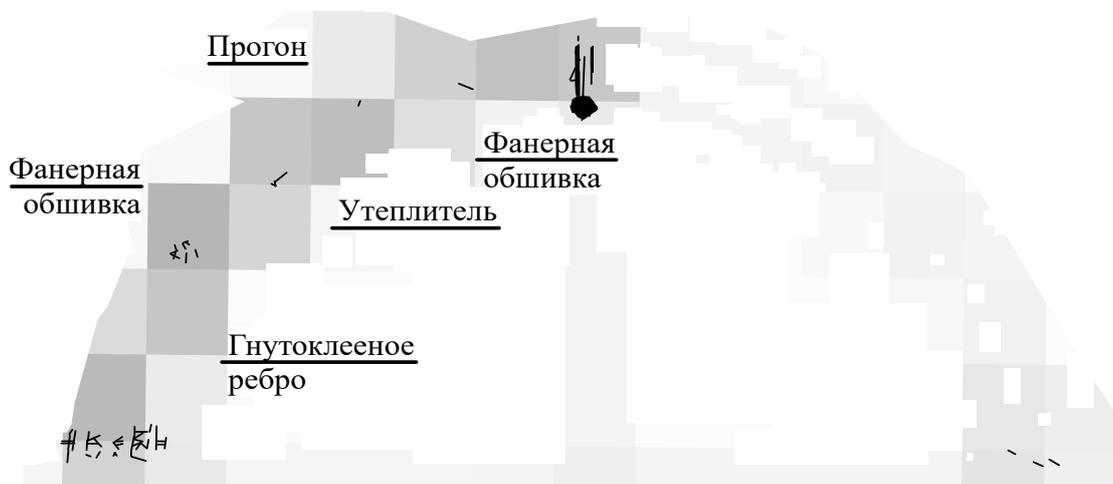


Рис. 1.7. Клеефанерный свод

арку таврового сечения, где за стенку тавра принимается ребро, а за полку тавра – конструкция ограждения свода. Расчётная ширина полки тавра, необходимая для определения геометрических характеристик зависит от конструкции свода и крепления его к рёбрам. Для клеефанерных сводов за расчётную ширину полки

тавра рекомендуется принимать размер не более двух высот сечения ребра.

При проектировании ребристых сводов с диагональным дощатым настилом следует учитывать, что реальная картина напряжённого состояния может заметно отличаться от расчётной. Это может объясняться как некорректностью расчёта из-за сложности создания адекватной расчётной модели, так и большей вероятностью несоответствия количества гвоздей, указанного в проектном решении с реальным исполнением.

Объективную картину в этом случае могут дать только дополнительные экспериментальные исследования. Поэтому пространственную работу такого свода рекомендуется брать в запас прочности. Работу дощатого настила можно учесть при расчёте ребер, принимая высоту сечения ребра равной сумме высоты ребра и толщины настила.

Цилиндрические оболочки отличаются от сводов тем, что опирание сводов осуществляется на фундаменты или стены по всей длине, а опирание цилиндрической оболочки может осуществляться по углам на колонны, при этом за пролёт принимается расстояние перекрываемого здания (L), а за длину оболочки – шаг колонны (S) (рис. 1.8.).

Цилиндрические оболочки в зависимости от отношения S/L бывают короткими и длинными. Для металлодеревянных оболочек наиболее рациональными являются короткие оболочки с отношением S/L составляющим $1/3-1/4$.

Эффективность оболочек по расходу материала, в сравнении с арочными плоскими конструкциями, увеличивается по мере увеличения пролёта до 40-50 метров. Увеличение пролёта свыше 50 метров, как показала практика применения, не рекомендуется и связано это с конструктивными трудностями.

Контур оболочек состоит из диафрагм, в виде клееных двухшарнирных арок с металлической затяжкой или сегментных металлодеревянных ферм, стальных бортовых элементов, жёстко связанных с опорными узлами диафрагмы. Для обеспечения жёсткости и устойчивости покрытие подкрепляется рёбрами жёсткости.

Опираение оболочки осуществляется по 4 точкам. За исключением приопорных зон покрытие оболочки воспринимает сжимающие усилия во взаимно-перпендикулярных направлениях. В приопорных (угловых) зонах оболочки возникают значительные растягивающие усилия. В связи с этим приопорные угловые зоны необходимо усиливать стальными стержнями, закреплёнными к диафрагмам и бортовым элементам.

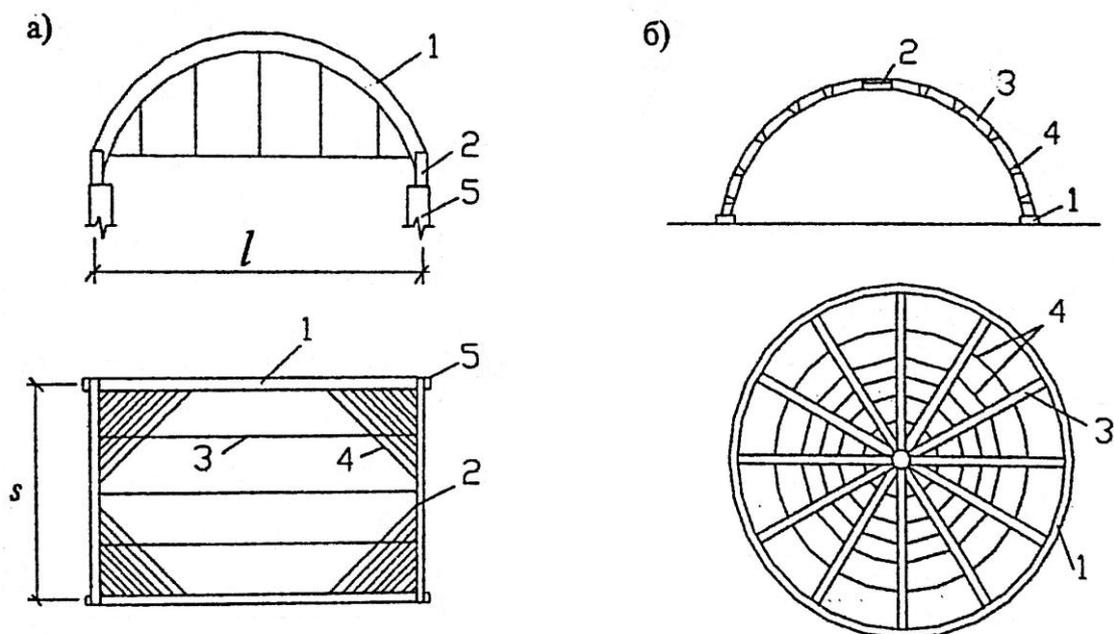


Рис. 1.8. Схема короткой цилиндрической оболочки и купола

При проектировании коротких металлодеревянных оболочек рекомендуется принимать следующие оптимальные конструктивные параметры:

- отношение стрелы подъёма к пролёту $1/6l$;
- высота сечения арок $1/50l - 1/70l$;
- высота бортовых элементов $1/12l - 1/15l$.

Расчёт цилиндрических оболочек, как многократно статически неопределимых систем, надлежит выполнять, используя программные комплексы расчёта пластинчато-стержневых систем. При таком расчёте должны рассматриваться несколько вариантов расчётных схем. Кроме этого, все элементы цилиндрической оболочки должны быть проверены расчётом на монтажные нагрузки.

При рассмотрении расчётных схем с учётом работы плит покрытия необходимо обеспечить при конструировании сдвиговую жёсткость плиты покрытия путем введения в каркас плиты диагональных элементов, а также обеспечить жёсткое соединение плит между собой и несущими элементами оболочки.

В ЦНИИСК им. Кучеренко была разработана короткая цилиндрическая свод - оболочка. Конкретный результат проведенного научными сотрудниками конструирования и расчета свода – оболочки с использованием клефанерных плит покрытия и арок – ребер, а также торцевых диафрагм из клееной древесины приводится на рис. 1.9. Также были, в частности, решены вопросы обеспечения сдвиговой жесткости всего каркаса и совместной работы клефанерных плит и арок.

Конструкции оболочки состоят из бортовых элементов длиной 12 метров, арок-диафрагм пролётом 42 метра, арок рёбер, устанавливаемых на бортовые элементы с шагом 3 метра, между диафрагмами, распорок между арками-рёбрами, сборных плит покрытия и угловых стержней. Шаг колонн 12 метров.

Бортовые элементы короткой цилиндрической оболочки были выполнены в виде сварных двутавровых металлических балок высотой 1000 мм, шириной полок 300 мм, толщиной 20 мм.

Арки диафрагмы из клееной древесины, затяжки из стальных швеллеров. Сечение арок-диафрагм – 2(140) x 1000 мм, т.е. высота сечения равна 1/42 пролёта, сечение арок-рёбер – 140x800 мм (1/53 пролёта). Последующие проработки показали, что высоту сечения арок-рёбер можно ещё уменьшить (до 1/70 пролёта). Распорки сечением 140x400 мм, шаг 3 метра, крепятся к аркам при помощи «карманов». Фиксация арок при монтаже производилась путём стягивания их до упора в распорки монтажными тяжами.

Плиты размерами 3x1,5 метра на деревянном каркасе с дощатыми обшивками устанавливаются на черепные бруски арок так, чтобы верхние грани плит и арок были на одном уровне. В углах оболочки арки-диафрагмы соединены с бортовыми элементами – арматурными стержнями, проходящими

по верху плит. Каркас плиты представлял собой систему продольных и поперечных рёбер с нижней обшивкой из строганных досок.

Сдвиговая жёсткость каркаса была обеспечена диагональными досками обшивки. В полости плит укладывались паро- и теплоизоляционные материалы. Совместная работа плит и арок достигалась устройством полимерцементных шпонок в стыках. По верху плит устраивался одинарный диагональный разреженный настил из досок, укладываемых параллельно угловым стержням оболочки, который, помимо увеличения сдвиговой жёсткости плит, обеспечивал вентиляцию утеплителя. Вентиляция плит осуществлялась в направлении от карниза к коньку, где расположен дефлектор, выполняющий также функции проходного мостика для обслуживания кровли.

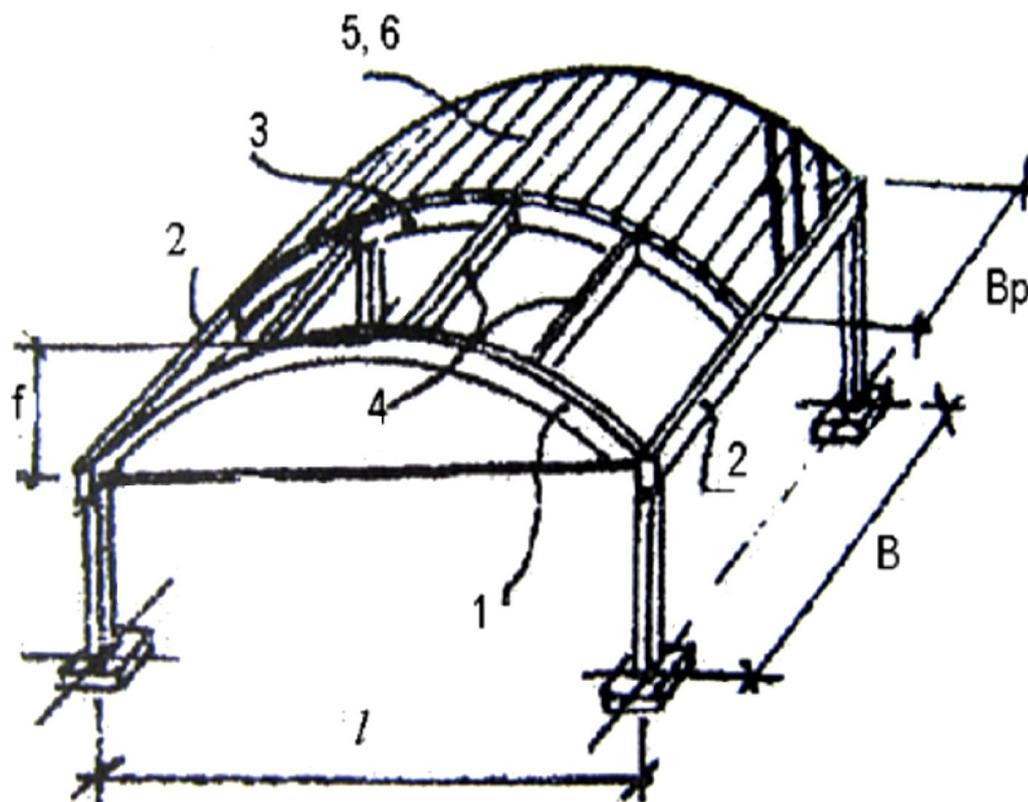


Рис. 1.9. Короткая цилиндрическая свод-оболочка
1 – торцевая диафрагма, 2 - бортовые элементы, 3 – поперечные ребра, 4 - продольные ребра, 5,6 – дощатый настил либо клефанерные плиты покрытия

Купольные покрытия с плоскими несущими деревянными конструкциями, как показывает мировой опыт строительства, являются одной из эффективных форм пространственных конструкций. Несущими элементами

купольных покрытий данного типа являются плоские полуарки или фермы, сходящиеся по радиусам к центру покрытия. Ограждающие конструкции покрытия в виде настилов различного типа не принимают непосредственного участия в работе основной несущей конструкции, однако они вместе со специальными связями жесткости повышают общую пространственность работы покрытия купольного покрытия.

В расчете такие покрытия рассматриваются как совокупность плоских трехшарнирных арок. Наиболее рациональными купольные покрытия оказываются при перекрытии больших пролетов. Как известно, если плоскостные конструкции балочного типа пролетом до 40 м по металлоемкости еще могут конкурировать с купольными, то с увеличением пролета преимущество купольных конструкций с применением клееной древесины становится очевидным. Эффективность этих конструкций возрастает с увеличением пролета и не случайно, что большинство покрытий пролетом более 100...200 м являются купольными. Велики и композиционные возможности таких конструкций. Они позволяют перекрывать здания универсального назначения, создавать прекрасные образцы архитектурного творчества.

Поверхность купола с круговым основанием получается вращением вокруг вертикальной оси меридиональной кривой (образующей) – дуги круга, эллипса, параболы, циклоиды или комбинации из них. Образующей может служить прямая, при вращении которой получается конус. Купола с эллиптическим планом имеют более сложную поверхность. Могут применяться также волнистые, складчатые, а при многоугольном плане – многогранные купола.

Наиболее распространенной и рациональной конструкцией купольного покрытия являются ребристо-кольцевые купола на круглом или многоугольном плане с высотой $1/2-1/3$ диаметра (рис.1.10).

Каркас ребристо-кольцевого купола представляет собой стержневую систему, состоящую из меридианальных клееных деревянных ребер (полуарок)

криволинейного очертания для здания на круглом плане или прямоугольных рёбер для здания на многоугольном плане (многогранное купольное покрытие) обычно с шагом 3...6 м и кольцевых гнутоклееных, с радиусом кривизны равным радиусу меридианальных рёбер, или прямолинейных рёбер (для многогранного купола).

Меридианальные рёбра сопряжены с нижним опорным контуром и верхним кольцом. Опорный контур помимо вертикальной реакции от купола воспринимает горизонтальную реакцию (распор), то есть воспринимает растягивающие усилия. Величина этих усилий зависит от расчетных нагрузок, диаметра купола и может достигать значительной величины. Поэтому опорный контур принято выполнять из стали или железобетона по сплошной железобетонной плите фундамента.

Верхнее кольцо чаще всего изготавливается из стали и воспринимает усилие сжатия от меридианальных рёбер. Верхнее кольцо монтируется на временной опоре, которая демонтируется – этот процесс называется «раскружаливанием» - после заделки всех стыков меридианальных и кольцевых рёбер и устройства ограждающих конструкций.

Кольцо конструируется таким образом, чтобы обеспечить центровку меридианальных арок при монтаже и вентиляцию ограждающих конструкций, а также обеспечить при необходимости крепление светоаэрационного фонаря.

Высота поперечных меридианальных рёбер зависит от участия в работе купола ограждающих конструкций. Если элементы ограждения не обеспечивают совместной работы с элементами каркаса и не учитываются расчётом, то высота сечения составляет $1/50-1/60$ диаметра купола.

Высота поперечного сечения элементов кольцевых рёбер зависит от отметки, на которой они расположены, так как нижние кольца работают на растяжение, а верхние на сжатие, а также от конструктивного решения растянутого стыка с меридианальными рёбрами. Этот узел является самым сложным и ответственным элементом, который обеспечивает пространственную работу купольного покрытия.

Отсутствие жёстких стыков кольцевых и меридианальных рёбер превращает пространственную конструкцию купола в набор плоских пересекающихся в вершине трехшарнирных арок, сечения которых будет недостаточно для восприятия постоянных и временных нагрузок. Поскольку надёжное решение жёсткого стыка получить сложно, то для куполов пролётом более 50 метров меридианальные рёбра между кольцевыми элементами рекомендуется соединять между собой системой крестовых связей из стальных стержней.

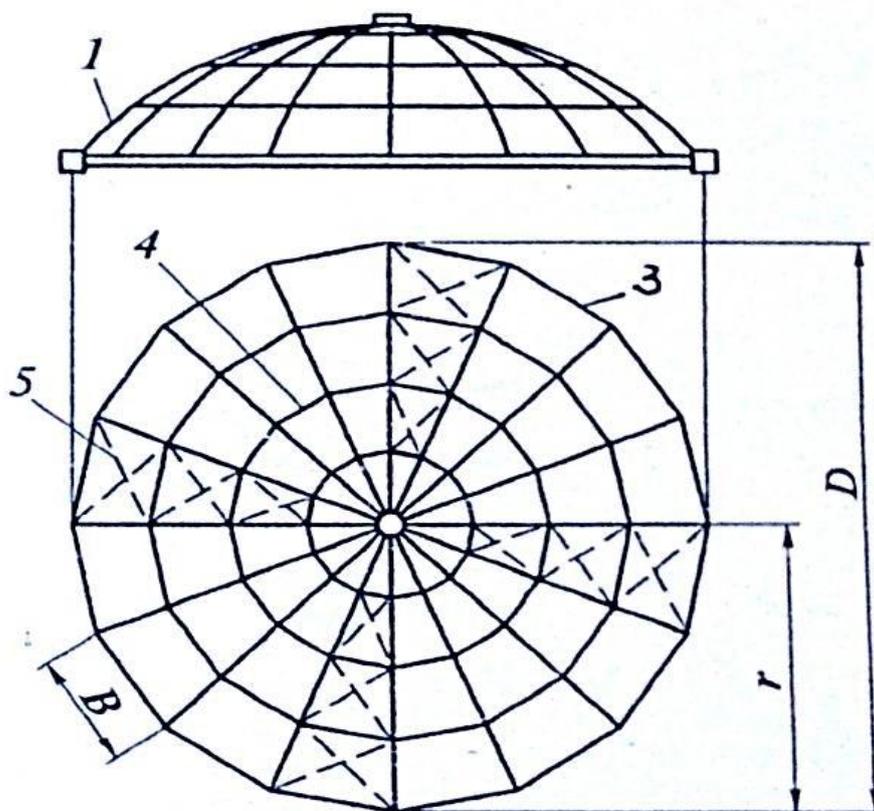


Рис. 1.10. Ребристо-кольцевой купол
1 – меридиональные полуарки (ребра), 2 – верхнее опорное кольцо, 3 – нижнее опорное кольцо,
4 – промежуточные горизонтальные кольца, 5 – блок жесткости

Дополнительная жёсткость купола обеспечивается настилом под кровлю. Настил может быть выполнен из двух диагональных слоёв досок, которые закреплены к кольцевым и меридианальным рёбрам. При этом необходимо обеспечить разбежку стыков смежных рядов. При панельном варианте ограждающих конструкций (в основном для конических куполов) необходима тщательная проработка крепления панелей к рёбрам каркаса купола.

1.5. Структурные плиты покрытия типа «Кисловодск». Основные положения конструирования и расчета

Структурные конструкции представляют собой пространственно-стержневые системы, имеющие регулярное строение и создаваемые на основе многократного повторения однотипных элементов. Структуры высотой $1/9 \dots 1/12$ пролета обычно опирают по углам на опоры, расположенные по контуру с шагом $3 \dots 6$ м.

Структурные плоские покрытия обладают целым рядом достоинств, определяющих области их рационального применения. Перекрывая значительные пролеты при разнообразных опорных контурах или сетках колон, можно получить выразительное архитектурное решение. Регулярность строения конструкции позволяет собирать из одних стандартных элементов покрытия разных пролетов и конфигураций в плане. Многосвязность системы повышает степень ее надежности при внезапных локальных разрушениях.

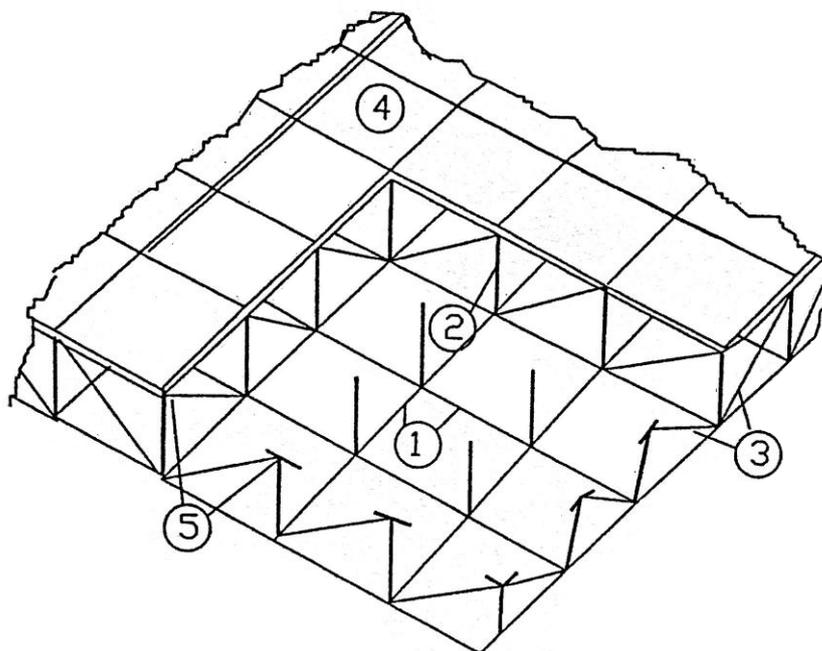
Повышенная трудоемкость сборки является недостатком структурных систем, который в определенной мере компенсируется однородностью операций. Структурные плиты в основном собирают целиком или крупными блоками на земле и затем поднимают на проектную отметку.

Структурные системы покрытия типа «Кисловодск» - это пространственно-стержневые системы, создаваемые из однотипных, многократно повторяющихся элементов, соединяемых в узлах. Металлодеревянные структуры по сравнению со стальными структурами имеют значительно меньший расход металла ввиду того, что сжатые элементы выполняются из древесины, и требования к ним по гибкости не являются решающим при определении сечений в отличие от сжатых стальных элементов.

Однако основное преимущество металлодеревянных структур по сравнению с металлическими заключается в большей надёжности конструкций. Аварии стальных структур в основном связаны со сборкой конструкций при монтаже, когда нерегулируемое натяжение стержней вызывают дополнительные напряжения в металле, которые затем суммируются с расчётными

напряжениями от постоянных и временных нагрузок и могут превысить расчётные сопротивления металла. В металлодеревянных структурах за счёт обмятия древесины в узлах во времени эти негативные явления отсутствуют. Но обмятие древесины увеличивает деформативность конструкций, вследствие чего необходимо при проектировании и сборке предусмотреть строительный подъём, который должен быть не менее $1/100$ в середине пролёта и $1/200$ по контуру при опирании на колонны.

Высота структурной системы покрытия типа «Кисловодск» назначается в пределах $1/10...1/12$ пролёта. Все растянутые элементы выполняются стальными, а сжатые элементы – из древесины (обычно клееной). Верхний пояс может выполняться как в панельном варианте, так и из отдельных стержней, по которым устраивается кровельное ограждение (рис. 1.11). Самым сложным вопросом конструирования структур является решение узловых соединений, где необходимо соединить между собой древесину и металл.



*Рис. 1.11. Схема металлодеревянной структуры
1 - элементы нижнего пояса; 2 - стойки; 3, 5 - раскосы; 4 - плита покрытия*

Опираание структуры может осуществляться на стены по всему контуру покрытия, либо на четыре колонны в углах. При опирании по периметру напряжения в элементах более равномерны между собой и меньше, чем при

опирании на угловые колонны, и поэтому для остальных элементов можно использовать один номер профиля. При опирании по углам увеличивается в 2-3 раза номенклатура сечений элементов и, соответственно, узловых соединений. Подбор сечений для элементов из древесины и фанеры производится по усилиям в наиболее напряжённых угловых зонах.

Расчёт структурных систем следует проводить методом конечных элементов, используя конечные элементы двух типов – стержни и пластины. При этом коробчатое или ребристое сечение плит верхнего пояса в расчётной схеме приводится к пластине сплошного приведённого сечения.

1.6. Оформление рабочей документации на деревянные конструкции

Правила оформления рабочей документации деревянных конструкций содержатся в системе проектной документации для строительства (СПДС) ГОСТ 21.504-2016. Этот межгосударственный стандарт устанавливает состав, содержание и правила оформления рабочей документации деревянных конструкций и включает все нормативные ссылки на актуальные межгосударственные стандарты.

Для проверки документации установлен нормоконтроль технической документации на всех стадиях проектирования. Он необходим для соблюдения нормативных требований и проверки правильности оформления документации, стандартизации принимаемых решений, унификации элементов конструкции.

В отдельных случаях при проектировании пространственных конструкций из дерева и пластмасс необходимо проведение испытаний до разрушения. Иногда для подтверждения правильности проектного решения изготавливают конструкцию в натуральную величину, а чаще макет конструкции, и производят испытание с замером напряжений, а также абсолютных и относительных деформаций. Полученные результаты являются основанием для принятия проектных решений и подтверждения расчётов.

Мероприятия по контролю проектирования для новых и ранее не применявшихся строительных конструкций может продолжаться до завершения

строительства в виде авторского надзора, на который заключается договор с заказчиком. Результаты авторского надзора служат источником информации для оценки соответствия строительной конструкции требованиям проектной документации и выработке рекомендаций по устранению несоответствий.

Необходимо отметить, что осуществлять авторский надзор представителем проектной организации можно и за возведением ранее запроектированных строительных конструкций из древесины. Но, в этом случае этот вопрос решается на усмотрение заказчика.

Глава 2. Защита, эксплуатация, обследование, усиление деревянных конструкций. Применение современных композиционных материалов и соединений на клеенных стержнях

Лекция 3

2.1. Защита деревянных конструкций от биологического и огневого поражения на стадии изготовления и эксплуатации

Защита древесины от биопоражения, возгорания и коррозии необходимы для обеспечения долговечности деревянных конструкций, предусмотренной проектом, в любых условиях эксплуатации. Биопоражение древесины возможно в результате жизнедеятельности грибов и древоточцев. Благоприятными условиями для жизнедеятельности грибов в древесине является умеренно положительная температура в пределах 5...40°C. При отрицательных и высоких температурах процесс жизнедеятельности грибов останавливается, но может возобновиться вновь при умеренно положительной температуре. Прекращается рост грибов при температуре более высокой, а при температуре более 80°C плодовые тела, грибница и споры грибов погибают.

Минимальная влажность древесины, при которой могут развиваться грибы, составляет 18%. В среднем, вегетативный интервал влажности древесины, необходимый для развития домовых грибов, составляет 20...70%. Домовые грибы могут развиваться и на сухой древесине при наличии первоначального увлажнения. Гниения древесины можно избежать, обеспечив влажность ниже 20% или выше 70%.

Биопоражение древесины может происходить и в результате жизнедеятельности насекомых. Результаты разрушений, производимых личинками насекомых, которые питаются в основном древесиной, прогрызают в ней многочисленные отверстия и бороздки, снижая ее прочность. Древесину повреждают такие жуки, как точильщики, златки, короеды, долгоносик, а также бабочки - древоточцы, стеклянницы или термиты. Для защиты от жуков-точильщиков эффективны только термический и химический методы.

Нагрев древесины до температуры выше 80°C приводит к гибели всех насекомых. Обработка древесины органическими антисептиками, одновременно надежно защищает ее и от жуков-точильщиков. Для истребления насекомых и их личинок в древесине конструкций эксплуатируемых зданий рекомендуется окуривание ее ядовитыми газами и распыливанием в ходы жуков растворов ядовитых веществ, например, гексахлорана.

В качестве конструктивной профилактики деревянные покрытия рекомендуется проектировать с наружным отводом воды, без внутренних водостоков, ендов и фонарей верхнего света. Уклон наклона ската крыш должен соответствовать материалу водонепроницаемой кровли, а слой пароизоляции необходимо предусмотреть со стороны помещения. Вынос карниза при неорганизованном водоотводе принимается не менее 50 см.

Защита древесины от влаги осуществляется путем изоляции ее от каменных конструкций. Деревянные конструкции должны опираться на фундаменты выше уровня чистого пола на 150 мм и грунта 500 мм.

Антисептирование - химическая защита древесины от гниения веществами, токсичными для дереворазрушающих грибов. Неорганические антисептики безвредны для людей, например, фтористый натрий. Их можно использовать для защиты древесины в закрытых помещениях, где возможно пребывание людей и нет опасности вымывания антисептиков водой.

В заводских условиях экономичнее использовать метод горячехолодных ванн, который может обеспечить глубину пропитки древесины влажностью не

более 25% на десятки сантиметров. При этом древесина выдерживается сначала в горячей, а затем в холодной ванне с раствором антисептика.

Вакуумная пропитка древесины наиболее эффективна. При способе «вакуум - атмосферное давление - вакуум» антисептик проникает в древесину за счет разности давлений. Древесину в автоклаве выдерживают под вакуумом, затем после подачи антисептических препаратов соединяют с внешней атмосферой. После технологической выдержки оставшаяся часть препарата удаляется из автоклава и вновь созданный вакуум осушает поверхность. Применение древесины, не защищенной от биопоражения, в благоприятных для загнивания условиях недопустимо.

Антисептики разделяют на инсектициды – токсичные для насекомых и фунгициды, вещества, токсичные для дереворазрушающих грибов. Все применяемые подразделяются на неорганические (водорастворимые), органические (маслянистые) и комбинированные. Органические антисептики более эффективные и длительно действующие вещества, применяемые для защиты древесины открытых сооружений, например, креозотовое масло. Эти антисептики не вымываются водой и могут защитить конструкции, эксплуатируемые не только на открытом воздухе, но и в земле, и над водой.

Основным требованием при широком использовании легких несущих и ограждающих конструкций являются надежные огнезащитные меры, препятствующие возгоранию древесины. Воспламенение древесины при отсутствии открытого источника огня может произойти в случае быстрого (1...2 минуты) нагревания при достижении температуры 330°C и более. При длительном нагревании отмечалось самовозгорание древесины при 166 ° C после прогрева ее в течение 20 часов.

Однако, поверхностное обугливание элемента в процессе горения примерно в 40 раз замедляет дальнейший прогрев внутренних слоев поперечного сечения. Скорость поверхностного обугливания при стандартном режиме пожара составляет в среднем 0,6...0,7 мм/мин для элементов сечением от 120x120 мм, а при поперечном сечении клееного элемента площадью более

350 см² он уже не поддерживает горение и позволяет отказаться от какой-либо антипиреновой защиты. Защитная обработка антипиренами в основном препятствует поверхностному распространению огня и возгоранию древесины при температуре 130...350 °С.

Для исключения условий, способствующих возгоранию, не рекомендуется применять деревянные конструкции в производственных зданиях с горячими процессами, а также в цехах, где установившаяся длительно действующая температура может превышать 50 °С. Конструкции из клееной древесины могут применяться при температуре до 35 °С.

Распространение огня в крупных деревянных сооружениях обычно ограничивают следующим образом: соблюдают противопожарные разрывы, разделяют на части брандмауэрами или противопожарными преградами, предусматривают автоматические противопожарные диафрагмы и двери. При устройстве пустотных вентилируемых ограждающих конструкций воздушные полости во избежание усиленной тяги не должны сообщаться между собой.

Уменьшить возможность возгорания деревянных конструкций позволяют химические вещества - антипирены. Они под воздействием огня или высоких температур плавятся и образовавшейся пленкой защищают поверхность деревянных конструкций от доступа кислорода воздуха. При кратковременном воздействии огня подобные антипирены препятствуют возгоранию и распространению огня. Для клееных конструкций рекомендуются фосфатное покрытие ОФП-9 и вспучивающееся покрытие ВП-9.

В других случаях антипирены разлагаются, образуя инертные негорючие газы или на стадии плавления разлагаясь, поглощают из окружающей среды (воздуха и древесины) большое количество тепла. Эффективную защиту создает пропитка древесины аммонийными солями серной и фосфорной кислот. При нагревании соли образуются кислоты, которые обугливают поверхность древесины, препятствуя воспламенению.

Антипирены вводятся в древесину пропиткой в автоклавах, в горячих ваннах или при поверхностной обработке. Для

комбинированной защиты деревянных конструкций от огня и биоразрушения должны добавляться антисептики, не снижающие огнезащитных свойств антипиренов, например, фтористый натрий.

Окраску поверхности рекомендуется производить при температуре не ниже 10°C и влажности древесины не выше 20%, а относительная влажность окружающего воздуха ограничивается 70%. Более простым, но достаточно эффективным средством огнезащиты древесины является суперфосфатная, а также силикатная обмазки. Антипирены и огнезащитные составы применяют, как правило, для огнезащиты только тех конструкций из цельной древесины, которые остаются неоштукатуренными, например, малопролетные стропильные системы, прогоны, обрешетка и т.п.

2.2. Основные положения эксплуатации деревянных конструкций.

Обследование деревянных конструкций. Нормативно-технические документы, устанавливающие требования к их обследованию и усилению.

Нормативно-технические документы, устанавливающие требования к обследованию деревянных конструкций содержатся в СП 13-102-2003. В настоящем Своде правил приведены основные положения, регламентирующие общий порядок подготовки, проведения и оформления результатов обследования деревянных конструкций и оценки их технического состояния.

Сохранность и долговечность сооружений с деревянными конструкциями во многом зависит от эксплуатации, воздействия, окружающей среды, технических и архитектурных решений узлов зданий. В процессе длительной эксплуатации неизбежно скажутся дефекты в строительстве, возможные ошибки при проектировании, качество пиломатериала.

Осмотры несущих конструкций должны проводиться периодически. Особое внимание при этом обращается на следующие факторы: нагрузки, так как во время эксплуатации возможно появление дополнительных нагрузок; температурно-влажностный режим эксплуатации; качество кровли; гидроизоляция деревянных элементов от частей здания из других материалов; возможность образования конденсата (по наличию сырых пятен на потолках и

стенах, обрешётки кровли, особенно в карнизной зоне).

При наличии этих и других дефектов необходимо проводить техническое обследование деревянных конструкций. Обследование - это комплекс мероприятий по объективной оценке технического состояния конструкций, выполняемой специалистами по деревянным конструкциям. Основная цель заключается в экономической целесообразности ремонта и усиления конструкций, или фиксация аварийного состояния и выдача рекомендаций по дальнейшей разборке и замене конструкций. Обследование осуществляется на основании технического задания, в котором заказчиком отражены основные этапы, включающие в себя:

- предварительный осмотр конструкций, на котором определяются места вскрытий (полы, потолки, опоры конструкций и другие), места протечек, участки стен, разделяющие отапливаемые и неотапливаемые помещения, через которые проходят несущие конструкции. Кроме того, оценивается общая устойчивость здания. Нужны ли срочные меры по временному усилению отдельных элементов несущих и ограждающих конструкций, которые могут разрушиться в момент обследования и при этом нанести физический ущерб специалистам в момент обследования;

- изучение технической документации, в первую очередь рабочие чертежи и расчётные нагрузки, если эти данные имеются. Желательно иметь также и исполнительную документацию, акты скрытых работ. При отсутствии документации выполняются обмерочные чертежи здания и детальные размеры элементов и их сечений, узлов сопряжений обследуемых конструкций. Определяются величины постоянных нагрузок и схемы их приложения, производится необходимая фотофиксация;

- выявление расхождений предварительного осмотра с исходными и обмерочными чертежами. Определение точных геометрических размеров, необходимых для создания расчётных схем при проведении проверочных расчётов несущих конструкций и элементов каркаса здания или сооружения;

- детальное обследование включает в себя либо сплошное, либо

выборочное освидетельствование конструкций, на усмотрение специалистов, проводящих обследование. Выборочный объём конструкций для обследования принимается примерно 10%, но не менее трёх на одной секции здания;

- контроль влажности древесины оценивается либо с использованием электронного влагомера, либо прямым способом, при наличии лабораторного оборудования.

Основным дефектом деревянных конструкций является гниение древесины, вызванное жизнедеятельностью дереворазрушающих грибов. Развитие грибов в древесине происходит при положительной температуре, относительной влажности воздуха 60 – 70%, при отсутствии осушающего режима и естественного проветривания. Древесина может также разрушаться энтомологическими вредителями – насекомыми с их личинками такими, как жуки точильщики, термиты и другие, которые разрушают и сухую древесину. С этими насекомыми можно бороться только химическим путём.

Наиболее характерные места для загнивания древесины:

1. Глухая заделка опорных узлов конструкции;
2. Отсутствие гидроизоляционных прокладок в местах соприкосновения древесины с наружными стенами;
3. Настилы и обрешётка в карнизной зоне наружных стен;
4. Нижние обвязки и нижние концы стоек в деревянных стенах, а также подоконные участки стен;
5. Цокольные балки, «чёрные» полы, при отсутствии качественного проветривания подполья;
6. Цокольные балки, «чёрные» полы, при отсутствии качественного проветривания подполья;
7. Недостаточная вентиляция чердаков и плохая пароизоляция чердачного перекрытия.

Проверочные расчёты проводятся только для конструкций, в которых отсутствует загнившая древесина. Но, отсутствие загнившей древесины, это ещё не гарантия того, что конструкция может эксплуатироваться в

безаварийном режиме. Опыт показывает, что нагрузки, в силу ряда причин, часто не соответствуют величинам, принятым при проектировании данных конструкций. Это объясняется изменением нормативов по снеговой нагрузке (за 50 лет расчётная снеговая нагрузка увеличилась на 50%), увеличением плотности утеплителя (за счёт конденсационного увлажнения), наличия дополнительного материала при периодических ремонтах кровель и других причинах длительной эксплуатации чердаков и стропильных систем. Все расчёты проводятся по фактическим нагрузкам и действующим нормативным документам. Материалы обследования оформляются в виде научно-технического отчёта по методике государственного стандарта.

В отчёт входят:

- техническое задание;
- список исполнителей;
- краткое описание здания, условия эксплуатации;
- результаты детального обследования, с указанием причин дефектов;
- оценка физического износа;
- данные фактической влажности древесины;
- результаты проверочных расчётов;
- заключение о возможности (или невозможности) эксплуатации здания или необходимости усиления деревянных конструкций.

Усиление – это комплекс мероприятий, обеспечивающих повышение несущей способности и эксплуатационных свойств деревянных конструкций в целом по сравнению с фактическим состоянием или проектными показателями.

При проектировании зданий любого назначения, любой конфигурации, этажности и протяжённости, прежде всего на стадии разработки архитектурно-планировочного решения при компоновке каркаса под технологию, особое внимание обращается на общую устойчивость здания. В процессе строительства и реконструкции, здание воспринимает различные горизонтальные нагрузки и воздействия.

Для повышения устойчивости каркаса в плоскости верхних поясов

стержневых конструкций и верхней кромки балочных конструкций, совместно с распорками и прогонами создаются условные горизонтальные фермы с параллельными поясами, где поясами являются верхние пояса или балки смежных поперечников. Эта условная ферма совместно с жёстко закреплёнными в фундаменте четырьмя колоннами и создаёт связевый блок, обеспечивающий геометрическую неизменяемость здания (рис.2.1,2.2).

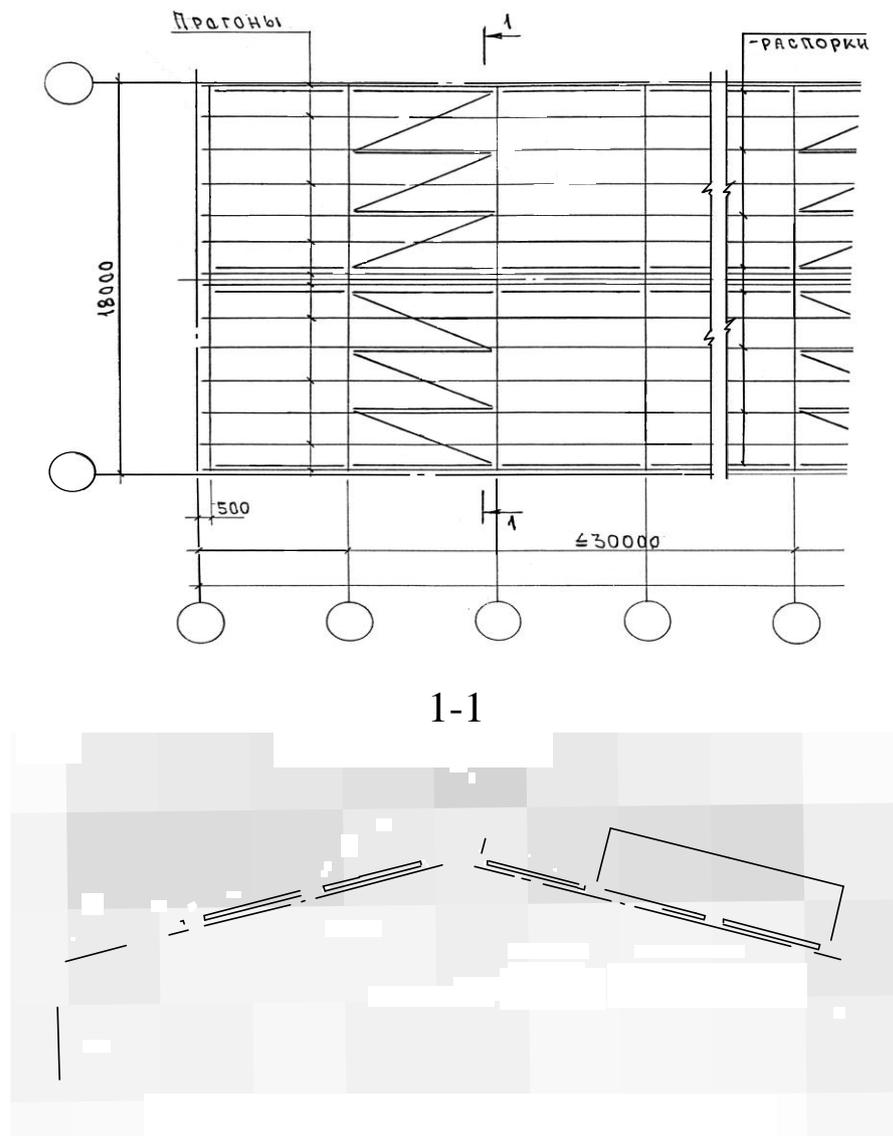


Рис. 2.1. Условная связевая ферма

Знание принципов конструирования в части обеспечения общей устойчивости здания, позволяет принимать соответствующие решения при усилении несущих конструкций без опасения, что эти работы приведут к аварийной ситуации. При реконструкции и усилении несущих конструкций, часто приходится демонтировать отдельные, в том числе и ограждающие

конструкции и здание теряет свою пространственную целостность. Особенно это опасно, когда усиливаются несущие конструкции покрытия, входящие в состав связевых блоков. В этом случае необходимо организовывать дополнительные связевые блоки или временное раскрепление усиливаемых конструкций.

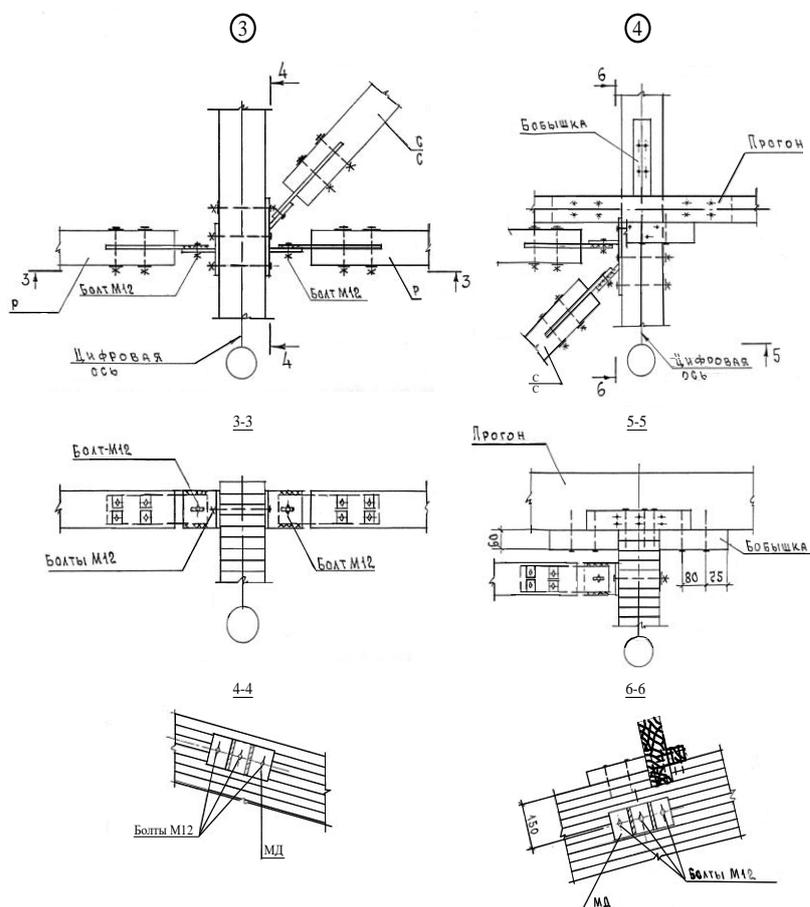


Рис. 2.2. Узлы связевой фермы

В одноэтажных зданиях из деревянных конструкций длиной 30...40 м связевые блоки организуют обязательно в торцах зданий. При большей протяжённости такие блоки организуют у торцов здания с интервалом не более 30 м. Такое расстояние объясняется тем, что под действием случайных нагрузок, которые не нормируются (давление сыпучих грузов, ударные нагрузки от транспорта и от перемещения материалов и конструкций кранами в процессе реконструкции), деформации накапливаются в узлах связевых блоков, поскольку горизонтальные усилия с одного связевого блока на другой передаются через распорки по стойкам и прогонам кровли. Большой

податливостью древесины и объясняется столь небольшое расстояние между связевыми блоками жесткости.

Расчёт условной горизонтальной фермы связевого блока производится на нормативные горизонтальные нагрузки, равномерно распределённые по пролёту, такие как ветер, сеймика, инерционные нагрузки. Возможно учитывать и внутренние усилия, возникающие при воздействии вертикальных нагрузок, вследствие отклонения конструкций от вертикали на монтаже.

Нагрузка прикладывается узловая, при этом расстояние между узлами раскосов принимают в соответствии с требованиями по гибкости пояса несущей конструкции из плоскости деформирования от вертикальной нагрузки.

Расчёт связевых ферм производится в предпосылке шарнирного крепления раскосов к поясам, без учёта податливости в узлах, в предположении центральной передачи усилий с осью верхнего пояса ферм или осью балок, арок. К суммарным значениям нагрузок вводится коэффициент 0,9.

Пространственная устойчивость здания дополнительно обеспечивается фахверком торцов, который воспринимает значительную долю ветровых нагрузок, а также встроенными помещениями. При этом должно удовлетворяться требование, чтобы низ стоек был закреплён в фундаменте, а верх давал возможность свободного вертикального перемещения несущих конструкций от временных нагрузок.

2.3. Ремонт и усиление деревянных конструкций

Ремонт и усиление конструкций требуется в следующих случаях:

1. При наличии значительных прогибов - видимые визуально. При этом отсутствуют нарушения целостности элементов конструкции, то есть нарастание прогиба происходит за счет ползучести древесины, которая проявляется во времени и в узлах соединений. Наиболее известен в практике эксплуатации такой феномен как «Провисание балок». Этот случай может быть связан с повышенной влажностью древесины, что понижает модуль упругости.

2. При изменении норм проектирования, связанные с повышением нормативной нагрузки.

3. В процессе осмотра конструкции или инструментальном обследовании обнаружены нарушения целостности сечения в отдельных местах, гниль на части сечения, трещины в местах клеевых швов по пласти или в зубчатом шипе. Решение об усилении в этом случае принимает комиссия из трех человек, двое из которых должны быть специалисты проектировщики, а один из службы эксплуатации собственника. Строители в комиссию не привлекаются.

4. При проектировании и строительстве допущены технические ошибки.

На первом этапе специалисты определяют по какой из двух групп по назначению (временное усиление или капитальное усиление) будут вестись работы. Временное усиление несущих конструкций или их элементов, выполняется, как правило, в предаварийной ситуации, с последующей заменой их на новые конструкции или их элементы.

Капитальное усиление несущих конструкций или их элементов, без демонтажа этих конструкций, выполняется с целью эксплуатации здания или сооружения в безаварийном режиме.

По влиянию усиления на работу конструкций в расчётном режиме методы усиления также подразделяются на две группы:

1 группа - без изменения прежней расчётной схемы работы деревянной конструкции;

2 группа - с изменением прежней расчётной схемы работы деревянной конструкции.

На примере конструкции гнутоклееной деревянной рамы рассмотрим вариант капитального усиления деревянных элементов без демонтажа конструкций в условиях эксплуатации зданий.

Причиной усиления будем считать изменение норм проектирования по величине снеговой нагрузки, которые изменились на 20% в сторону увеличения по сравнению с предыдущими нормами.

Предлагается вариант усиления поперечного сечения полурам без изменения расчётной схемы. В наиболее напряжённой зоне по наружной кромке путём приклеивания углеродной ламели шириной 16,5 см., и толщиной до 2 мм.

Ширина ламели определяется шириной сечения гнутоклееной рамы, а толщина может варьироваться в зависимости от фирмы-поставщика и расчёта на прочность. Порядок проведения проектирования усиления начинаем с расчёта гнутоклееной рамы, чертежи которой могут оказаться у заказчика. В случае отсутствия этих чертежей в процессе обследования обмеряются данные конструкции. На рис. 2.3. представлена геометрические параметры полурамы.

Собирается нагрузка, с учётом повышения нормативной снеговой нагрузки для данного решения и фактическая постоянная нагрузка от покрытия. Строим эпюру моментов (рис.2.4) и определяем расчётные напряжения в наиболее напряжённых местах различных зон по длине полурамы.

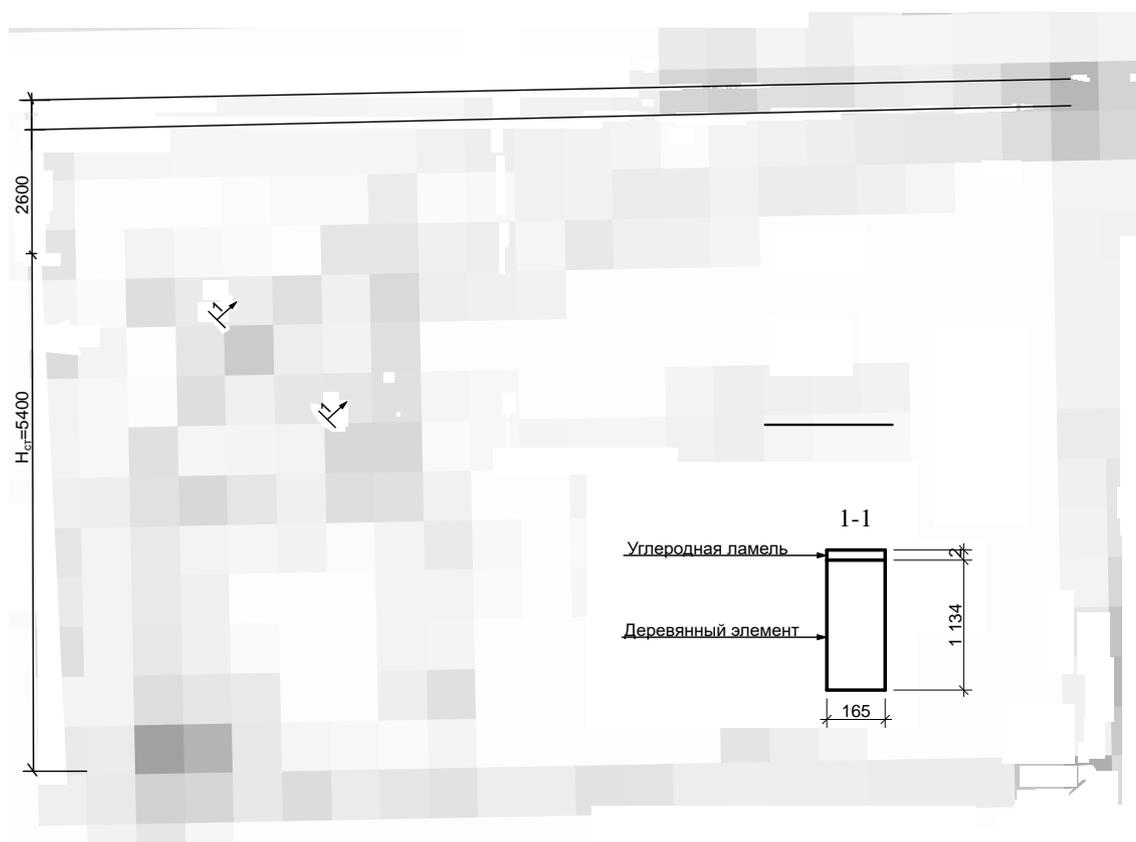


Рис.2.3. Гнутоклееная рама

Примечание: Начало ламели на отметке стойки 3,10 м. Конец ламели в точке с координатами по высоте 6,50 м. и по горизонтали от опоры 2,27 м.

Расчёты, выполненные согласно действующему СП 64.13330.2017 «СНиП II-25-80 Деревянные конструкции», показывают, что условие прочности не выполняется только по растянутой наружной кромке карнизной зоны. Напряжения от сжатия ввиду его минимальной величины пренебрегаем, тем

более это идёт в запас прочности.

Следующим этапом расчёта является определение длины усиливаемой зоны. Для этого принимаем условие, что начало и конец ленты ламели должны располагаться в сечениях, находящихся на расстоянии от сечения с максимальным расчётным моментом по обе стороны, и где напряжения равны не более 0,7 от σ_{\max} . На схеме полурамы определяем участок местоположения усиливающей ламели и её привязку. В нашем случае это будет карнизная зона гнутоклееной рамы, где кончается стойка и начинается ригель полурамы. Положительным моментом, упрощающим расчёт, является тот факт, что высота поперечного сечения полурамы на этом участке постоянная. Схема расчётного сечения представлена на рис.2.4.

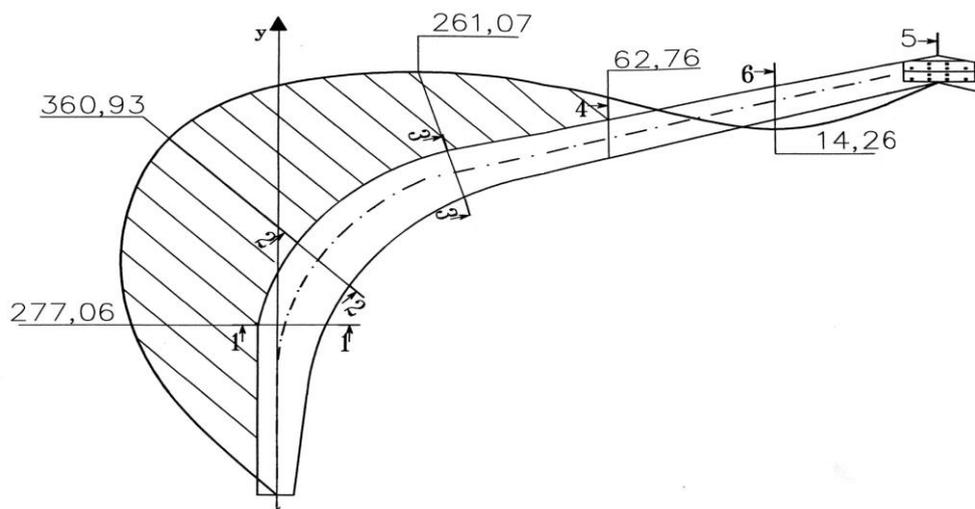


Рис. 2.4. Этюра изгибающих моментов (кНм)

Расчёты показывают, что напряжения в расчётном сечении деревянной части по растянутой и сжатой кромке ниже расчётного сопротивления древесины согласно действующему СП 64.13330.2017 «СНиП II-25-80 Деревянные конструкции», а напряжения в ламели также меньше расчётного сопротивления ламели на растяжение. В связи с увеличением снеговой нагрузки необходимо проверять также нагельные стальные болты конькового узла в сечении 5-5 на изгиб и поперечные размеры двусторонних накладок.

2.4. Особенности технологии усиления несущих деревянных конструкций без демонтажа

При усилении несущих конструкций без демонтажа необходимо:

- полностью разгрузить конструкцию от всех постоянных нагрузок покрытия и кровли, кроме прогонов, которые не находятся в зоне усиления;
- при необходимости укрепить из плоскости несущие конструкции временными растяжками, не мешающими производству работ;
- в зоне конькового узла выставить промежуточную опору и с использованием двух домкратов приподнять концы обеих полурам до проектной отметки, сняв предварительно обе накладки. Это необходимо сделать, чтобы снять все напряжения в зоне максимального момента;
- для производства работ по усилению использовать передвижные инвентарные подмости;
- после выполнения усиления произвести вышеперечисленные работы в обратном порядке.

Лекция 4

2.5. Применение композитных материалов при проектировании и усилении деревянных конструкций. Свойства композиционных материалов, применяемых в строительных конструкциях

Усиление конструкций можно осуществить с использованием композитных материалов, армированных углеродными волокнами, прочностные и другие характеристики которых значительно выше характеристик древесины (рис.2.5).

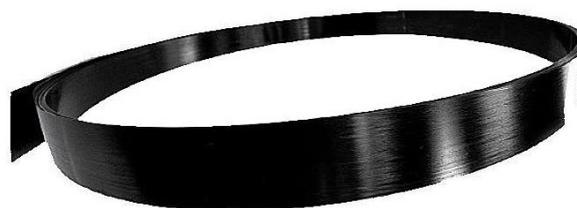


Рис. 2.5. Углеродистая ламель FibArm Lamel HS-14/100

Описание: Предназначена для увеличения несущей способности и ремонта: железобетонных, каменных, стальных и деревянных конструкций.

Область применения: увеличение несущей способности и ремонта общестроительных конструкций, промышленных зданий, мостов и других железобетонных, каменных и деревянных конструкций; восстановление

несущей способности конструкций, снижение которой обусловлено коррозией или сейсмическим воздействием; дополнительное ограничение образования трещин на поверхности, увеличение жёсткости конструкций; изменение статической схемы; исправление ошибок проектирования и строительства.

Достоинства: не создаёт дополнительной нагрузки на конструкцию; повышенная стойкость к коррозии; простота транспортировки и устройства; минимальные трудовые и временные затраты на проведение работ; возможность выполнения ремонтных работ без прекращения эксплуатации усиливаемого объекта; высокие механические характеристики на растяжение; отсутствие дополнительных затрат при последующей эксплуатации.

Для усиления строительных конструкций композитные материалы применяются в виде ламинатов (ламелей) – полос определённой длины, ширины и толщины при температуре эксплуатации не выше 60⁰С.

По сравнению со сталью углеродные композитные материалы имеют некоторые преимущества: плотность у стали 7,85 г/см³, у ламели 1,5-1,6 г/см³; коэффициент температурного расширения у стали 11,7х10⁶, а у ламели от 1 до 0 в продольном направлении, т.е. практически как у древесины.

Применительно к деревянным конструкциям взяты рекомендации, изложенные в стандарте организации СТО 13613997-001-2011 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами фирмы Sika».

В дальнейшем при рассмотрении вопросов расчёта усиления деревянных конструкций и технологии производства работ, рассматривались ламели марки «Sikacarbodur M» плотностью 1,6 г/см³. Модуль упругости по данным фирмы больше 210000МПа, поэтому принимаем в расчёте E=210000МПа. Предел прочности при растяжении равен 2900 МПа. За расчётное сопротивление стандарт организации рекомендует величину 2400 МПа.

Эпоксидный клей для приклеивания ламели к древесине, марки «SikaDur-330» имеет прочностные характеристики при растяжении значительно ниже ламели и равны E=4500 МПа, а расчётное сопротивление 45 МПа. Исходя из этого при расчёте исходят из условия, что в клеевом слое будут трещины и,

следовательно, в нём отсутствуют напряжения. Поэтому в расчётную схему поперечного сечения толщина клея не входит. Функция клея заключается в жёсткой адгезии ламели к древесине, что позволяет применить гипотезу плоских сечений при расчёте, основываясь на законах сопромата.

2.6. Соединение деревянных элементов композиционным материалом (КМ) на основе полимерной матрицы, армированной стеклотканью.

Прочностные и упругие характеристики КМ

1. Подготовка основания под наклейку. После очистки поверхность обрабатывается грунтовочным составом с целью упрочнения основания и улучшения сцепления адгезива с поверхностью древесины.

Неплоскостность поверхности должна быть меньше 5 мм на базе 2 м или 1 мм на базе 0,3 м. Мелкие дефекты не должны быть глубже 5 мм и площадью не более 25 см². Такие дефекты должны быть предварительно устранены.

При оборачивании конструкции в поперечном направлении лентой, на наружных углах конструкции необходимо выполнить фаски с катетом 1-2 см, либо скругления с радиусом 1-2 см, а на внутренних углах ремонтными смесями выполнить галтель радиусом не менее 20 см (рис.2.6).

2. Раскрой ленты или ламината производится в соответствии с принятой проектом схемой наклейки и осуществляется на гладком столе, покрытом полиэтиленовой плёнкой. При использовании ленты стол должен быть снабжён приспособлением для разматывания ленты с бобины. Для резки ленты используют острый нож, а для резки ламината – специальные отрезные диски.

3. Приготовление адгезива (клея) производится смешиванием компонентов в соотношении, рекомендованном инструкцией. Количество приготавливаемого адгезива в одном замере не должно превышать времени его жизнеспособности. Приготовление адгезива производится объёмом не менее 3-х литров. Смешанные компоненты перемешиваются электрической дрелью.

4. Наклейка лент. Первый слой адгезива наносят на основание из расчёта 0,7-1,0 кг/м². Ткань должна всегда укладываться на слой адгезива путём постепенного размещения её с одного края основания до другого. В процессе

укладки ткани необходимо следить, чтобы кромка полотнища была параллельна линии разметки на основании, либо кромке предыдущего полотнища. Ткань должна укладываться без складок. После укладки осуществляется прикатка ткани, в процессе которой происходит её пропитка. Прокатка осуществляется с помощью жёсткого резинового валика или штапеля от центра к краям строго в продольном направлении (вдоль волокон). После пропитывания ткань должна быть слегка липкой на ощупь, но без явно видимого присутствия адгезива.

Таблица 2.1

Характеристики ламели марки «SikacarboDur M»

Доступные марки	Тип	Ширина, мм	Толщина, мм	Площадь поперечного сечения, мм ²
Sika CarboDur S	Sika CarboDur S512	50	1,2	60
	Sika CarboDur S612	60	1,2	72
	Sika CarboDur S812	80	1,2	96
	Sika CarboDur S1012	100	1,2	120
	Sika CarboDur S1212	120	1,2	144
	Sika CarboDur S614	60	1,4	84
	Sika CarboDur S914	90	1,4	126
	Sika CarboDur S1214	120	1,4	168
Sika CarboDur M	Sika CarboDur M614	60	1,4	84
	Sika CarboDur M914	90	1,4	126
	Sika CarboDur M1214	120	1,4	168
Sika CarboDur H	Sika CarboDur H514	50	1,4	70
Цвет	Черный			
Основа	Углеродные армирующие волокна в эпоксидной матрице			
Истинная плотность	1,6 г/см ³			
Термостойкость	Между 150°C и 500°C			
Модуль упругости	Sika CarboDur S > 165 000 МПа	Sika CarboDur M > 210 000 МПа	Sika CarboDur H > 300 000 МПа	
Прочность на растяжение*	> 2 800 МПа	> 2 400 МПа	> 1 300 МПа	
Средняя прочность на растяжение*				
Предел прочности при разрыве	3 050 МПа	2 900 МПа	1 450 МПа	
Удлинение при разрыве	> 1,7%	> 1,2%	> 0,45%	

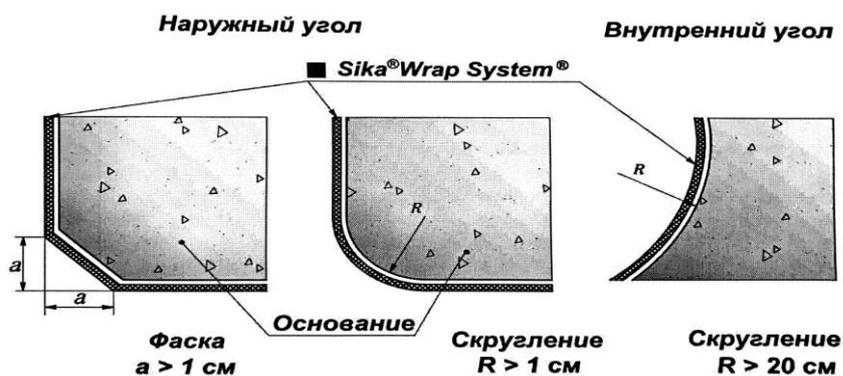


Рис. 2.6. Подготовка углов конструкции перед наклейкой углеродной ткани

Перед укладкой второго слоя ткани (при многослойном усилении) на прикатанную ленту наносится слой адгезива из расчёта $0,5-0,6 \text{ кг/м}^2$. Укладка и прикатка второго и последующих слоёв производится аналогичным образом. После укладки последнего слоя ленты на поверхность её наносится финишный слой адгезива из расчёта $0,5 \text{ кг/м}^2$. При многослойном варианте усиливающего элемента наклейку всех слоёв ткани выполняют в течение одной рабочей смены с последующим отверждением всего сечения. В случае, если указанное невозможно по условиям производства работ, следует дождаться отверждения 1-го слоя, после чего таким же образом наклеить 2-ой и последующие слои.

5. Наклейка ламината. Ламинат может быть использован как для внешнего армирования (наклейка на поверхность конструкций), так и для внутреннего (с размещением узких полос ламината в предварительно подготовленных пазах). При внешнем армировании подготовка поверхности осуществляется по аналогии с технологией наклейки ленты или ткани.

Перед наклейкой мерные заготовки ламината раскладываются на рабочем столе (верстаке) и тщательно протираются смоченной ацетоном ветошью. На протёртую поверхность шпателем наносится тонкий (1-1,5 мм) слой адгезива желательно, чтобы наносимый на ламинат слой адгезива имел бы скаты к краям полос). Аналогичный слой адгезива толщиной 1 мм наносится на предварительно подготовленное и обеспыленное основание. Затем ламинат укладывается на основание (клей к клею) и прикатывается валиком так, чтобы вытеснить избыток адгезива по обеим сторонам наклеиваемой полосы и удалить. В случае применения накладки из нескольких слоёв, их

предварительно склеивают на рабочем столе, выдерживают в течение срока полимеризации и затем приклеивают к основанию. При внутреннем армировании ламинат разрезается на полосы шириной 10-30 мм.

В соответствии со схемой армирования в конструкции выполняются пазы шириной 3 мм и глубиной, равной ширине полос плюс 2 мм. Пазы заполняются на $2/3$ адгезивом, затем в них погружаются заготовки ламината. Избыток адгезива выдавливается на поверхность и удаляется шпателем.

2.7. Несущая способность и деформативность соединений деревянных конструкций с применением КМ

Армирование и упрочнение клеевых составов волокнами модифицирует традиционное клеевое соединение и создает предпосылки к созданию соединений деревянных конструкций с применением композиционных материалов. Поскольку работоспособность композита в соединении обеспечивается как свойствами исходных компонентов, так и технологией его изготовления, используя при создании композиции для соединения деревянных элементов известное сочетание компонентов — полимерную матрицу в виде терморезистивного пластика на основе эпоксидной смолы ЭД-20 и стекловолокно в виде многослойного пакета из стеклоткани Т-13 полотняного плетения в качестве армирующей составляющей.

Соединение деревянных элементов композиционным материалом (КМ) на основе полимерной матрицы, армированной стеклотканью, может быть реализовано для создания новых деревянных конструкций составного сечения и для усиления существующих деревянных конструкций следующими техническими решениями (рис. 2.7):

- нанесением на боковые поверхности соединяемых деревянных элементов композиционного материала (рис.2.7, а), выполняемого в виде боковых накладок или обоймы (далее - соединение «КМ-обклейка»);

- нанесением КМ на соединяемые поверхности деревянных элементов, т.е. установкой композиционного материала в шов сплачивания (рис. 2.7, б); (далее - соединение «КМ-вкладыш»).

В качестве материала матрицы принята эпоксидная смола ЭД-20, отверждение которой происходит при добавлении отвердителя ПЭПА (полиэтилен-полиамин) в пропорции смола: отвердитель 100:15 с образованием термореактивного пластика. Эпоксидные клеевые составы имеют самые высокие прочностные показатели, минимальную усадку, стабильность адгезионных связей с древесиной и другими материалами (сталь, алюминий).

В качестве армирующей компоненты принята стеклоткань Т-13 (ГОСТ 19170-2001) полотняного переплетения, нить из алюмоборосиликатного стекла типа «Е», толщина ткани $0,27 \pm 0,04$ мм, применяется при изготовлении стеклопластиков конструкционного назначения.

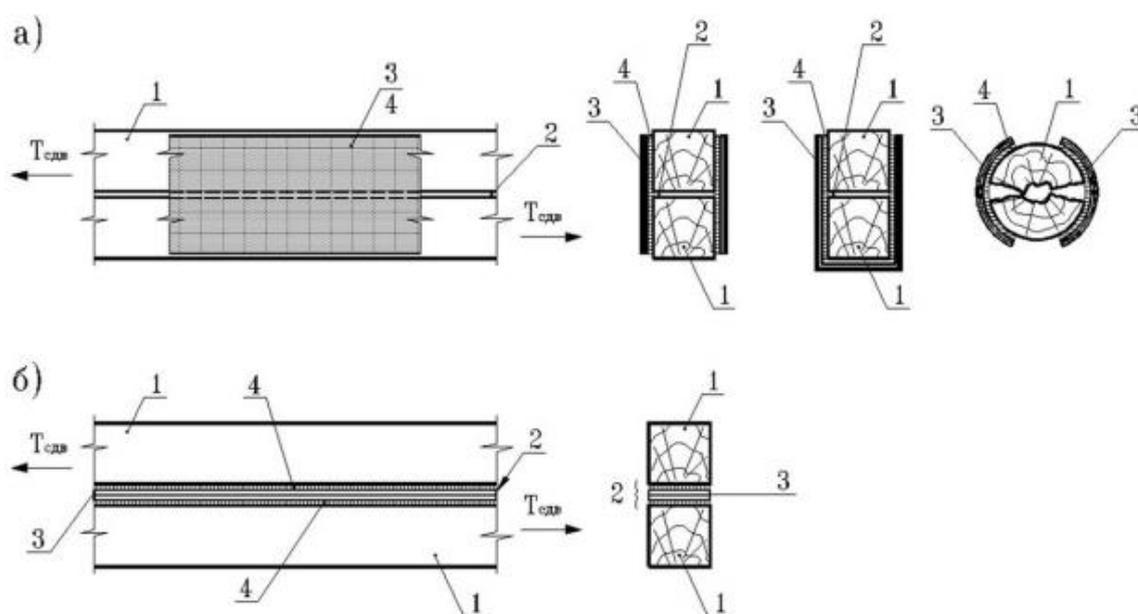


Рис.2.7. Соединение деревянных элементов композиционным материалом на основе эпоксидной матрицы и стеклоткани: а — внешней обклейкой боковых поверхностей соединяемых элементов в виде боковых накладок или обоймы («КМ-обклейка»); б — адгезионным вкладышем, установленным между смежными плоскостями соединяемых элементов («КМ-вкладыш»): 1 — соединяемые деревянные элементы; 2 — шов сплачивания; 3 — композиционный материал, сформированный на конструкции; 4 — клеевой шов, создающий адгезионные связи на границе раздела «КМ-древесина».

Для предлагаемого соединения деревянных элементов композиционным материалом на основе эпоксидной матрицы и стеклоткани КМ получают одновременно с формированием соединения послойной выкладкой на подготовленных поверхностях соединяемых деревянных элементов нескольких слоев стеклоткани, пропитанной эпоксидным связующим. При полимеризации эпоксидного связующего композиционный материал формируется на древесине

соединяемых элементов одновременно с образованием адгезионных связей на границе «КМ-древесина». КМ в составе деревянной конструкции представляет собой многослойный стеклопластик, каждый слой в котором армирован стекловолокном в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Направление армирования определяется направлением раскладки стеклоткани на конструкции, когда направление «основы» ткани совпадает с направлением сдвигающего усилия в шве сплачивания и с направлением волокон соединяемых деревянных элементов.

2.8. Конструирование и расчёт соединений с применением КМ

Основные положения расчета распространяются на деревянные несущие и ограждающие конструкции, цельнодеревянные и клееные с соединениями основных деревянных элементов на композиционном материале из эпоксидной матрицы и стеклоткани (КМ-соединениями) для новых и реконструируемых объектов. КМ-соединения могут быть выполнены внешним нанесением композиционного материала на боковые поверхности соединяемых элементов (соединение «КМ-обклейка») и установкой композиционного материала в шов между контактными поверхностями соединяемых деревянных элементов (соединение «КМ-вкладыш»). Конструкция КМ-соединений представлена на рис. 2.8 и 2.9. КМ-соединения могут применяться для восстановления существующих деревянных конструкций и для создания новых деревянных конструкций составного сечения.

Существующие деревянные конструкции на момент восстановления должны иметь физический износ не более 50% и уровень технического состояния не ниже, чем «Ограниченно работоспособное состояние» в соответствии ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния». Новые ДК составного сечения на КМ-соединениях ограничены длиной для цельной древесины 6 м, а из клееной - 9 м.

Деревянные элементы новых несущих конструкций на КМ-соединениях из цельной древесины следует принимать из древесины сосны и ели 1-го и 2-го

сорта. Качество древесины, должно соответствовать требованиям ГОСТ 8486, ГОСТ 2695, ГОСТ 9462, ГОСТ 9463, а также дополнительным требованиям, указанным в СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции», Приложение Б.

Прочность древесины соответствующих сортов (классов) должна быть не ниже нормативных сопротивлений, приведенных в СП 64.13330.2017 Приложение В. Влажность древесины элементов, предназначенных для нанесения композиционного материала, должна составлять $12\pm 3\%$.

Композиционный материал формируется непосредственно на конструкции или на отдельных элементах и создается на основе эпоксидной матрицы, армированной стеклотканью. Состав эпоксидной полимерной матрицы представлен в табл. 2.2. В качестве армирующей компоненты принята стеклоткань Т-13 по ГОСТ 19170-2001 для которой нить вырабатывается из алюмоборосиликатного стекла типа «Е», толщина ткани $0,27\pm 0,04$ мм.

Композиционный материал, одновременно с формированием соединения, получают послойной выкладкой - внешней на боковых поверхностях (соединение «КМ-обклейка») или внутренней на смежных поверхностях (соединение «КМ-вкладыш») соединяемых деревянных элементов — нескольких слоев стеклоткани, пропитанной эпоксидным связующим. В результате полимеризации эпоксидного связующего композиционный материал формируется на древесине соединяемых элементов одновременно с образованием адгезионных связей на границе КМ-древесина.

Таблица 2.2

Состав и характеристики эпоксидной матрицы

Компоненты	ГОСТ, ТУ	Масс. частей	Температура полимеризации	Технологическая жизнеспособность ($t=25^{\circ}\text{C}$), мин
Смола ЭД-20	ГОСТ 10587	100	Не ниже 18°C	30
Отвердитель ПЭПА	ТУ 6-02-594-80	10÷15		
Пластификатор ДБФ	ГОСТ 8728	5÷10		

Композиционный материал в составе деревянной конструкции представляет собой стеклопластик проектной толщины, армированный в двух взаимно перпендикулярных направлениях стеклотканью полотняного переплетения.

Расчетные сопротивления древесины принимаются в соответствии с табл. 2.3 СП 64.13330.2017. Расчетные сопротивления деревянных элементов, находящихся в эксплуатации и предназначенных к восстановлению с применением КМ-соединений, принимаются и назначаются в зависимости от состояния древесины в соответствии с ГОСТ 31937-2011. Величину $R_{ск}$ в МПа следует принимать по табл. 3 СП 64.13330.2017, равным $R_{ск} = 2,1$ МПа. Прочностные характеристики композиционного материала на основе эпоксидной матрицы состава по табл. 1 и стеклоткани Т-13 должны быть не ниже значений нормативных и временных сопротивлений, указанных в табл. 2.3.

Расчет соединений «КМ-обклейка». Расчетная несущая способность на один срез соединения «КМ-обклейка» (рис.2.8):

$$[T_{PHC\ KM}] = R_{KM\ cдв} \times L_{KM} \times t_{KM} \quad (2.1)$$

где, $R_{KM\ cдв}$ - расчетное сопротивление КМ-соединения сдвигу:

$$R_{KM\ cдв} == R_{cдв} / (\gamma_m \times \gamma_{ce} \times \gamma_{mn}) \quad (2.2)$$

$$R_{cдв} = 20 \text{ МПа} = 2 \text{ кН/см}^2;$$

$\gamma_m = 1,2$ - коэффициент надежности по материалу в соединении «КМ-обклейка»;

$\gamma_{ce} = 1,8$ - коэффициент условия работы материала в соединении;

$\gamma_{mn} = 1,4$ - коэффициент надежности по способу изготовления соединения для ручного формования композиционного материала в условиях стройплощадки,

$\gamma_{mn} = 1,1$ - в условиях организованного производства, ($\gamma_m, \gamma_{ce}, \gamma_{mn}$ - по данным);

$L_{KM} = L_0 - 2 \times 50$ мм - расчетная длина КМ-обклейки (рис.2.8);

t_{KM} - толщина КМ-обклейки.

Расчетную длину КМ-обклейки принимать на 2×50 мм меньше фактической длины обклейки L_0 на расчетном шве: $L_{KM} = L_0 - 2 \times 50$ мм. Длину КМ-обклейки L_0 при восстановлении существующего деревянного элемента назначают в соответствии с размерами восстанавливаемого участка на деревянной конструкции (рис. 2.8, а). Длину КМ-обклейки L_0 при разработке

нового деревянного элемента составного сечения назначают не менее 1/4 пролета создаваемого элемента (рис. 2.8.б). Толщину композиционного материала t_{KM} в соединении следует назначать в интервале значений:

$$t_{KM} = 0,025 \times h_1 (h_{min} / h_1), \text{ мм},$$

$$t_{KM} = 0,052 \times (b/2) \times (h_{min}/h_1) 3, \text{ мм},$$

где h_1 - ширина обклеиваемой поверхности одной ветви составного элемента;

h_{min} - наименьшая высота поперечного сечения одной ветви составного деревянного элемента, мм; b - ширина одной ветви составного элемента, мм.

Таблица 2.3

Нормативные сопротивления R^H (с обеспеченностью 0,95), средние значения временных сопротивлений R^{BP} , модули упругости композиционного материала

Вид напряженного состояния	R^H , МПа (кгс/см ²)	R^{BP} , МПа (кгс/см ²)
1. Изгиб	155,4 (1550)	178,9 (1780)
2. Сжатие вдоль волокон	63,8 (630)	78,44(780)
3. Растяжение вдоль волокон	145,3 (1450)	181,4 (1800)
4. Межслойное скалывание	11,65 (116)	14,85 (148)
5. Модуль упругости при изгибе		12460
6. Модуль упругости при сжатии		12730
7. Модуль упругости при растяжении		12785

Несущая способность соединения считается обеспеченной, если выполняется условие:

$$[T_{PHC KM}] \geq 1.5 \times (M_B - A) \times S_{6p} \times n_{cp} / I_{6p} \quad (2.3)$$

где M_A , M_B - изгибающие моменты в начальном и конечном сечениях расчетного участка конструкции с однозначной эпюрой поперечных сил;

S_{6p} - статический момент сдвигаемой части сечения элемента относительно

нейтральной оси. $S_{бр} = b \times h^2 / 8$ - для сечения прямоугольной формы с размерами $b \times h$, когда трещина делит сечение на 2 равные части;

$I_{бр} = b \times h^3 / 12$ - момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси;

$n_{ср}$ - количество расчетных срезов соединения «КМ-обклейка» на восстанавливаемом участке; 1,5 - коэффициент (СП 64.13330.2017, п.7.11).

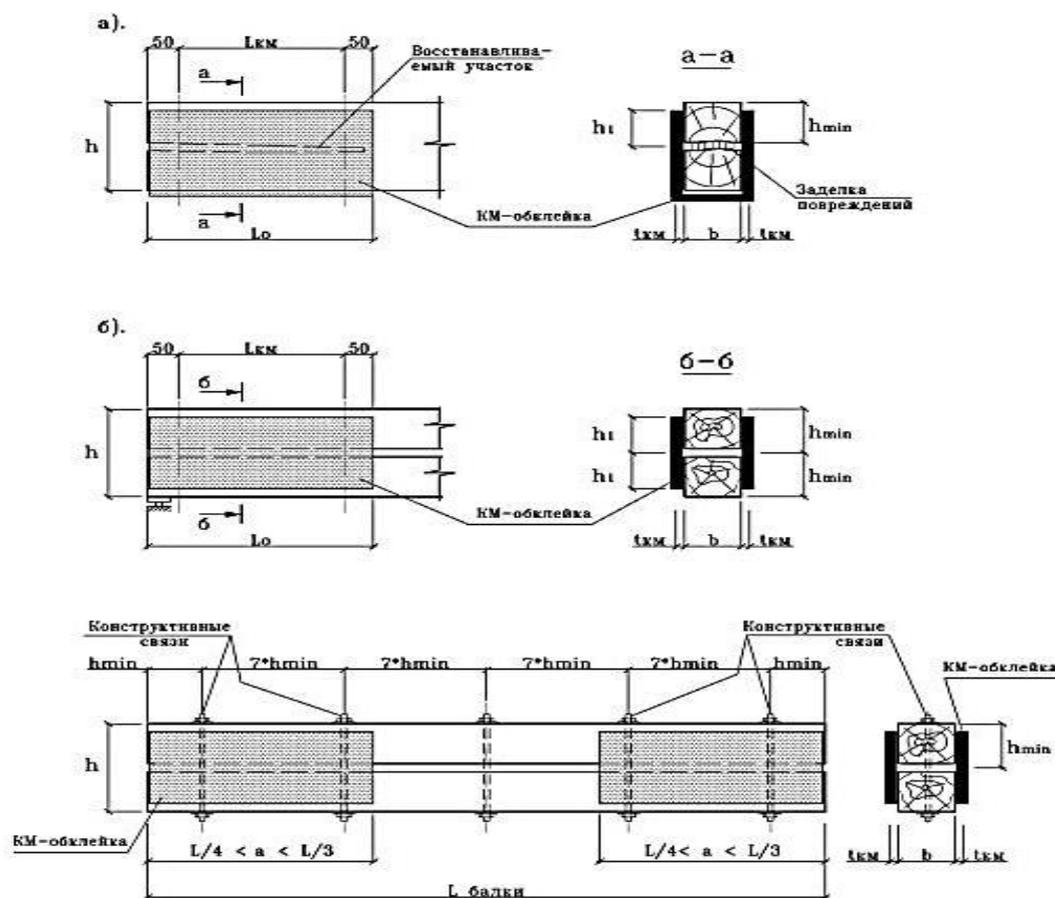


Рис. 2.8. Расчетная схема соединения «КМ-обклейка»: а — при восстановлении существующих деревянных конструкций; б — при создании новых деревянных конструкций составного сечения

Расчет соединений «КМ-вкладыш». Расчетная несущая способность соединения «КМ-вкладыш» (рис. 2.9)

$$[[T_{PHC\text{ ВКЛ}}]] = R_{KM\text{ ВКЛ}} \times L_{ВКЛ} \times b_{ВКЛ} \quad (2.4)$$

где $R_{KM\text{ВКЛ}}$ - расчетное сопротивление соединения КМ-вкладыш сдвигу;

$$\begin{aligned} R_{KM\text{ВКЛ}} &= R_{СК} / (\gamma_m \times \gamma_{ce} \times \gamma_{mn}) R_{СК} = \\ &= 2,1 \text{ МПа} = 0,21 \text{ кН/см}^2; \end{aligned}$$

$\gamma_m = 1,1$ - коэффициент надежности по материалу в соединении «КМ-вкладыш»;

$\gamma_{ce} = 1,4$ - коэффициент условия работы материала в соединении «КМ-вкладыш»;

$\gamma_{mn} = 1,4$ - коэффициент надежности по способу изготовления соединения для ручного формования композиционного материала в условиях стройплощадки, $\gamma_{mn} = 1,1$ - то же, в условиях организованного производства, ($\gamma_m, \gamma_{ce}, \gamma_{mn}$ - по данным);

$L_{\text{вкл}}$ - расчетная длина композиционного материала в соединении КМ-вкладыш (см. рис 7.6). Расчетную длину материала в соединении КМ-вкладыш принимать на 2×50 мм меньше рабочей длины L_0 материала в расчетном шве: $L_{\text{вкл}} = L_0 - 2 \times 50 \text{ мм}$;

$b_{\text{вкл}}$ - ширина полосы КМ-вкладыш в соединении.

Рабочую длину соединения КМ-вкладыш L_0 при разработке нового деревянного элемента составного сечения назначать не менее $1/4$ пролета создаваемого элемента (рис. 2.9.б).

Несущая способность соединения считается обеспеченной, если выполняется условие

$$[T_{\text{PHC ВКЛ}}] \geq 1,5 \times (M_B - M_A) \times S_{\text{бр}} / I_{\text{бр}} \quad (2.5)$$

где $M_A, M_B, S_{\text{бр}}, I_{\text{бр}}$ — см. формулу (2).

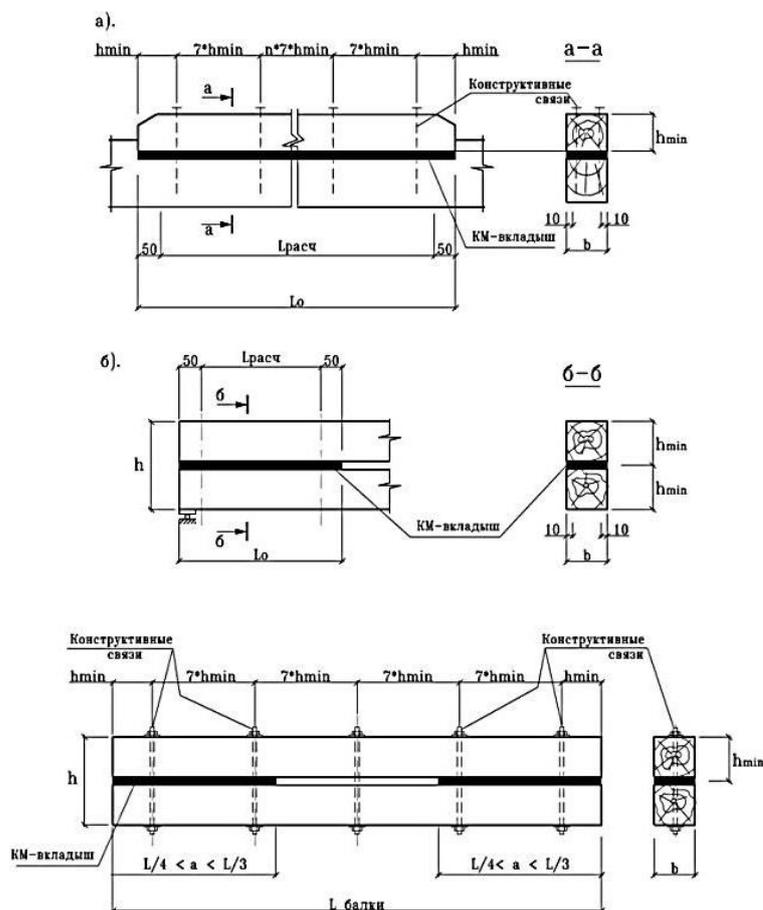
В соединениях «КМ-обклейка» при создании деревянных элементов составного сечения, в соединении «КМ-вкладыш» обязательной является постановка конструктивных механических связей (рис. 2.8, 2.9). Связи в швах следует расставлять равномерно по длине шва с шагом связей не более семи минимальных толщин ветви составного элемента $l_1 \leq 7 h_0$. При расположении шва в сжатой зоне связи могут быть выполнены в виде гвоздей, диаметр которых следует принимать не более $0,1$ минимальной толщины соединяемых элементов. При расположении шва в растянутой зоне, при создании деревянных элементов составного сечения связи должны быть выполнены в виде стяжных болтов, шпилек или клеенных стержней периодического профиля с гайками и

шайбами. Диаметр связей - от 12 мм до 24 мм. Материал - сталь С235 по ГОСТ 27772-88*, арматура класса А240, А300 и А400 по ГОСТ 5781. Квадратные шайбы для стяжных болтов и шпилек диаметром d должны быть не менее следующих типоразмеров, мм:

Таблица 2.4

Размеры шайб стяжных болтов

d	12	16	20	24
$t_{\text{шайбы}}$	4	4	5	7
$a \times b$	45×45	55×55	70×70	90×90



. Рис. 2.9. Расчетная схема соединения «КМ-вкладыш»:
 а — при восстановлении существующих деревянных конструкций;
 б — при создании новых деревянных конструкций составного сечения

Расчет деревянных изгибаемых элементов составного сечения на соединениях «КМ-обклейка» и «КМ-вкладыш», обеспеченных от потери устойчивости плоской формы деформирования, на прочность по нормальным

напряжениям следует выполнять согласно требованиям СП 64.13330.2017.

Прогибы расчетные деревянных изгибаемых элементов составного сечения на соединениях «КМ-обклейка» и «КМ-вкладыш» не должны превышать предельных значений f_U , установленных действующими нормами:

$$f_{\text{расч}} = f/K_{\text{ж}} \leq f_U \quad (2.6)$$

где $K_{\text{ж}}$ - коэффициент по табл. 3; f - расчетный прогиб изгибаемого элемента вычисляется по СП 64.13330.2017.

Значения коэффициентов k и c для основных расчетных схем балок приведены в таблице Е.4 приложения Е СП 64.13330.2017.

Таблица 2.5

Коэффициенты K_W и $K_{\text{ж}}$
для расчета деревянных двухслойных элементов составного сечения на
соединениях «КМ-обклейка» и «КМ-вкладыш»

Вид соединения	Коэффициент	Пролет элемента, м		
		3	6	9
«КМ- вкладыш»	K_W	0,98	0,985	0,99
	$K_{\text{ж}}$	0,92	0,94	0,96
«КМ- обклейка»	K_W	0,94	0,95	0,975
	$K_{\text{ж}}$	0,9	0,9	0,94

Для промежуточных значений пролета коэффициенты K_W и $K_{\text{ж}}$ определять по интерполяции. В конструкциях, для которых постоянные и временные длительные нагрузки превышают 80% от полной нагрузки, прогиб элементов следует определять, принимая жесткость сечения равной $0,71 EI$.

2.9. Соединения на клеенных стержнях, расположенных вдоль и поперек к волокнам. Использование наклонных стержней для решения узловых сопряжений клееных деревянных конструкций. Конструирование и расчет соединений на клеенных стержнях

Клеенные арматурные стержни находят различное применение. Это узлы в плоских и пространственных конструкциях – сопряжения опорных и ключевых узлов в арках, рамах, а также поясов и решёток в фермах.

Устройство жёстких равнопрочных стыков сборных изгибаемых, растянутых, сжато-изгибаемых, растянуто-изгибаемых элементов. Восприятие нормальных сжимающих усилий поперёк и под углом к волокнам в опорных зонах и местах приложения сосредоточенных нагрузок. Анкеровка закладных деталей, воспринимающих усилия разных направлений.

Такие соединения локализуют главные растягивающие напряжения в приопорных зонах конструкций и в зоне приложения сосредоточенных нагрузок. Они позволяют увеличить несущую способность зон конструкций, в которых действуют нормальные растягивающие напряжения поперёк волокон и касательные напряжения; сплачивают ДК, поперечное сечение которых состоит из двух и более элементов. Наклонно вклеенные стержни в качестве связей сдвига составных ДК, в том числе для комбинированных конструкций с деревянными балками и железобетонной плитой. Поперечное и наклонное армирование КДК повышает их сдвиговую надёжность, в том числе при переменном температурно-влажностном режиме эксплуатации.

Принципиальные схемы соединений в узлах и стыках элементов для различных напряжённо-деформированных состояний даны на рис. 2.10.

Стержни, вклеенные под углом к волокнам менее чем 20° , рассматриваются как вклеенные вдоль волокон, при большем угле – как вклеенные под углом к волокнам. Вклеенные поперёк волокон стержни являются частным случаем стержней, вклеенных под углом к волокнам.

Соединения на стержнях, вклеенных вдоль волокон древесины, допускаются только в комбинации с поперечно или наклонно вклеенными стержнями. Стержни вклеиваются в круглые отверстия или прямоугольные пазы на боковых гранях, заглублённых на 2 диаметра стержня d , но не менее чем на 25 мм. Расчётную несущую способность, вклеиваемого стержня на выдёргивание или продавливание вдоль и поперёк волокон в растянутых и сжатых стыках элементов деревянных конструкций из сосны и ели следует определять в соответствии с рекомендациями п.п. 8.34...8.53 СП 64.13330.2017.

При проектировании стыков или узлов конструкций необходимо учитывать

особенности конструктивной схемы. Принципиально различаются конструктивные варианты сжатой и растянутой зон стыков сжато-изгибаемых элементов ломаного сечения, например, в карнизных узлах рам.

Наклонно вклеенные стержни располагаются в соединениях таким образом, чтобы в них возникали (в основном) растягивающие усилия. Возникающие при этом (от разложения сил) сжимающие усилия должны передаваться на древесину соединительными жёсткими пластинами или специально вклеенными стержнями с соответствующей проверкой расчётом.

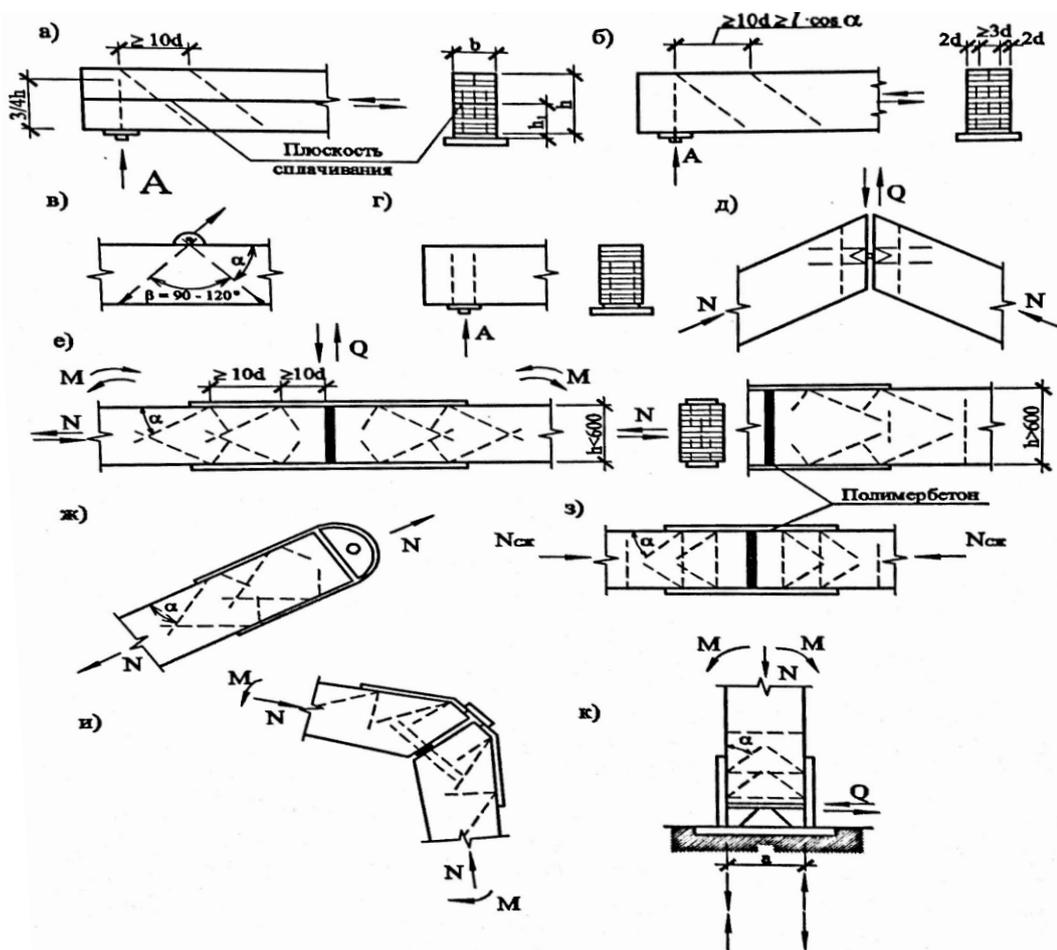


Рис. 2.10. Области применения вклеенных стержней.

А-опорная реакция от расчётной нагрузки; а-в виде связей составных элементов; б-для повышения сдвиговой прочности клееной балки; в-для анкеровки закладных деталей; г,д – в опорных и других узлах конструкций; е-схема симметричного универсального жёсткого стыка элементов сечением более 500 и менее 600; ж- для растянутых элементов; з- для сжатых стыков с полимербетоном; и – для полигональных элементов, несимметричная схема (карниз рамы); к- для узла защемления стоек

Податливость соединений на наклонно вклеенных стержнях составляет 0,001 мм/кН. Стыки и узлы сжато-, растянуто-изгибаемых, изгибаемых и

растянутых элементов сборных конструкций должны проверяться расчётом и обеспечивать восприятие перерезывающих сил, а также усилий, возникающих при сборке, кантовке, перевозке, складировании и монтаже.

2.10. Технология устройства узлов с клееными стержнями

Процесс клеивания стержней производится только на предприятиях со специально обученным персоналом и лицами, непосредственно допущенными к этой операции приказом по предприятию. Эти работы оформляют актом на освидетельствование скрытых работ, подписанным руководителем отдела технического контроля (ОТК), исполнителем и технологом. Процесс возможен только в заводских условиях, при положительной температуре, влажности древесины не более 15% и в защищенных от увлажнения помещениях.

Для клеивания используют клеи на базе эпоксидных смол ЭД-20 по ГОСТ 10587. В качестве наполнителя используют кварц, молотый марки Б по ГОСТ 9077 или портландцемент класса прочности не ниже 32,5 по ГОСТ 31108.

В качестве металлических стержней применяют арматуру периодического профиля классов А300, А400, А500 и А600 по ГОСТ 5781-82. Если предполагаются сварка или гнутьё, то термически упрочнённая арматура не допускается. Стержни должны быть без заусенцев, очищены от окалины, ржавчины, грязи, краски, обезжирены и не иметь прогиб по длине.

Сверление отверстий производят после разметки осей стержней на боковой поверхности; определяют порядок сверления, чтобы отверстия не привели к утечке клея или образованию сообщающих полостей. Проводить сверление можно только с одной грани, обеспечивая наклон отверстий к горизонту не менее 20°; диаметр отверстий должен быть больше наружного диаметра стержней на 3-4 мм; минимальное расстояние до боковой плоскости от края отверстия должно быть не менее 25 мм при глубине отверстия не более 700 мм и не менее 30 мм при большей глубине; при сверлении отверстий следует использовать кондукторы, конструкцию которых разрабатывает завод-изготовитель совместно с проектировщиками.

Отверстие после сверления прочищать от опилок; использовать ручные

дрели мощностью не менее 600 Вт с двумя ручками; стержни должны свободно входить в отверстия и занимать проектное положение. Для этого они проверяются пробным погружением насухо; стержни не должны быть загрязнены маслами, быть влажными или покрытыми ржавчиной. Для очистки использовать щетки, пескоструйный аппарат и ацетон; перед вклеиванием температура стержней должна быть не ниже 18⁰-20⁰С. Для облегчения погружения подогревают стержни до температуры от 30⁰ до 40⁰С.

Приготовление клея начинается с проверки компонентов по проекту; клей следует готовить при температуре воздуха в помещении и компонентов клея в пределах от 16⁰ до 25⁰С. Время с момента смешивания отвердителя и смолы не должно превышать времени рабочей жизнеспособности клея; для повышения жизнеспособности клей следует охлаждать; одновременно следует готовить не более 2,5 кг клея; время перемешивания клея: от 3 до 4 мин – вручную, от 2 до 3 мин – при механическом перемешивании до однородной массы.

Качество компонентов перед приготовлением клея тестируют путем изготовления контрольных образцов клея в объеме от 20 до 50 г с отверждением при повышенной температуре (не более 30⁰С) для активизации процесса; при определении объема клея (не более 1...2 кг) для приготовления следует проводить соответствующие расчеты с учетом времени, потраченного на все операции: заполнение отверстий клеем, погружение стержней.

Вклеенные стержни не менее 10...12 часов должны находиться в состоянии покоя при температуре плюс 18⁰С; после выдержки соединения можно перемещать, кантовать, но не допускается их нагружение; нагружать соединение усилием, равным 70% расчётной нагрузки, допускается после 3 суток выдержки; испытания контрольных соединений проводят не ранее чем через 3 суток отверждения при температуре воздуха 18⁰С.

Контроль качества соединений включает: контроль отверстий и влажности древесины; правильность разметки; соответствие параметров соединений проекту; соответствие класса арматуры проекту; соответствие качества поверхности стержней; контроль качества компонентов клея; контроль

жизнеспособности клея; контроль условий производства работ; контроль последовательности сверления отверстий и клеивания; наличие ёмкостей объёмом на одно соединение для заполнения отверстий клеем; контроль полноты заполнения отверстий клеем; активирование соединений с «голодным» клеиванием и меры по устранению его причин; отметки в журналах работ по технологическому процессу. Контрольные испытания образцов на продавливание выполняют в соответствии с разд. 7 ГОСТ Р 56710-2015.

2.11. Оформление проектной документации на проектные решения по усилению деревянных конструкций

Проект производства работ (ППР) – основной документ в системе организационно – технологической подготовки строительных работ по усилению деревянных конструкций, который выполняется в полном объёме.

В состав ППР входят: стройгенплан; календарный план работ по объекту; технологическая карта на демонтаж конструкций в зоне работ по усилению несущих конструкций; график и схемы движения машин и грузоподъёмных механизмов, с ведомостью этих механизмов; рабочая документация на временное усиление смежных конструкций в зоне усиливаемых конструкций. Дальнейший демонтаж временного усиления после окончания работ по усилению несущих конструкций и завершению всех работ по обеспечению общей устойчивости реконструируемого здания; рабочая документация по усилению элементов несущих деревянных конструкций; первоначальная рабочая документация, разработанная для строительства, которая используется для завершения работ после усиления конструкций.

Работы по разработке ППР, выполняется генпроектировщиком.

ППР должна быть снабжена пояснительной запиской, в которой должны быть отражены: последовательность демонтажа конструкций с предварительной разгрузкой покрытий от временных и случайных нагрузок; зоны усиления конструкций и дальнейшего их восстановления после усиления; мероприятия, обеспечивающие приведение усиливаемых конструкций в первоначальное положение с помощью временных опор; пространственную

неизменяемость конструкций и частей здания, смежных с зоной усиления; мероприятия по технике безопасности и охране труда. ППР должен быть согласован с заказчиком, а также с проектной организацией.

Тема 2. Металлические конструкции

Глава 3. Висячие покрытия

Лекция 5

3.1. Общая характеристика

Одним из рациональных решений проблемы большепролетных покрытий является применение конструкций висячего типа, в которых основные несущие, наиболее нагруженные элементы, работают на растяжение и могут быть выполнены из высокопрочных материалов, что позволяет существенно снизить массу покрытия, а следовательно, и расходы на нижележащие опорные конструкции: колонны, фундаменты и т.д.

Несущие элементы покрытий висячего типа чаще всего выполняются из гибких или жестких нитей - вант. Такие покрытия называются вантовыми. Ванты могут быть выполнены из прокатных профилей (швеллера, двутавра), круглых арматурных стержней, пучков и прядей из высокопрочной проволоки, стальных спиральных канатов - тросов. Кроме того, висячие покрытия можно создать из тонких металлических листов. В этом случае покрытие представляет собой тонкостенную оболочку или мембрану. Мембранные оболочки работают в двух направлениях и, кроме того, в отличие от вантовых сетей могут воспринимать сдвигающие усилия.

Покрытия висячего типа могут состоять не только из элементов, работающих на растяжение, но включать в себя и жесткие элементы, воспринимающие усилия сжатия и изгиба. Такие покрытия принято называть комбинированными.

В висячих покрытиях несущие пролётные конструкции работают на растяжение. При работе на растяжения полностью используются прочностные свойства металла. Полное использование прочностных свойств металла создаёт предпосылки для проектирования наиболее экономичных по расходу металла покрытий. В таких конструкциях весьма эффективно применение высокопрочной стали. Ими можно перекрывать пролеты до 500 м. Они менее трудоемки при возведении по сравнению с другими пространственными конструкциями.

В качестве основных несущих конструкций, перекрывающих пролет, в висячих покрытиях используются :

- гибкие ванты – стальные канаты или тросы;
- мембраны из металлических тонких листов;
- жесткие ванты - из прокатных или составных профилей.

Висячие покрытия являются пространственными конструкциями, срединная поверхность которых имеет вогнутую формы в ортогональных направлениях (оболочка положительной Гауссовой кривизны) или вогнутую в одном и выпуклую в перпендикулярном направлении (оболочка отрицательной Гауссовой кривизны).

Висячие конструкции характеризуются повышенной деформативностью из-за зависимости их очертания от распределения нагрузки по пролету. Висячие покрытия являются также распорными системами, т.е. от вертикальной нагрузки возникают горизонтальные опорные реакции, что вызывает необходимость устройства специальных конструкций.

При проектировании висячих покрытий следует учитывать особенности работы таких систем – возникновение распора и необходимость стабилизации покрытия.

Эффективное восприятие распора оказывает значительное влияние на материалоемкость покрытия. Для восприятия распора используются несколько способов: оттяжки (рис.3.1), замкнутый опорный контур (рис.3.2), примыкающие к покрытию каркасов различного типа (рис.3.3), мощные арки, опирающиеся на фундаменты (рис.3.4).

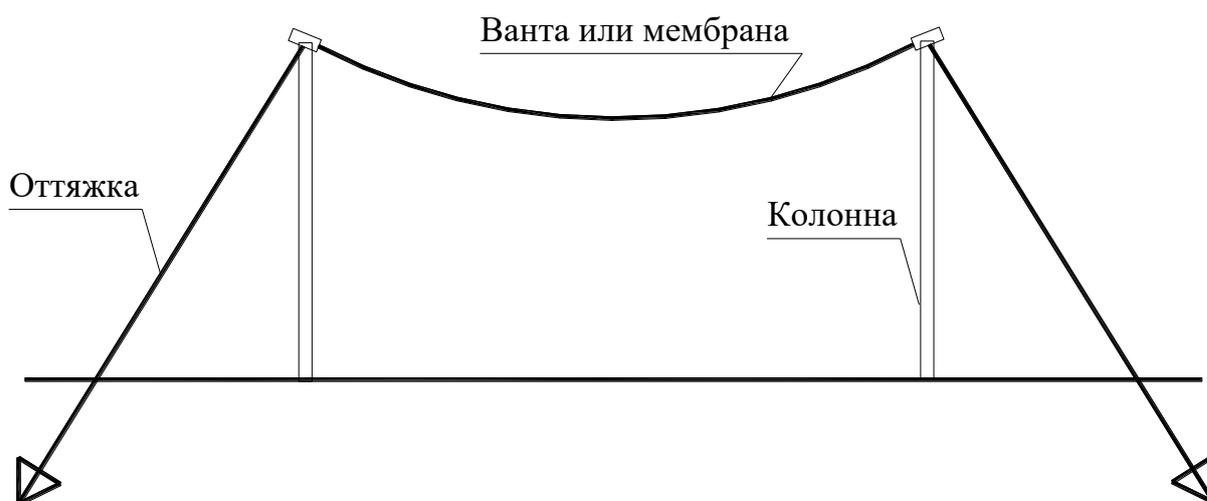


Рис.3.1. Использование оттяжки для восприятия распора

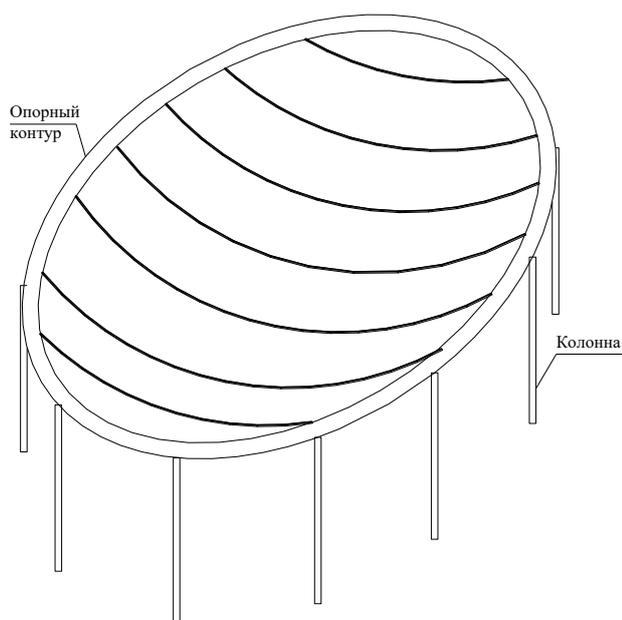


Рис.3.2. Использование замкнутого опорного контура

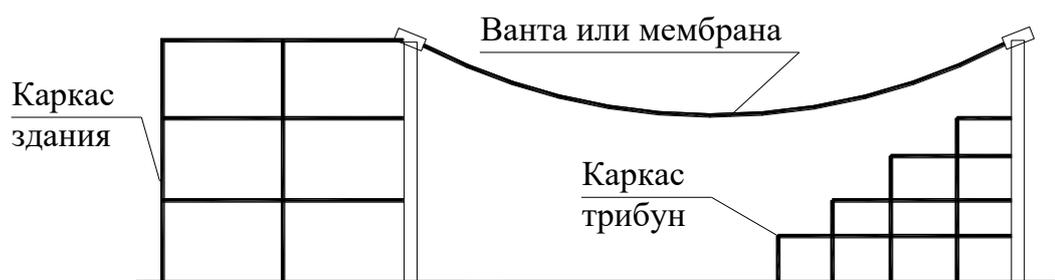


Рис.3.3. Использование для восприятия распора примыкающих к покрытию каркасов или рам



Рис.3.4. Использование для восприятия распора арок, опирающихся на фундаменты

Использование для восприятия распора оттяжек требует дополнительного свободного пространства рядом со зданием. Замкнутый опорный контур в этом случае оказывается наиболее эффективным, но он может быть использован

только на круглом или овальном плане здания. Применение каркасов или рам возможно в зданиях, где они предусмотрены функциональными требованиями, например, трибуны на стадионах.

Расход металла и стоимость конструкций, воспринимающих распор очень велики, поэтому выбор рациональных конструктивных решений этих конструкций очень важен при проектировании висячих покрытий.

Высокая деформативность объясняется использованием в висячих покрытиях гибких тросов и канатов. Очертания таких конструкций зависит от вида и места приложения действующей нагрузки. При равномерной нагрузке по длине висячей конструкции усилия и величина прогиба будут меняться без изменения очертания пролётной конструкции. При неравномерной нагрузке или изменении места приложения сосредоточенной нагрузки в висячей конструкции будут меняться не только усилия и величина прогиба, но и очертание конструкции, то есть возникают кинематические перемещения (рис.3.5). При этом кинематические перемещения при суммарно меньшей нагрузке, распределённой на части пролёта, могут значительно превышать перемещения от нагрузки, распределённой на всём пролёте.

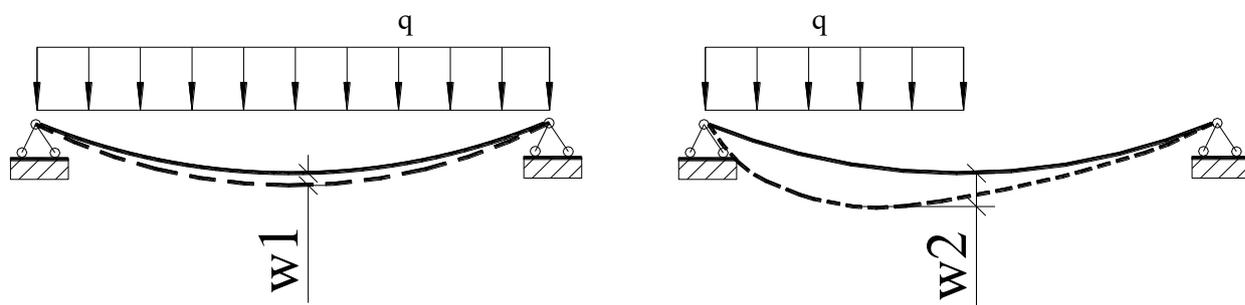


Рис.3.5. Кинематические перемещения ванты

Большие прогибы пролётной конструкции могут привести к повреждению кровли, что необходимо учитывать при проектировании висячих покрытий. Для уменьшения кинематических перемещений используются следующие конструктивные мероприятия:

- увеличение постоянной нагрузки на покрытие, например, использование железобетонных настилов, которое кроме уменьшения кинематических перемещений приводит к компенсации ветрового отсоса;
- применение висячих конструкций, обладающих собственной изгибной жесткостью;
- использование дополнительных стабилизирующих гибких конструкций, в

том числе, и с предварительным натяжением.

В зависимости от конструктивных и статических особенностей основной пролетной конструкции различают следующие виды висячих покрытий:

1. Вантовые конструкции;
2. Висячие фермы и балки;
3. Вантовые сети;
4. Мембранные конструкции;
5. Подвесные системы.

3.2. Вантовые конструкции

Вантовые покрытия могут быть с параллельными и радиальными вантами, а также однопоясными и двухпоясными.

Покрытия с параллельными вантами применяются в зданиях с прямоугольным планом. Для восприятия распора в таких покрытиях часто используются оттяжки или рамы (рис.3.6), а для стабилизации покрытия увеличивается собственный вес за счёт применения железобетонных плит покрытия и предварительное напряжение вант. Предварительное напряжение создается за счёт пригруза покрытия во время монтажа плит, стыки которых замоноличиваются. После набора прочности бетона замоноличивания пригруз снимается, растяжение в вантах воспринимается сжатием в образовавшейся железобетонной оболочке (которую иногда называют висячей оболочкой).

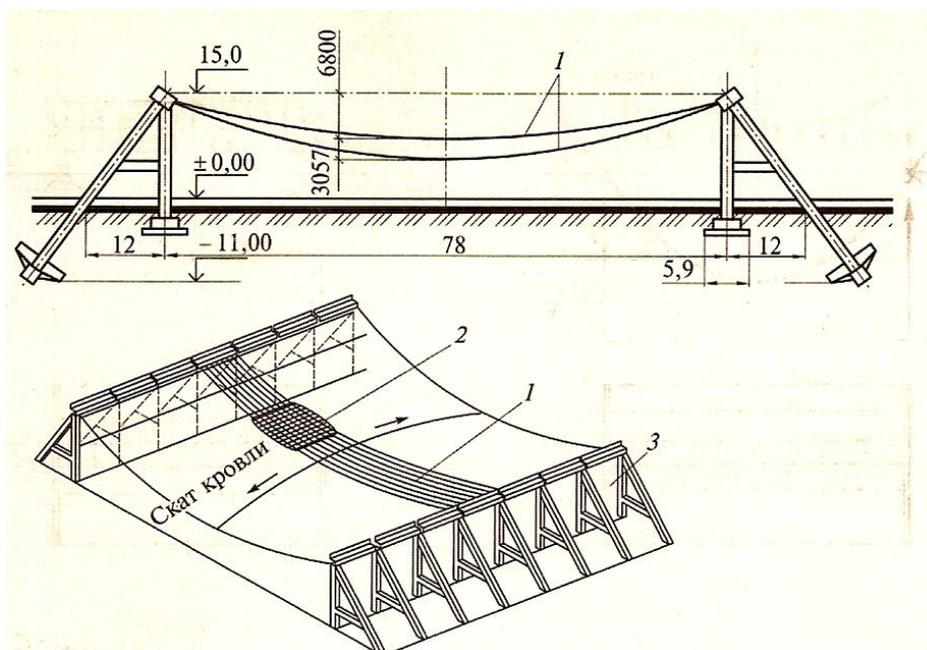


Рис.3.6. Покрытие с параллельными вантами

Покрытия с радиальными вантами применяются в зданиях с круглым или овальным планом. В покрытиях с радиальными вантами распор воспринимается замкнутым опорным контуром (рис.3.7). Использование замкнутого опорного контура исключает передачу распорных усилий на колонны.

Двухпоясные вантовые покрытия образуются комплексом парных несущих и стабилизирующих гибких вант из стальных канатов. Несущие ванты характеризуются выгибом вниз, а стабилизирующие ванты имеют выгиб вверх. Каждую пару таких вант располагают в одной вертикальной плоскости, что создает двухпоясную систему в вантовом покрытии (рис.3.8). Наличие второй группы вант позволяет стабилизировать покрытие и, тем самым, воспринимать ветровой отсос. Натяжение стабилизирующих вант создает в несущих вантах предварительное напряжение, величина которого выбирается так, чтобы при действии любой временной нагрузки усилия в вантах не становились сжимающими. Важным преимуществом таких систем является использование лёгкой кровли.

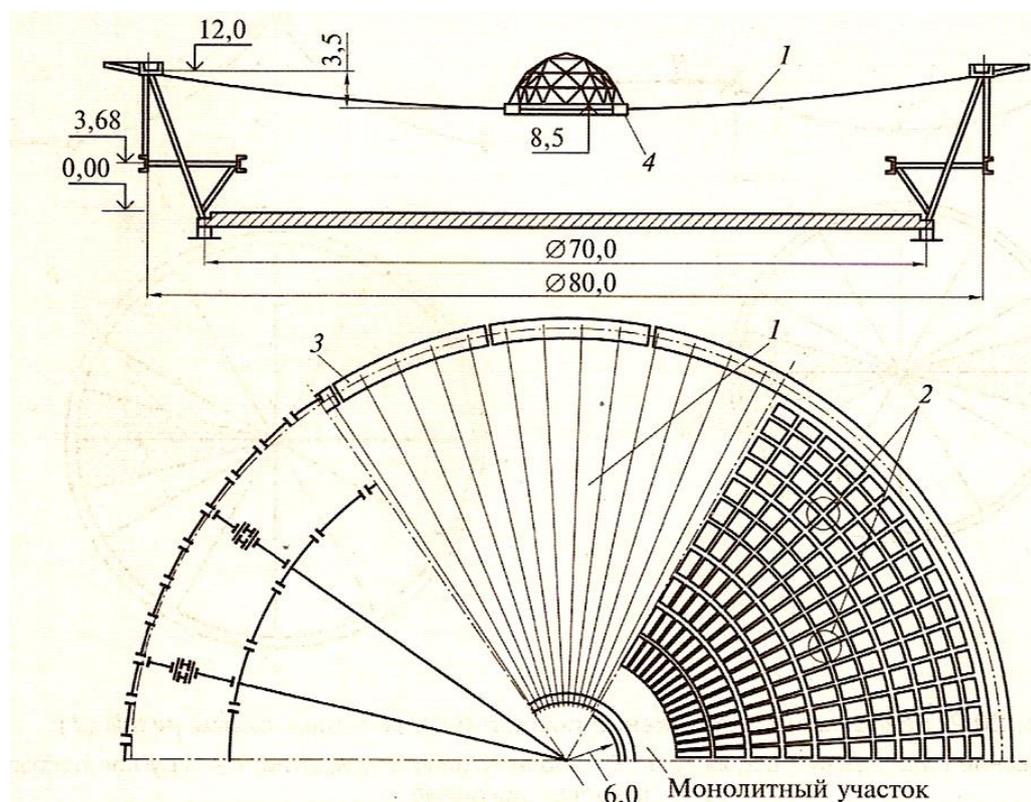


Рис.3.7. Покрытие с радиальными вантами

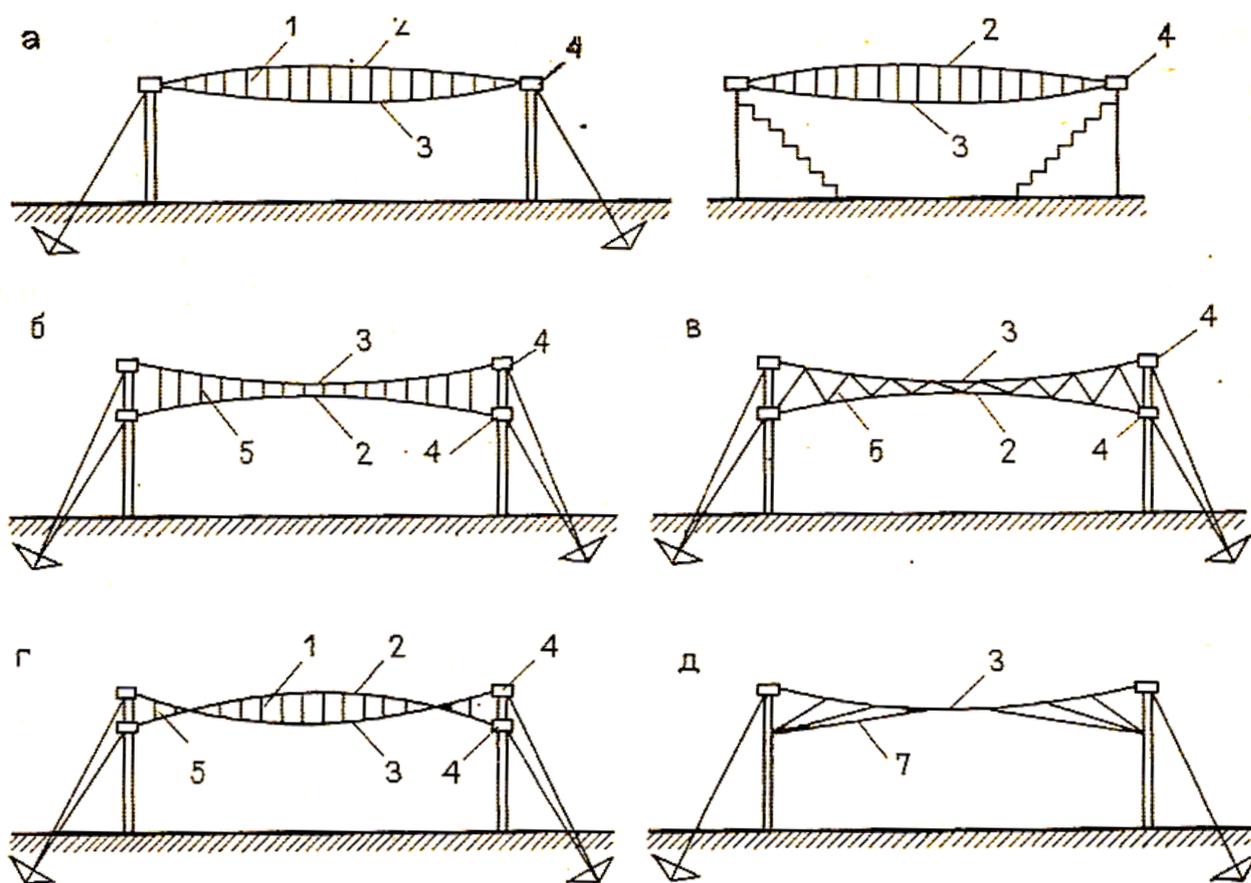


Рис.3.8. Двухпоясные вантовые покрытия

1 – распорки; 2 – стабилизирующие ванты; 3 – несущие ванты; 4 – опорное кольцо; 5 – растяжки; б – раскосы; 7 – затяжки.

3.3. Висячие фермы и балки

В этих покрытиях пролётные элементы покрытия выполняются из криволинейных балок или ферм, так называемых жестких вант. Эти несущие элементы работают не только на растяжение, но и на изгиб. Изгибная жёсткость способствует стабилизации покрытия и позволяет использовать лёгкую кровлю. Такая конструкция покрытия очень хорошо работает на неравномерную, сосредоточенную нагрузку и ветровой отсос.

В таких покрытиях между балками или фермами устраивают систему горизонтальных и вертикальных связей, которые препятствуют взаимным перемещениям ферм (рис.3.9).

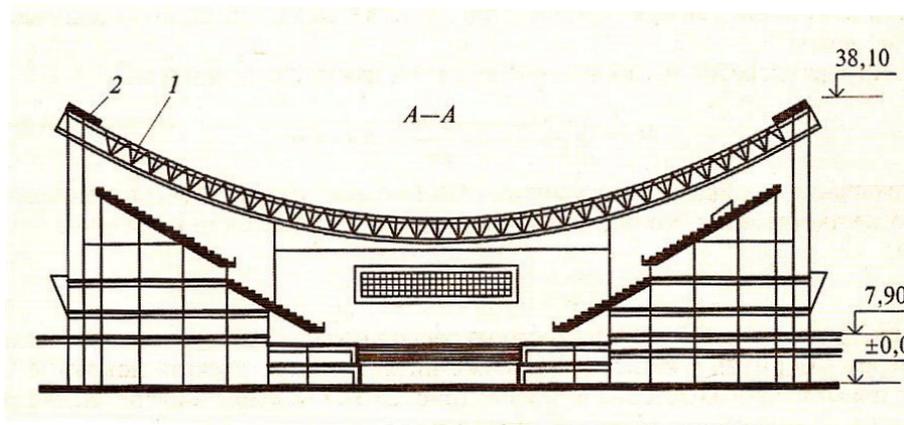
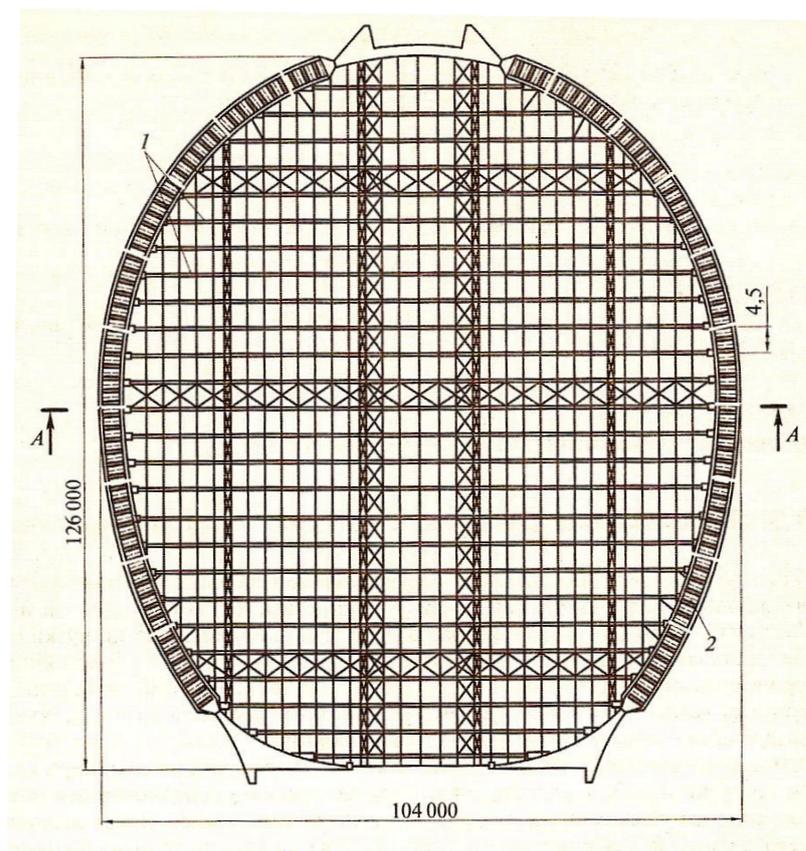


Рис.3.9. Покрытие с изгибно-жесткими вантами в виде ферм

3.4. Вантовые сети

Вантовые сети представляют собой систему, которая формируется ортогональными вантами. Покрытия с вантовыми сетями выполняются в основном как оболочки отрицательной гауссовой кривизны (выпукло-вогнутые).

В оболочках отрицательной кривизны ванты одного направления выгнуты вверх и выполняют стабилизирующую функцию, ванты другого направления выгнуты вниз и являются несущими. Такая конструкция покрытия обеспечивает малые кинематические перемещения при неравномерной нагрузке и восприятие

ветрового отсоса за счёт растяжения стабилизирующих вант. Оболочки отрицательной кривизны могут выполняться на круглом, овальном, прямоугольном или более сложных по очертанию планах (рис.3.10).

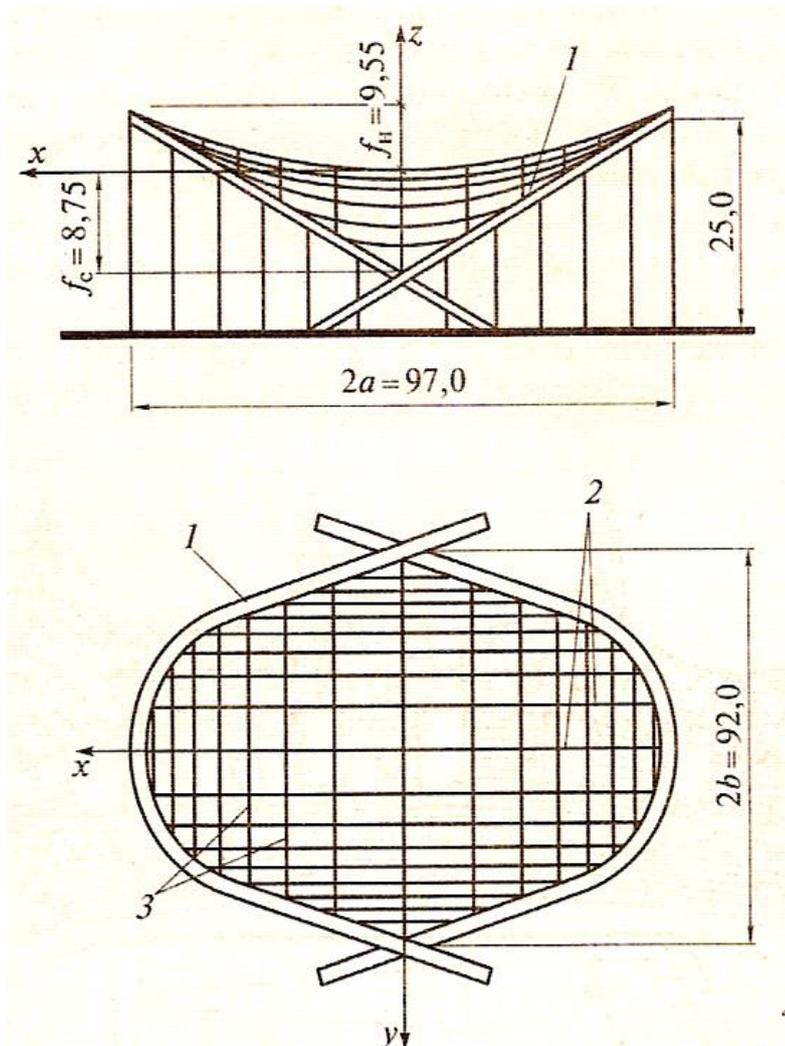


Рис.3.10. Покрытие в виде вантовой сети

1 – опорные орки; 2 – несущие ванты; 3 – стабилизирующие ванты.

Несущие ванты имеют вогнутое (провисающее) очертание и крепятся к опорному контуру (из наклонных арок). Поверх и поперек несущих вант размещают стабилизирующие ванты, имеющие выпуклое очертание, которые крепят к тому же опорному контуру. Стабилизирующие ванты подвергают предварительному натяжению, что делает покрытие из гибких вант нечувствительным к локальным и неравномерным нагрузкам (деформации минимальны).

3.5. Мембранные конструкции

В мембранных покрытиях пролетной конструкцией, перекрывающей пролет, служит безмоментная оболочка и листовая стали - мембрана. В них по

сравнению с другими висячими покрытиями совмещаются несущая и ограждающая функции. Мембранные покрытия могут иметь разную геометрическую форму: цилиндрические и конические оболочки (вогнутые, нулевой гауссовой кривизны), оболочки положительной гауссовой кривизны (двойко вогнутой), оболочки отрицательной гауссовой кривизны (выпукло-вогнутой). Мембраны прикрепляются к мощному опорному контуру, который работает преимущественно на сжатие.

Основной проблемой мембранных покрытий является стабилизация оболочки при неравномерных и локальных нагрузках, а также при ветровом воздействии (направленном вверх). Для стабилизации мембранной оболочки положительной гауссовой кривизны применяются пригрузы и жесткие ребра. В оболочках отрицательной гауссовой кривизны стабилизация формы осуществляется путем использования двухслойной мембраны.

Мембрана чаще всего выполняется из стали толщиной от 4 до 6 мм. Листы для мембраны сваривают на заводе в полотнища и доставляют на строительную площадку рулонами - раскроенными частями оболочки. Для восприятия распора в мембранных покрытиях чаще всего используется замкнутый опорный контур. При указанных толщинах жёсткостью оболочки на изгиб можно пренебречь и мембрана работает только на растяжение. В некоторых зонах оболочки возникают сжимающие напряжения, которые ведут к потере устойчивости мембраны в направлении действия сжимающих напряжений и образованию складок. Наличие складок в оболочке вполне допустимо и не означает исчерпание работоспособности покрытия. Для уменьшения размеров складок применяют разные способы – устройство в углах прямоугольных опорных контуров вутов или установка распорок. Иногда после загрузки постоянной нагрузкой крупные складки вырезают, выправляют и затем заваривают.

В цилиндрических покрытиях (рис.3.11). мембрана работает преимущественно в одном направлении. Две стороны опорного контура делаются прямолинейными, две другие криволинейными. Для улучшения стока воды оболочке может придаваться небольшая кривизна в направлении перпендикулярном основному направлению.

Примером мембранной оболочки положительной гауссовой кривизны, использующей для стабилизации жесткие ребра в виде ферм с параллельными

поясами, служит стадион на проспекте Мира в Москве (рис.3.12) с плоским овальным опорным контуром (размерами в плане 224x183 м, начальный провис 12.5 м, толщина мембраны от 5 мм до 10 мм, опорный контур монолитный железобетонный 5x1.75 м).

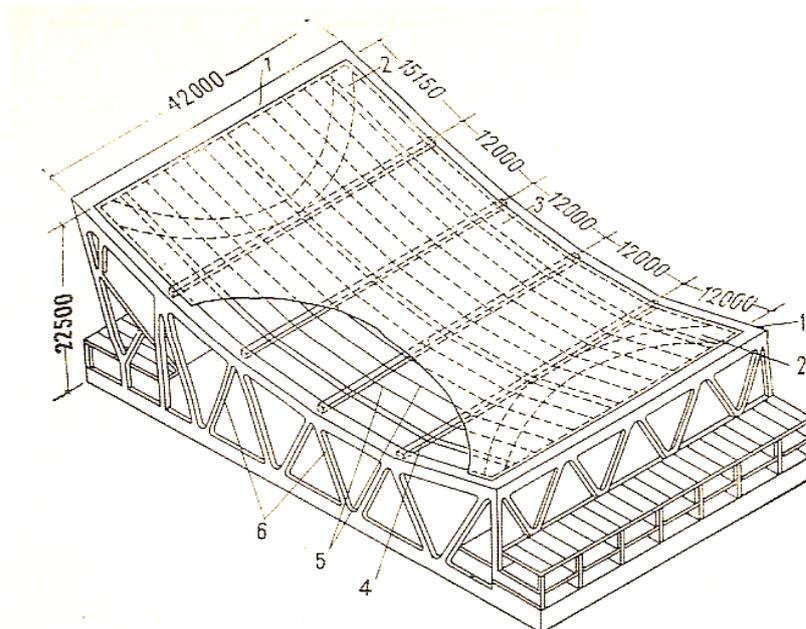


Рис.3.11. Пример цилиндрического мембранного покрытия

В элементах опорного контура мембранных покрытий возникают сжимающие продольные усилия, изгибающие моменты, действующие в двух плоскостях и крутящие моменты. Если контур выполнен из двутавров или швеллеров, то кроме указанных усилий в контуре действует бимомент, который появляется из-за стеснённого кручения. При загрузении покрытия с мембраны на контур передаются цепные усилия, контур сжимается, изгибается в двух плоскостях и закручивается. Деформации контура ведут к перераспределению усилий в оболочке – у середины опорного контура цепные усилия перпендикулярные контуру уменьшается, в углах контура они увеличиваются, по кромке мембраны появляются сдвигающие напряжения, возрастающие углам контура. Перераспределение усилий в мембране ведёт к некоторому росту продольных усилий и значительному уменьшению изгибающих моментов в опорном контуре. При эксцентричном креплении контура, например к верхней или нижней полке двутавра достигается дополнительное уменьшение изгибающих моментов в опорном контуре.

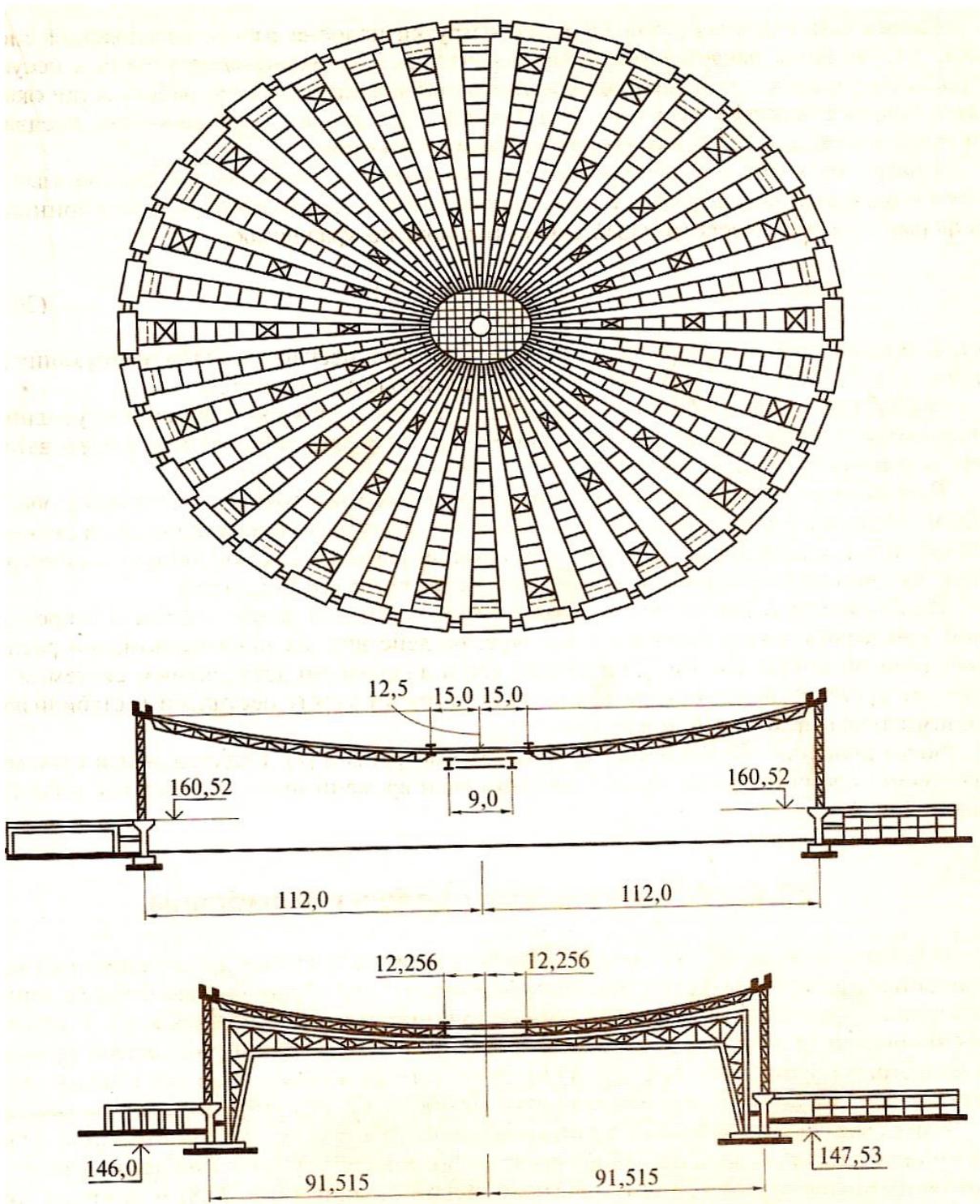


Рис.3.12. Провисающее мембранное покрытие на овальном плане

Наличие связанной с контуром мембраны улучшает работу контура из-за уменьшения изгибающих моментов и повышает устойчивость контура. При определённых жесткостных характеристиках контура, толщине и размерах покрытия потеря устойчивости контура маловероятна.

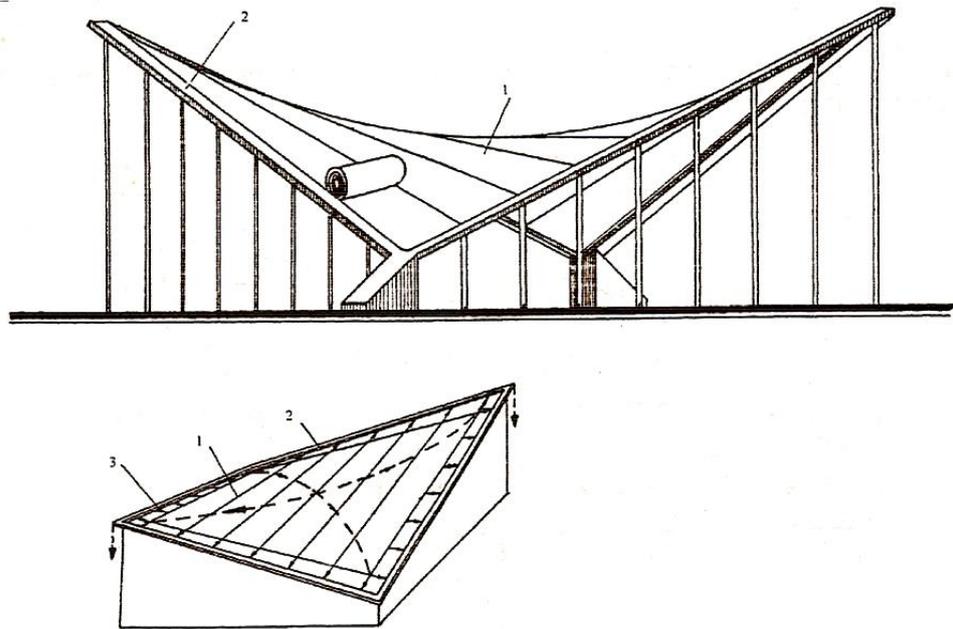


Рис.3.14. Мембранное покрытие отрицательной гауссовой кривизны на прямоугольном плане

Примером мембранной оболочки отрицательной гауссовой кривизны, использующей для стабилизации двухслойную конструкцию, служит покрытие хоккейного зала в Ангарске (рис.3.14): размеры в плане 90x87 м, провис мембраны 10 м, покрытие вспарушено на 2.5 м, толщина мембраны 4 мм, опорный контур сечением 1.2x1.5 м в виде заполненного бетоном стального короба.

3.6. Подвесные системы

Подвесные системы - это покрытия из изгибно-жестких конструкций, которые поддерживаются в одной или в нескольких точках гибкими вантами. Собственная жесткость основных конструкций подвесных систем препятствует деформациям покрытия при неравномерной или локальной нагрузках (рис.3.15).

Подвесные (в том числе консольно-вантовые) системы и жесткие ванты получили наименьшее распространение 3,9 и 3,1 %, соответственно. Это объясняется тем, что подвесные системы представляют собой по существу многоопорные балочные конструкции с дополнительными опорами в виде тяжей и являются промежуточным звеном между балочными и висячими системами как по своим конструктивным, так и по экономическим показателям.



Рис.3.15. Стадион с подвесным покрытием

При этом консольно-вантовые системы являются внешнераспорными. Еще одним недостатком всех подвесных систем является необходимость пересечения тяжами кровельного покрытия, что создает трудности в обеспечении тепло и гидрозащиты конструкций.

3.7. Расчёт висячих покрытий

Основной особенностью систем висячего типа является их геометрически-нелинейная работа под воздействием внешних нагрузок. Степень геометрической нелинейности работы системы зависит от типа несущих конструкций и максимально проявляется при несущих конструкциях из гибких тросовых элементов и в мембранах.

Расчеты в линейной постановке таких конструкций приводят к значительному завышению усилий и перемещений в системе.

Кроме того, в ряде случаев (особенно, для сильно нагруженных тросовых элементов) могут потребоваться дополнительные расчеты с учетом физической нелинейности работы материала конструкции.

Наряду с геометрической и физической нелинейностью при расчетах вантовых и мембранных систем часто необходимо учитывать конструктивную нелинейность их работы, связанную с качественным изменением расчетной схемы конструкции в процессе ее деформирования. Характерное проявление конструктивной нелинейности - выключение из работы сжатых гибких элементов вантовых сетей или раскосов вантовых ферм, а также выключение из работы частично или полностью материала мембраны по направлению сжатия.

В предварительно-напряженных системах следует также учитывать явление релаксации (ползучести) - то есть потери предварительного напряжения во времени, что может привести к нарушению несущей или эксплуатационной способности сооружения.

С учетом вышеизложенного применяемые методики расчета конструкций всякого типа базируются на общих аналитических или численных методах строительной механики и теории расчета сооружений.

Поскольку конструкции всякого типа обычно представляют собой многоэлементные пространственные системы достаточно сложных геометрических форм, аналитические методы используются, главным образом, лишь для предварительных приближенных и оценочных расчетов, а также для расчетов простейших систем типа отдельная нить, вантовая ферма, вантовые сети определенных структур, гладкие мембраны некоторых типов и т.п.

Расчеты всяких конструкций произвольной структуры выполняются численными методами с использованием вычислительных комплексов, реализующих метод конечных элементов с учетом геометрической нелинейности и зачастую физической нелинейности.

Для получения достоверных результатов обязательно следует исследовать сходимость численных решений, т.е. определить какие конечные элементы, какая сетка разбиения конструкции, параметры нелинейной вычислительной процедуры следует использовать для получения точных результатов. Выполняются предварительные тестовые расчёты, по результатам которых и принимается решение о возможности применения конкретного вычислительного комплекса и назначении параметров расчёта.

Создание корректных расчетных схем для сложных всяких конструкций является самостоятельной серьезной задачей, зачастую требующей апробации либо экспериментом, либо параллельными расчетами по альтернативным программам.

Расчетные схемы для мембранных покрытий обычно создаются на основе стержневой аппроксимации мембраны. Эта методика позволяет также производить учет конструктивной нелинейности работы мембраны по направлению сжатия.

Специальным разделом, особенно для однопоясных систем из гибких элементов и мембран, является надежность всяких систем под воздействием

динамических нагрузок (ветер, сейсмика, подвесные краны, крышные вентиляторы и т.п.).

В случае применения программ линейного расчета типа РАСК, ЛИРА и т.п., в расчетную схему необходимо вводить фиктивные изгибно-жесткие элементы, либо фиктивные упругие элементы постели, моделирующие стабилизирующее влияние распорных сил в однослойных системах, либо комбинацию этих фиктивных элементов.

Большепролетные висячие конструкции требуют повышенного внимания к точности изготовления и монтажа, а также к работе системы в процессе ее возведения. В соответствии с ГОСТ 21778-81 на рабочих чертежах и в технологической документации необходимо устанавливать требования к точности конструкций, их элементов и к выполнению работ.

Если необходимо получить конструкции с определенными предельными отношениями геометрических параметров, эти требования должны быть обоснованы расчетом и заданы в рабочей документации. Для большепролетных нетиповых конструкций такой расчет обязателен, т.к. большие длины конструктивных элементов приводят к серьезному накоплению ошибок в процессе изготовления и монтажа металлоконструкций. Расчет собираемости конструкции сводится к определению соответствия суммарного технологического допуска назначенному функциональному. При этом учитываются все возможные погрешности от геодезической разбивки до изготовления и монтажа конструкции. Кроме решения проблемы собираемости такой расчет позволяет уточнить действительную работу конструкции с учетом ее фактической геометрии и топологии узлов в пространстве.

Расчет процесса монтажа является обязательным для висячих большепролетных конструкций и по сложности и ответственности зачастую не уступает основному расчету на эксплуатационные нагрузки. Сложность расчета определяется необходимостью учета изменения конструктивной и расчетной схем на каждом этапе монтажа, а также необходимостью учета усилий и деформаций, накапливающихся в сооружении от этапа к этапу его возведения. Расчеты необходимо проводить в геометрически нелинейной постановке. Вопрос о возможности применения принципов суперпозиции при поэтапных расчетах необходимо решать в каждом конкретном случае в зависимости от степени деформативности системы на каждом этапе воздействия.

Глава 4. Металлические конструкции многоэтажных зданий

Лекция 6

4.1. Объёмно-планировочные решения

Каркасы зданий представляют собой комплекс вертикальных и горизонтальных несущих конструкций. В их состав входят вертикальные конструкции - колонны, рамы, стволы жёсткости, вертикальные связи, и горизонтальные конструкции - настилы и балки перекрытий, горизонтальные связи. Геометрическая схема каркасов определяет характер его работы и в высотных зданиях зависит от их объёмно-планировочного решения. При разработке объёмно-планировочного решения устанавливаются основные размеры по высоте, очертания и размеры здания в плане.

Компактные в плане здания обладают похожими жесткостными характеристиками в горизонтальной плоскости. Протяжённые в плане здания имеют в одном направлении значительно меньшую жёсткость, что требует применения конструктивных решений обеспечивающих повышение жёсткости в этом направлении. Расчленённые в плане здания состоят из отдельных объёмов, объединённых в центре здания (рис.4.1).

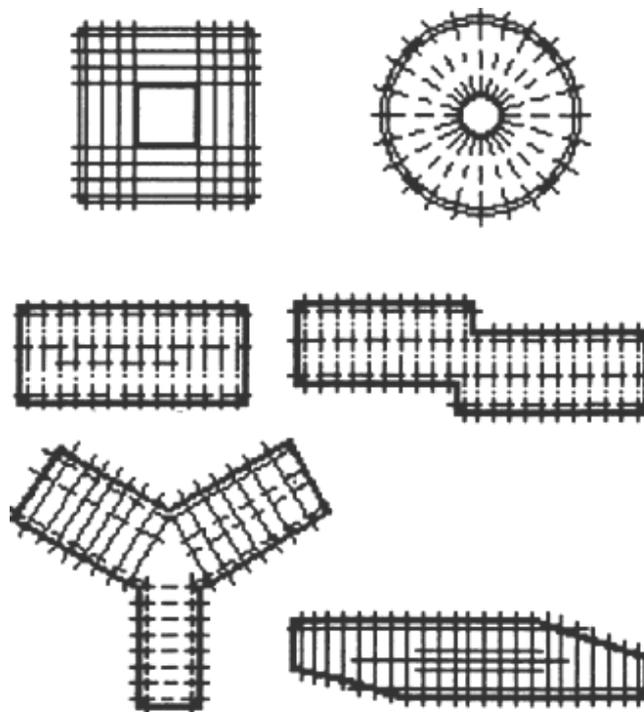


Рис.4.1. Формы планов высотных зданий

Лифтовые шахты и лестничные клетки в высотных зданиях располагаются

компактно, а их стены используются в качестве так называемого ядра жесткости.

4.2. Виды каркасов высотных зданий

В высоких многоэтажных зданиях гражданского назначения (40 и более этажей) или не очень высоких производственного назначения (до 25 этажей) рациональнее использовать каркасы из металла. Это объясняется несколькими причинами:

- металлический каркас, вследствие высокой несущей способности материала, обладает существенно меньшим собственным весом по сравнению с железобетонным;
- возможностью применения больших пролетов несущих конструкций перекрытий, то есть увеличение шага колонн;
- при возведении металлического каркаса используются элементы полной заводской готовности (индустриальность);
- отсутствие мокрых процессов на монтаже (характерных для железобетона).

Многоэтажные металлические каркасы применяются обычно для гражданских зданий различного назначения (административные, научные, образовательные, лабораторные, для размещения офисов и др.).

В зависимости от распределения функций в системе обеспечения пространственной жесткости и устойчивости, а также способа восприятия вертикальных и горизонтальных нагрузок каркасы разделяют на следующие виды:

1. Рамные,
2. Связевые,
3. Рамно-связевые,
4. Ствольные системы

4.3. Рамные системы

Рамные каркасы состоят из жестко соединенных между собой колонн и ригелей, образующих пространственные рамы, которые в уровнях ригелей объединены междуэтажными дисками перекрытий.

Рамная система воспринимает вертикальные и горизонтальную ветровую нагрузку, и передает их на фундамент. Жесткость рамной системы определяется

жесткостью стержней и их жестким сопряжением в узлах (рис.4.2).

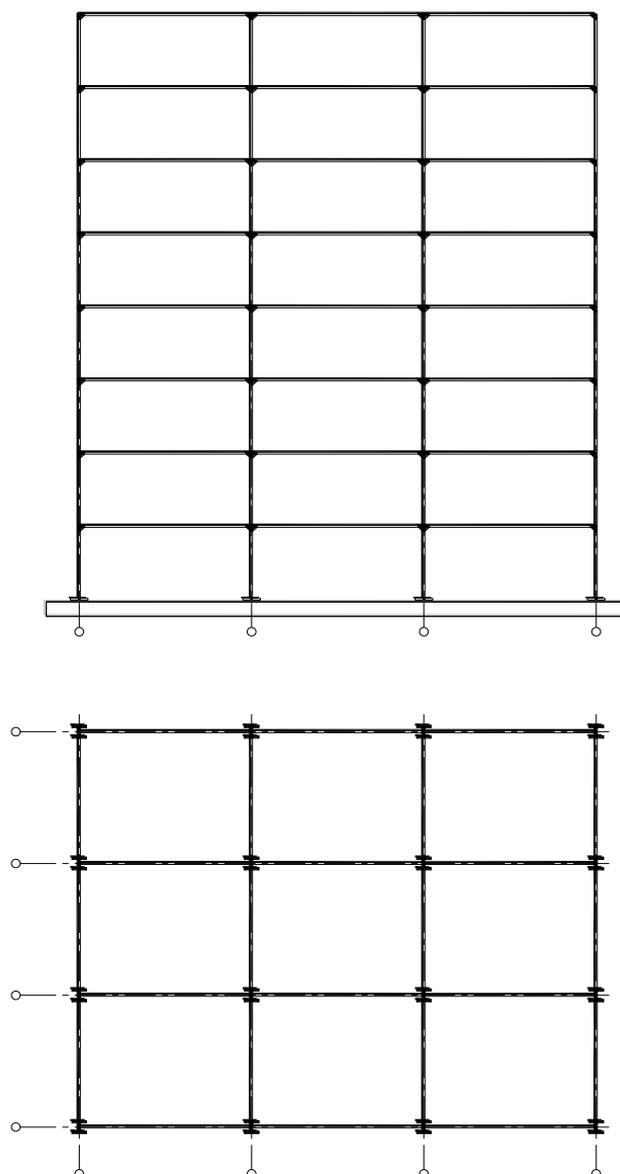


Рис.4.2. Рамный каркас с обычной рамой

Такие каркасы применяются при шаге колонн 6-9 м. Горизонтальный прогиб обычного рамного каркаса определяется двумя факторами: прогибом от изгиба каркаса как консоли за счёт удлинения и укорочения колонн (около 20 % общего прогиба) и прогибом из-за местного изгиба балок и колонн, что приводит к сдвиговым перемещениям в виде относительного смещения перекрытий (до 80% общего перемещения здания).

Обычный рамный каркас состоит из минимального числа элементов. В нем отсутствуют дополнительные стержни для устройства связей, что улучшает использование внутреннего пространства здания. Существенным недостатком

обычных рамных каркасов является сложность унификации узлов и элементов таких каркасов. На рис.4.3 роказаны горизонтальные перемещения обычного рамного каркаса.

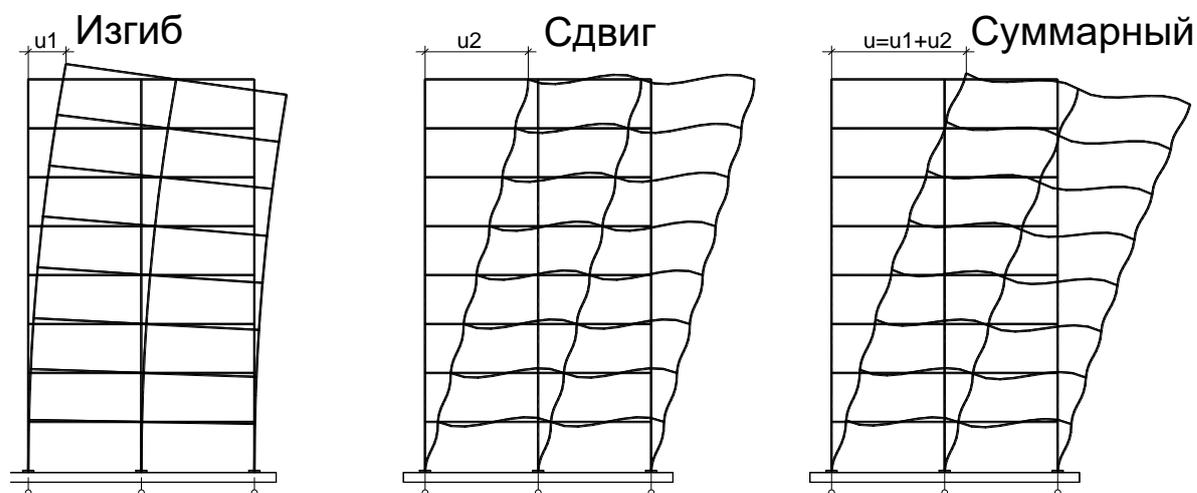


Рис.4.3. Горизонтальные перемещения каркаса с обычной рамой

С ростом высоты для обеспечения требуемой жёсткости в горизонтальном направлении приходится сильно развивать сечение колонн, что стесняет внутреннее пространство и ведёт к повышенному расходу металла. Подобные системы применяются для относительно невысоких зданий (до 30 этажей) при шаге колонн до 9 м, где сечения колонн имеет небольшие габариты.

4.4. Каркас с внешней рамой

В каркасах с внешней рамой жесткое соединение ригелей с колоннами имеют только конструкции, расположенные по контуру (рис.4.4). Из-за расположения рамы каркаса по контуру здания сдвиговые перемещения для каркасов с внешней рамой составляют не более 30-40% от полных. Для устройства наружных стен не нужен дополнительный каркас, высота здания может достигать 350-400 м. Для опирания перекрытий внутри здания устраивается каркас с шарнирным сопряжением ригелей с колоннами, которые воспринимают только вертикальную нагрузку.

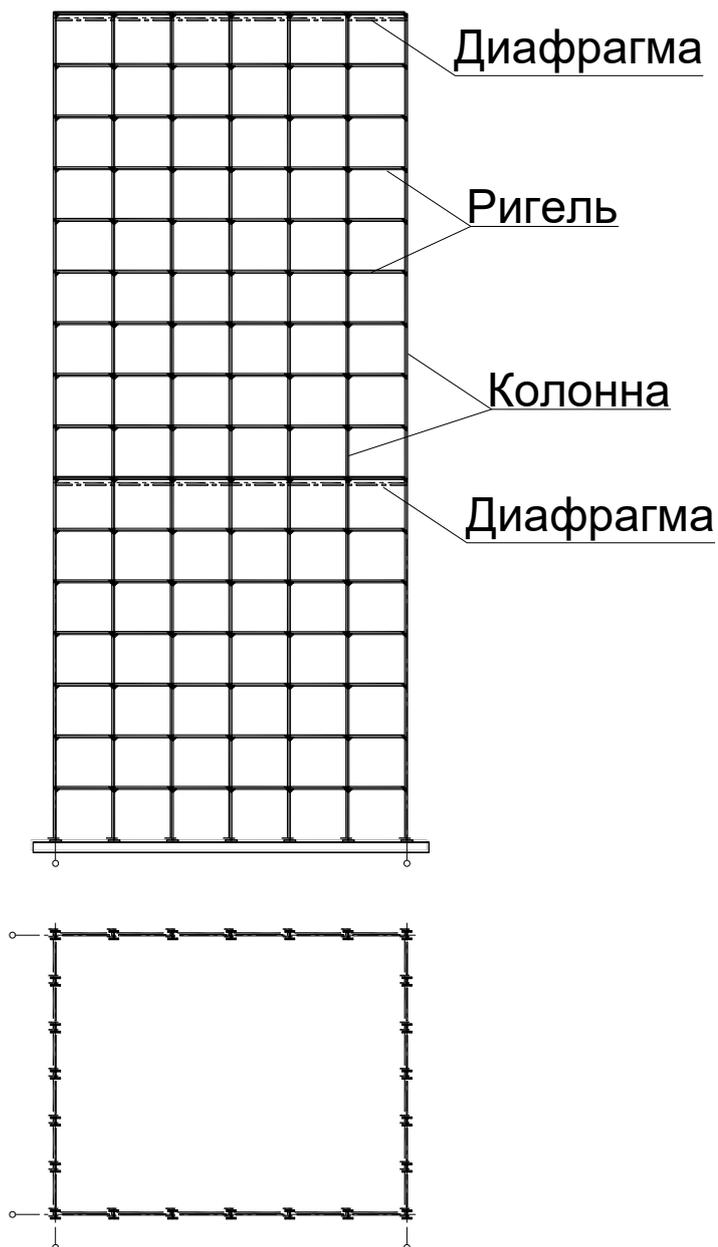


Рис.4.4. Каркас с внешней рамой

4.5. Каркас секционно-рамный

Каркас секционно-рамный используются в многоэтажных зданиях с большой площадью поперечного сечения. В нем кроме колонн и ригелей по контуру здания включает и некоторые внутренние колонны и ригели, здание в плане при этом разделяется на несколько секций (рис.4.5). Этот каркас обладает повышенной жёсткостью на сдвиг и кручение, что позволяет его использовать при высоте зданий 400 м и более. Особенностью применения данного каркаса является возможность завершения секций на разной высоте.

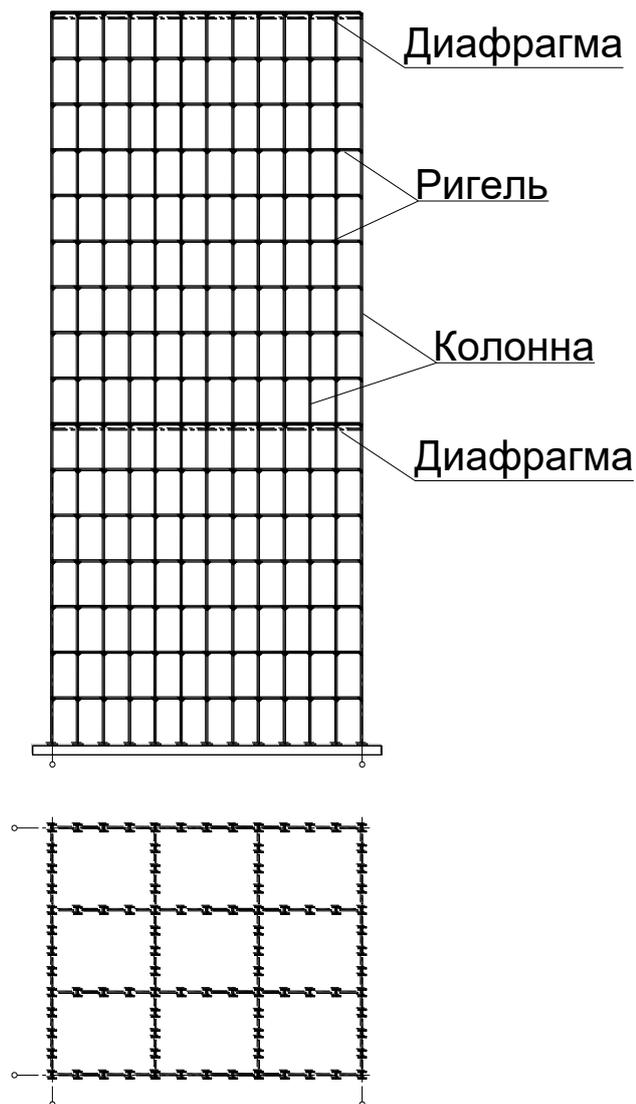


Рис.4.5. Каркас рамно-секционный

4.6. Связевые каркасы

В связевых каркасах горизонтальную нагрузку воспринимают вертикальные связи по всей высоте каркаса, которые вместе с колоннами и ригелями (между которыми они установлены) образуют вертикальные фермы, консольно заделанные в фундамент. Эти фермы обеспечивают горизонтальную жесткость многоэтажного каркаса и соединены друг с другом горизонтальными дисками перекрытий.

Колонны не входящие в состав связевой конструкции воспринимают практически только вертикальные нагрузки и не влияют на изгибную жёсткость каркаса. Ригели каркаса шарнирно крепятся к колоннам, они работают на изгиб в вертикальной плоскости, в них также возникают небольшие продольные усилия от горизонтальной ветровой нагрузки. В связевой системе колонны

каркаса в основном работают только на продольные усилия. Материалоёмкость таких каркасов меньше, чем рамных. Шарнирное сопряжение ригелей с колоннами позволяет унифицировать элементы каркаса и упрощает монтажные узлы. Однако наличие вертикальных связей в некоторых случаях затрудняет использование внутреннего пространства.

Связевые каркасы могут быть:

1. С диафрагмами жесткости (рис.4.6);
2. С внутренним стилом (рис.4.8);
3. С внешним стилом (рис.4.9).

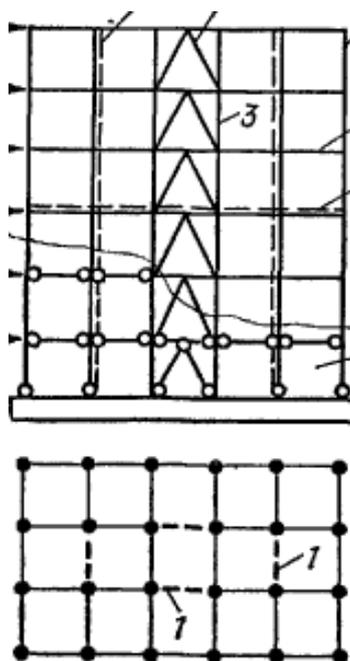


Рис.4.6. Связевой каркас с диафрагмами жёсткости

Типы решётки связевых ферм показаны на рис.4.7.

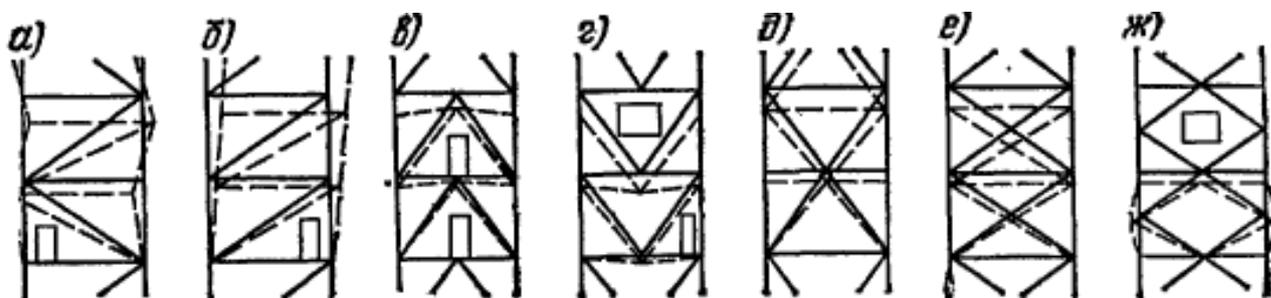


Рис.4.7. Типы решётки связевых ферм

Диафрагмы в плане каркаса здания должно быть не менее 4 – по две в

каждом из ортогональных направлений. Располагать их следует так, чтобы они не пересекались в одной точке. Если перекрытие не образует жёсткий диск, то диафрагмы следует располагать по каждому ряду колонн.

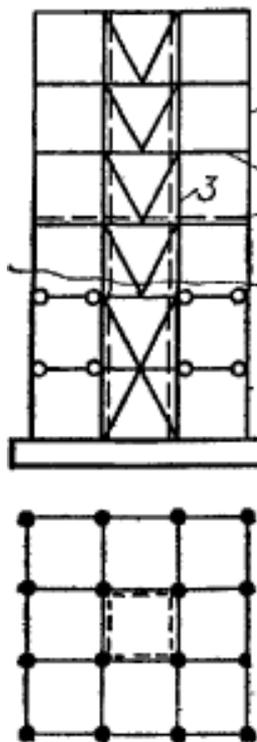


Рис.4.8. Связевой каркас с решётчатым внутренним стволом жёсткости

Решётчатый внутренний ствол жёсткости располагают по контуру лифтовых шахт и лестничных клеток. Для обеспечения жёсткости и устойчивости колонн каркаса, не входящих в ствол жёсткости, перекрытия следует проектировать достаточно жёсткими в горизонтальных плоскостях. При развитом каркасе в плане проектируют несколько внутренних стволов.

Внешний ствол обеспечивает наибольшую жёсткость каркаса в горизонтальном направлении. Внешний ствол представляет собой пространственную ферму, которая работает на действие горизонтальной нагрузки. Колонны внутри здания в основном воспринимают вертикальную нагрузку действующую на каркас. Внешний ствол лучше всего обеспечивает горизонтальную жесткость каркаса.

Возможно одновременное использование внутреннего и внешнего стволов, что позволяет не использовать внутренние колонны

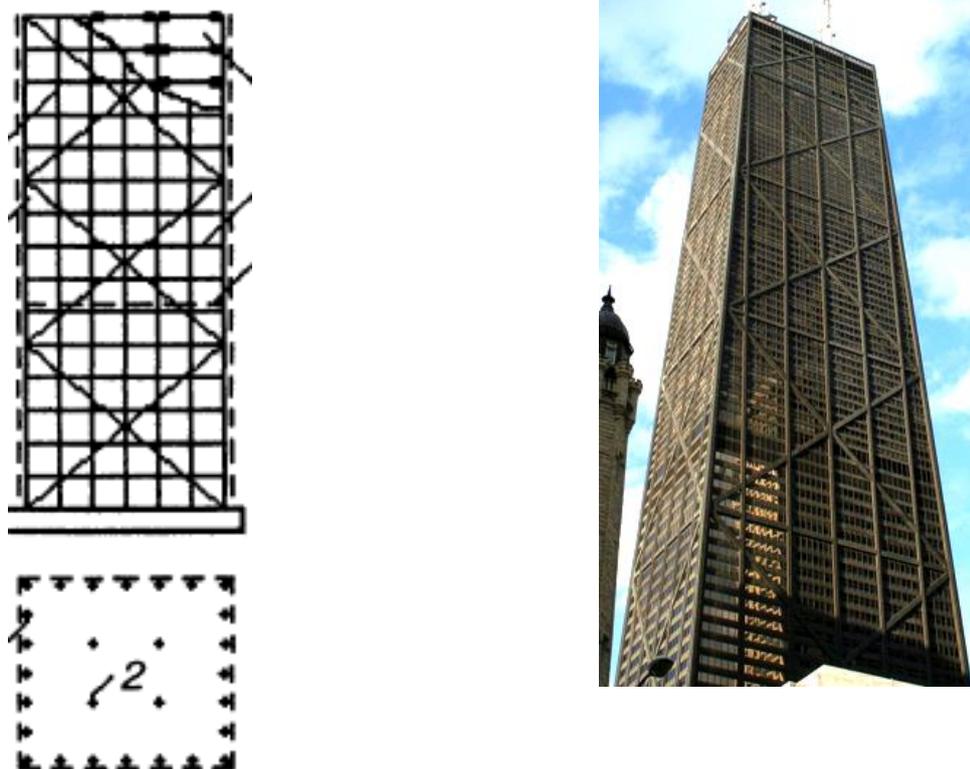


Рис.4.9. Связевой каркас с внешним стволom жёсткости

4.7. Рамно-связевые системы

В каркасах многоэтажных зданий используются и комбинированные системы из рам с жесткими сопряжениями колонн и ригелей и связевых ферм с шарнирными узлами, которые называют рамно-связевыми.

Рамно-связевые системы с жёстким креплением ригелей к колоннам и вертикальной связевой системой, которая воспринимает 70-90% горизонтальной нагрузки.

Рамно-связевые системы подразделяются на:

- Системы с жёсткими включениями;
- Системы с горизонтальными поясами;
- Системы с горизонтальными поясами и ядрами жесткости.

Рамно-связевые системы с жёсткими включениями в виде диафрагм жёсткости обеспечивают минимальные сдвиговые деформации в районе размещения этих диафрагм, что совместно с вертикальными связями обеспечивает жёсткость каркаса (рис.4.10).

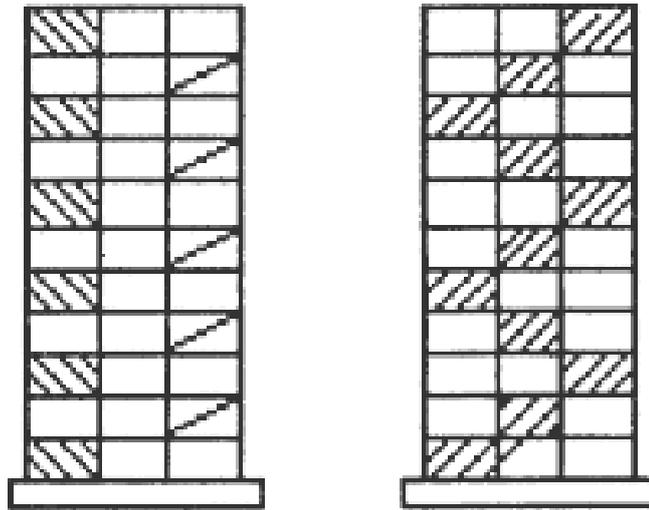


Рис.4.10. Рамно-связевые системы с жёсткими включениями

Рамно-связевые системы с горизонтальными поясами жёсткости в виде плоских или пространственных ферм (ростверками) используется в рамных каркасах для уменьшения сдвиговых перемещений. Ростверки формируются на всю высоту этажа (рис.4.11).

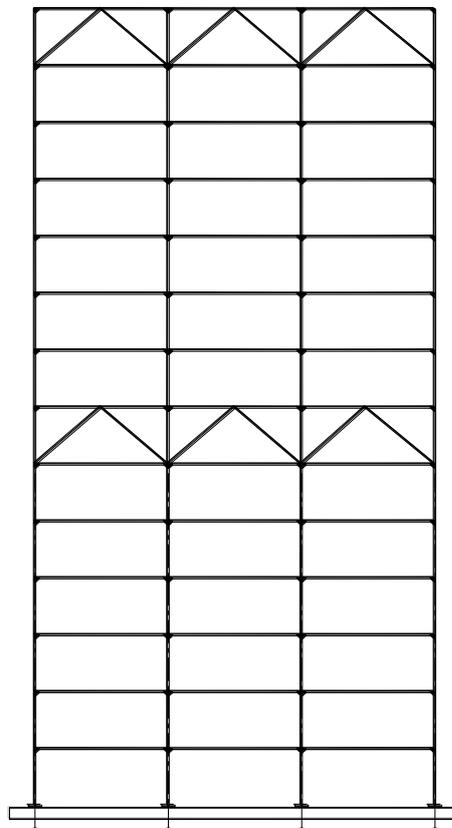


Рис.4.11. Рамно-связевые системы с горизонтальными поясами жёсткости

На рис.4.12 показаны рамно-связевые системы с поясами жёсткости (ростверками) и ядрами жёсткости.

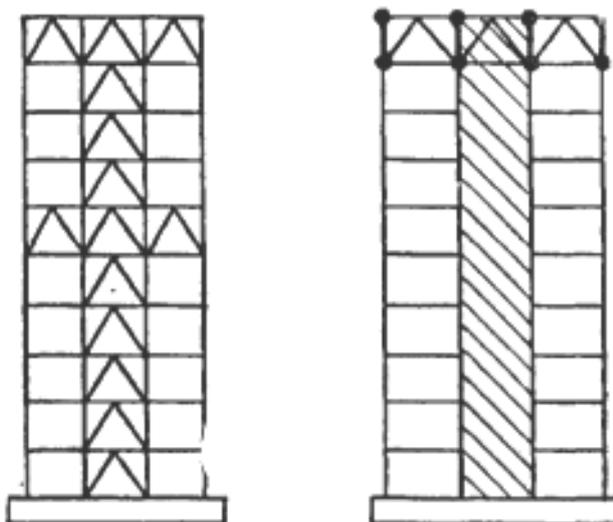


Рис.4.12. Рамно-связевые системы с горизонтальными поясами жёсткости и ядрами жёсткости

Горизонтальные пояса жёсткости в рамных каркасах формируют поперечные диафрагмы с повышенной изгибной жёсткостью, что значительно снижает сдвиговые деформации. На рис.4.13 показаны перемещения каркаса без ростверков и с ростверками.

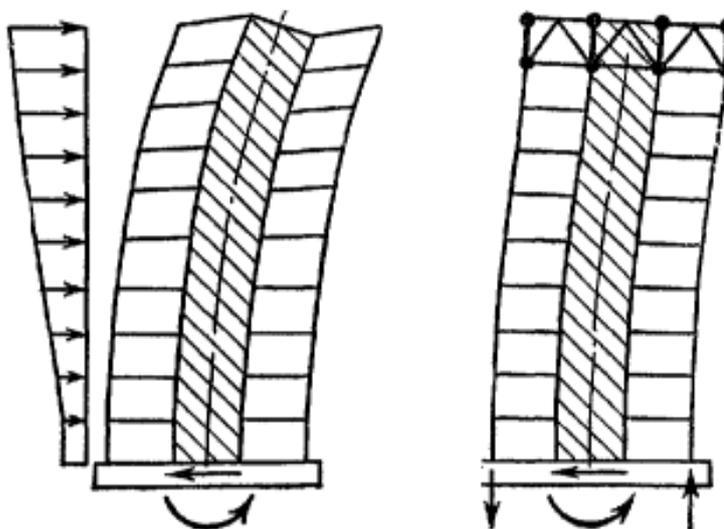


Рис.4.13. Деформации каркаса при наличии и при отсутствии горизонтальных поясов жёсткости

4.8. Ствольные системы

В таких системах используются мощные опоры-стволы, к которым прикрепляют все элементы каркаса. Ствол представляет собой консольную

стойку коробчатого сечения, выполненную из стали как пространственная ферма или из железобетона как тонкостенная призма.

На рис.4.14 показана система многоэтажного каркаса с внутренним железобетонным стволом жёсткости.

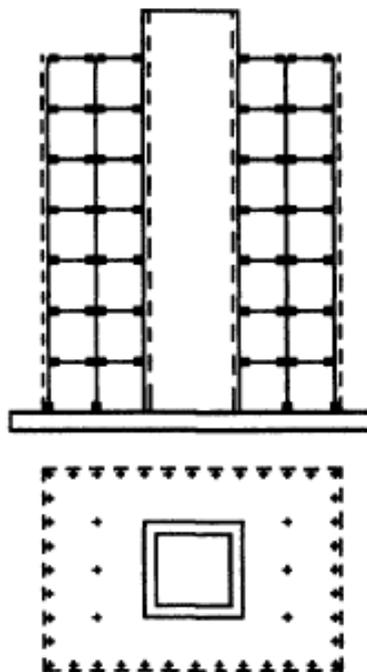


Рис.4.14. Связевой каркас с внутренним железобетонным ствол жёсткости

Преимуществом такой конструкции является то, что железобетонный ствол оновременно используется в качестве стен лифтовых шахт и лестничных клеток, что решает проблему огнестойкости путей эвакуации.

В таких системах центральный ствол опирается на фундамент, который обеспечивает прочность, жёсткость и устойчивость всего здания. Конструкции перекрытий одним концом опираются на ствол жёсткости, другим концом или подвешиваются к горизонтальному поясу жёсткости (рис.4.15) или опираются на горизонтальный пояс жёсткости (система с консольными этажами).

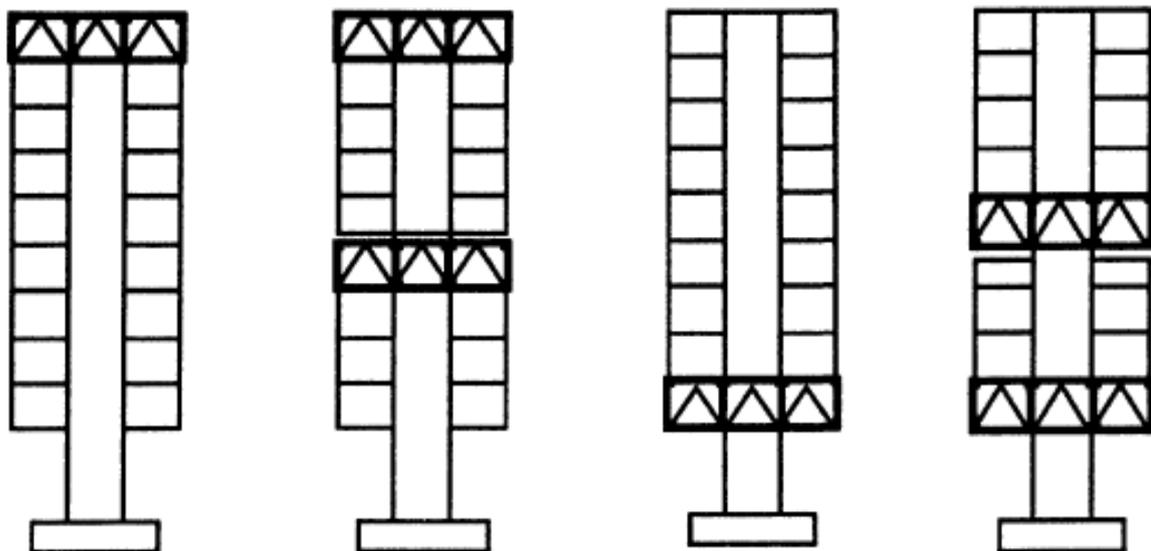


Рис.4.15. Ствольная система с подвесными и консольными этажами

Возможна комбинация подвесных и консольных этажей в ствольных системах, при этом аутригер располагается в средней части здания, выше расположенные этажи выполняются по консольной схеме, нижние по подвесной схеме.

4.9. Сочетания разных систем в каркасе здания

Возможно применение нескольких конструктивных систем в каркасе здания (рис.4.16). При этом выбор таких систем должен быть оправдан технико-экономическим расчётом.

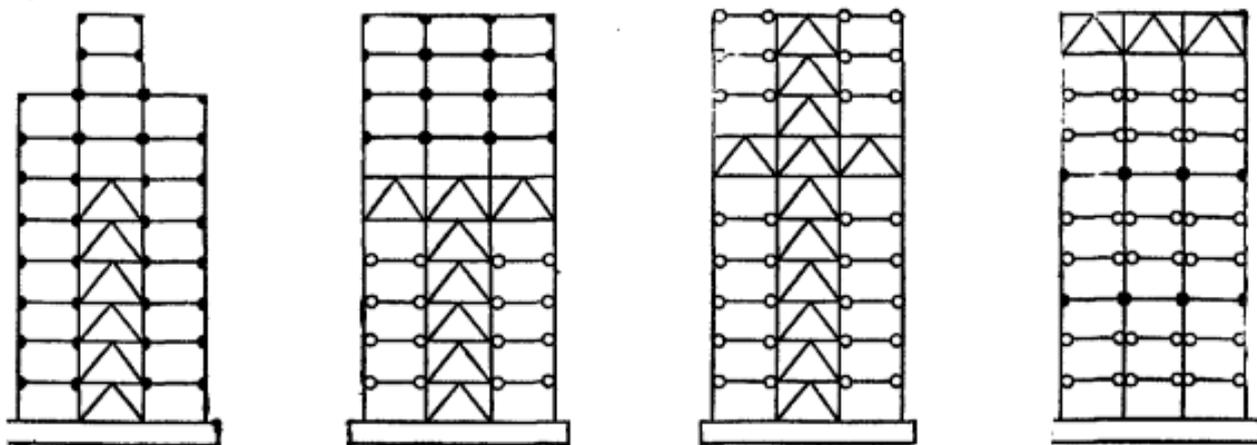


Рис.4.16. Сочетания разных систем в каркасе здания

4.10. Расчет стальных каркасов многоэтажных зданий

Нагрузки, действующие на здания и сооружения, являются случайными величинами. Для правильного задания нагрузок необходимо использовать действующие строительные нормы и правила. В нормах даны классификация

нагрузок, величины коэффициентов надёжности и сочетаний нагрузок, методические рекомендации по определению различных видов нагрузок, карты и необходимые справочные материалы. Многоэтажные каркасы зданий рассчитываются на вертикальные нагрузки от собственной массы конструкций, полезные нагрузки в помещениях, массы снега и горизонтальные ветровые нагрузки, а также на температурные и сейсмические воздействия.

Постоянная нагрузка складывается из веса несущих и ограждающих конструкций. Вес несущих конструкций можно определить с учётом опыта проектирования и строительства аналогичных зданий или предварительным расчётом. При использовании вычислительных комплексов собственный вес несущих конструкций осуществляется по поперечным сечениям автоматически. Вес ограждений задаётся в зависимости от их состава и конструкции. Если ограждение не работает совместно с несущими конструкциями каркаса, то его вес прикладывается к несущим конструкциям, если ограждение работает в составе каркаса, то в расчётную схему включают несущие элементы ограждений, на которые передаётся их вес.

Полезная нагрузка на перекрытиях зданий располагаются люди, оборудование, мебель, материалы, изделия, временные перегородки и т.п. Это временная нагрузка. При этом полное значения полезной нагрузки считается кратковременной нагрузкой, пониженное значение – длительной.

Для учёта случайного характера полезной нагрузки в расчётах используют специальные коэффициенты сочетания φ_i . Их используют для учёта одновременного действия в следующих случаях:

- загрузки всей площади больших помещений коэффициенты φ_1 и φ_2 ;
- загрузки нескольких этажей в здании коэффициенты φ_3 и φ_4 .

Для расчёта колонн и ригелей полезную нагрузку следует располагать на всех перекрытиях с учётом коэффициентов сочетания φ_3 и φ_4 . Полезная нагрузка при этом распределяется по всему перекрытию.

Для выявления наибольших усилий в конструкциях перекрытий следует рассмотреть несколько вариантов расположения полезной нагрузки на перекрытии. При неразрезных конструкциях перекрытия обязательно рассмотреть вариант расположения полезной нагрузки через пролёт.

Снеговая нагрузка на покрытия многоэтажных зданий действует снеговая нагрузка, которая зависит от места строительства. Максимальные расчётные

усилия в колоннах многоэтажных зданий практически не зависят от снеговой нагрузки, поэтому при расчёте каркаса здания коэффициент распределения снеговой нагрузки μ составляет 1. При расчёте конструкций покрытия необходимо учитывать наличие парапетов, выходов на крышу, вертолётных площадок и т.п. конструкций, у которых могут образоваться снеговые мешки.

Ветровая нагрузка имеет на многоэтажные здания особое влияние, поскольку вызывает большие перемещения верха здания, ведёт к появлению колебаний и динамических усилий, оказывает существенное влияние на расчётные усилия в элементах каркаса. Ветровая нагрузка это кратковременная нагрузка, которая складывается из средней и пульсационной оставляющей –
 $w = w_m + w_p$.

Величина ветровой нагрузки зависит от многих факторов:

- от места строительства (район строительства определяется по картам в действующих нормах);
- от высоты над уровнем земли;
- от типа местности (открытые пространства – тип А, городские территории и леса – тип Б, застроенные городские территории – тип В);
- от формы сооружения;
- от частот собственных колебаний конструкции.

Расчёт усилий и перемещений выполняется с использованием компьютерных программ, которые реализуют метод конечных элементов (МКЭ). Для выполнения расчета на компьютере создается расчетная модель (расчетная схема), которая должна наиболее полно и точно отражать работу конструкции. Обязательно следует включать в расчётную схему сведения о фундаменте и грунтовом основании каркаса. Колонны, ригели, балки и элементы связей моделируются в расчётной схеме стержневыми конечными элементами. Соединения стержней выполняются шарнирными, жёсткими или упруго-податливыми.

Глава 5. Большепролетные покрытия с плоскими несущими конструкциями

Лекция 7

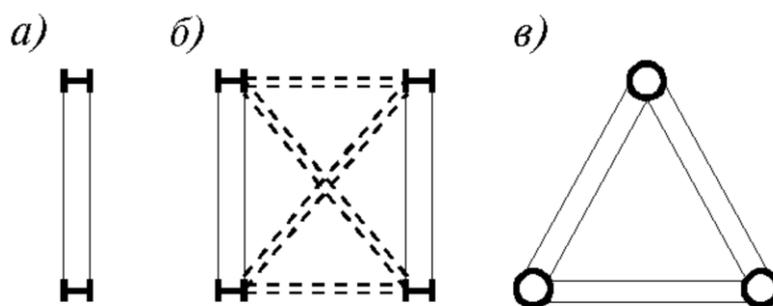
5.1. Балочные фермы

Балочные большепролетные покрытия состоят из главных поперечных конструкций в виде однопролетных (балочных) ферм и промежуточных конструкций. Применяются при пролетах до 100 м, при дальнейшем увеличении пролета балочные покрытия становятся нерациональными, так как возрастает расход металла и значительно увеличивается высота главных ферм. Они работают на изгиб (простая статическая схема), имеют шарнирные опоры, не создают распора и не чувствительны к температурным деформациям и неравномерным осадкам опор. Балочные покрытия просты в изготовлении и при монтаже, а также удобны при реконструкции. Однако, балочные большепролетные конструкции характеризуются большим расходом стали и большой строительной высотой.

Балочные конструкции представляют чаще всего следующие виды ферм больших пролетов: сегментные, полигональные, трапециевидные, с параллельными поясами и треугольные с затяжкой.

В большепролетных фермах используются большинство типов решеток. Выбор схем решетки ферм зависит от характера приложения нагрузок, очертания и высоты ферм, а также примыкания поперечных конструкций. Решетка должна быть минимального веса и наименее трудоемка в изготовлении, для чего число стержней в ней должно быть по возможности наименьшим. Треугольная схема решетки с дополнительными стойками наиболее полно отвечает этим условиям. Ромбическая схема решетки применяется в фермах большой высоты. Она позволяет членить конструкцию по высоте на габаритные для перевозки треугольные фермы, но из-за возрастания массы и трудоемкости изготовления такая решетка применяется редко. Существуют также полураскосная, крестовая и другие схемы решеток, но они имеют большое число стержней, гораздо более трудоемки и поэтому не могут быть рекомендованы к применению. Однако в сегментных фермах с небольшими усилиями в раскосах замена треугольной решетки со сжатыми раскосами на крестовую с растянутыми раскосами может дать экономию расхода стали.

По форме поперечного сечения фермы в разных большепролетных балочных покрытиях могут быть плоскими, блочными прямоугольными (четырёхгранными) и трёхгранными (рис.5.1). Фермы четырёхгранного сечения состоят из двух плоских вертикальных ферм, объединенных связями в блок. Фермы трёхгранного сечения состоят из трех ферм с общими поясами. Трёхгранные фермы целесообразно выполнять с сечениями из труб и с треугольной решеткой.



*Рис.5.1. Виды сечений большепролетных ферм
а – плоская; б – блочная прямоугольная; в - трёхгранная*

Высота фермы обычно составляет 1/8-1/12 пролета. Для уменьшения высоты несущих конструкций покрытия используются фермы с предварительно-напряжёнными обшивками, работающими совместно с поясами. При этом фермы могут быть объединёнными по верхнему и нижнему поясам предварительно напряжёнными плоскими стальными листами толщиной 2-4 мм.

Большепролетные балочные фермы опираются на колонны шарнирно. При шарнирном опирании расход металла на пролётную конструкции по сравнению выше, чем при жестком, но отсутствие моментов, передаваемых на опорные конструкции уменьшает расход металла на опорные конструкции и упрощает опорные узлы. Конструкция узлов должна обеспечить их работу максимально приближённую к идеальному шарниру для исключения передачи изгибающих моментов на вертикальные опорные конструкции.

Для обеспечения устойчивости плоских рам (рис.5.2), образованных большепролетными фермами, используют систему связей, образующую геометрически неизменяемые связевые блоки, включающие в себя две рядом расположенных ферм. К связевым блокам продольными элементами (распорками, прогонами) присоединяются промежуточные фермы покрытия.

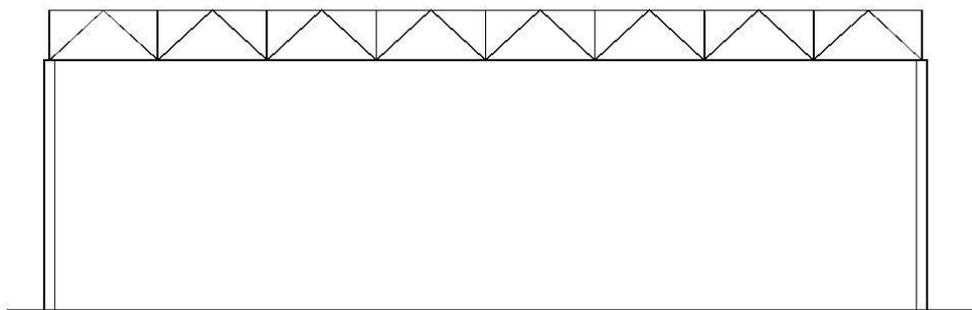


Рис.5.2. Поперечная рама с большепролетной фермой.

При небольшом шаге колонн (12 м) применяется нормальная схема и покрытие состоит из поперечно установленных на колонны ферм, продольно расположенных кровельных прогонов и кровли. В этой схеме фермы располагаются поперек здания. Наиболее распространенный шаг фермы - 12 м. Стропильные фермы опираются на колонны или на подстропильные фермы. Эта схема достаточно проста, имеет минимальное количество элементов и типов, но требует устройства вертикальных или дополнительных горизонтальных связей для обеспечения общей устойчивости и уменьшения гибкости нижнего пояса. Эта система обычно оптимальна для меньших значений пролетов. При большом шаге колонн (18-36 м) применяется усложненная схема, при которой используются два вида ферм – главные и вспомогательные фермы. Главные фермы устанавливаются на колонны поперек здания, а вспомогательные, опирающиеся на главные, располагают вдоль здания. Кровельные прогоны укладывают вдоль здания на вспомогательные фермы, а на прогонах устраивают кровлю. Подобную схему целесообразно применять при существенных пролетах (более 70 м) и небольших нагрузках на покрытие. Окончательный выбор схемы покрытия, а также шагов ферм осуществляется после проработки и сопоставления нескольких вариантов с учетом общей массы и стоимости покрытия, колонн и фундаментов.

Фермы с треугольным поперечным сечением и фермы в виде пространственных блоков из попарно объединенных связями ферм не требуют дополнительных связей, так как сами по себе обладают необходимой пространственной жесткостью. Компоновка конструкций покрытия с блочными большепролетными фермами выполняется по нормальной схеме с поперечными фермами и устроенной по ним в продольном направлении кровельными прогонами, по которым устроена кровля.

Наибольшее распространение получила *разбивка ферм на отдельные стержни или секции*. Это требует максимального упрощения узловых сопряжений, не допускающих расцентровку стержней.

Высота ферм во всех случаях должна быть не ниже наименьшей высоты, определяемой из условия допустимого прогиба. Прогиб фермы от временной нагрузки является мерой жесткости конструкции в период эксплуатации.

Для большепролетных ферм рекомендуется предпочтительное использование сталей повышенной и высокой прочности С345-С590. Их следует проектировать сварными с монтажными соединениями на высокопрочных болтах. Сечения элементов ферм необходимо назначать из минимального числа составных профилей, удобных для соединений, а также с минимальным числом соединительных сварных швов (рис. 5.3).

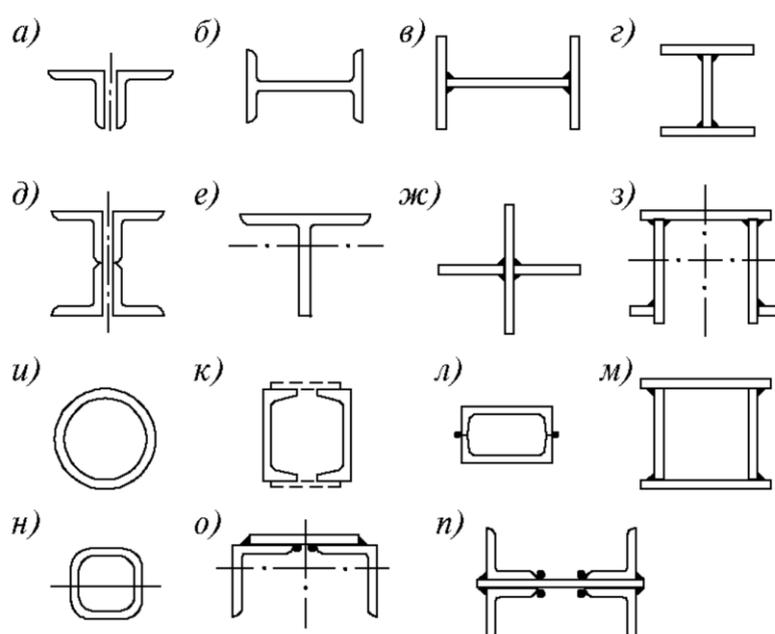


Рис.5.3. Сечения стержней большепролетных ферм.

а – тавровое из уголков; б – Н-образное из двутавра; в, г – Н-образное из сварного двутавра; д – Н-образное из уголков; е – тавровое; ж – крестовое; з – П-образное; и – круглое трубчатое; к – сквозное из швеллеров; л – коробчатое из швеллеров; м – коробчатое сварное; н – квадратное из гнутосварного профиля; о, п – из уголков

Из приведенных сечений наиболее предпочтительны Н-образные симметричные широкополочные прокатные и сварные профили, они удобны в сборке, легко центрируются и соединяются, в элементах таких сечений легко менять размеры. Недостаток этих сечений – возможность скопления в них пыли. В пониженных местах элементов следует устраивать специальные отверстия для выпуска воды, которая может попадать на них во время монтажа.

Целесообразны также сечения поясов из двух швеллеров. Трубчатые и замкнутые квадратные и прямоугольные сварные сечения имеют рациональную форму, но могут вызвать затруднение при решении конструкции узлов.

Расчет ферм осуществляется как стержневых систем. В отличие от стропильных ферм, в большепролетных фермах из-за фактической жесткости узлов при расчете ферм следует учитывать изгибающие моменты в стержнях. Влияние изгибающих моментов от жесткости узлов учитывается только при ширине поясов более $1/10$ длины панели.

Большепролетные фермы рассчитываются также, как и обычные. На них действуют следующие нагрузки: **собственная масса** несущих конструкций, **масса снега** и нагрузка от подвесного оборудования. Нагрузка приводится к сосредоточенной в узлах (при усложненной схеме и покрытии с прогонами) или в виде распределенной по верхнему поясу (при беспрогонной кровле).

Для эффективного применения высокопрочных сталей расчетные гибкости элементов целесообразно иметь в пределах 40-60. Прогиб ферм определяется как для стержневой системы в соответствии с указаниями СП. Для предварительных расчетов прогиб стержневой системы может быть с приемлемой для этой стадии погрешностью определен как для сплошной балки с моментом инерции $0,75-0,80$ момента инерции поясов фермы относительно оси, проходящей через центр тяжести обоих поясов.

Статический расчет может быть выполнен вручную или на компьютере по специальной программе (ЛИРА, SCAD и др.). При расчете на компьютере предварительные жесткости или сечения стержней назначают приближенно из опыта проектирования. Подбор сечения стержней выполняется по формулам СП «Стальные конструкции» в зависимости от вида их напряженного состояния. При этом центрально сжатые и сжато-изогнутые стержни проверяются на *устойчивость* в плоскости и из плоскости фермы.

5.2. Большепролетные рамы

Рамы в большепролетных зданиях применяются при пролётах 50-150 м.

В рамах ригели соединены со стойками жёстко, что уменьшает изгибающий момент в пролёте ригеля. По сравнению с балочными конструктивными системами рамные системы обладают большей жёсткостью. Из-за более рационального распределения усилий расход металла в рамах в целом меньше, чем в балочных конструкциях. Однако, рамные конструкции

характеризуются большими сечениями колонн, чувствительны к неравномерным осадкам опор и температурным деформациям.

Наибольшее распространение получили однопролетные (П-образные) большепролетные рамы. Сечения ригелей большепролетных рам проектируют преимущественно сквозными, однако при пролетах до 60 м, особенно при ломаном очертании ригелей, они могут оказаться рациональными и со сплошной стенкой.

Рамные конструкции эффективны при погонных жесткостях колонн, близких к погонным жесткостям ригелей, что позволяет перераспределять усилия от вертикальных нагрузок и значительно облегчить ригели.

По статической схеме работы рамные большепролетные конструкции больших пролётов могут быть двухшарнирными (в уровне фундамента) и бесшарнирными. Бесшарнирные рамы более экономичны, т.к. имеют меньший расход стали, но они требуют более развитых массивных фундаментов, чувствительны к осадкам опор и изменениям температуры. Выбор схемы рамы производят на основе анализа нескольких конструктивных вариантов (рис. 5.4).

Также как и балочные схемы, рамные схемы покрытий по типу основной конструкции могут состоять из плоских рам и промежуточной конструкции; блочными, состоящими из двух плоских рам с шагом обычно 6 м, соединенными между собой связями в пространственные блоки.

Шаг основных конструкций, промежуточные конструкции и допустимые прогибы ригелей в рамных схемах принимаются такими же, как и в балочных.

В рамах, как в статически неопределимых схемах, возможно регулирование расчетных усилий подъемом или опусканием опор (при двух и многопролетных схемах), смещением опор с оси колонн или поворотом опор, выгибом колонны во время монтажа, замыканием опорных узлов ригелей после укладки панелей покрытия, подвеской наружных стен или анкерных оттяжек на консолях, установкой и натяжением затяжек в уровне опор рам.

Рамы большого пролёта выполняются сплошными или сквозными. Сплошные рамы выполняют двутаврового или коробчатого сечения, имеют более простую конструкцию и меньшую высоту сечения. Сплошные рамы имеют повышенный расход металла и применяются при пролётах менее 60 м. Высота сечения ригеля сплошной рамы $1/40 \div 1/30$ пролёта.

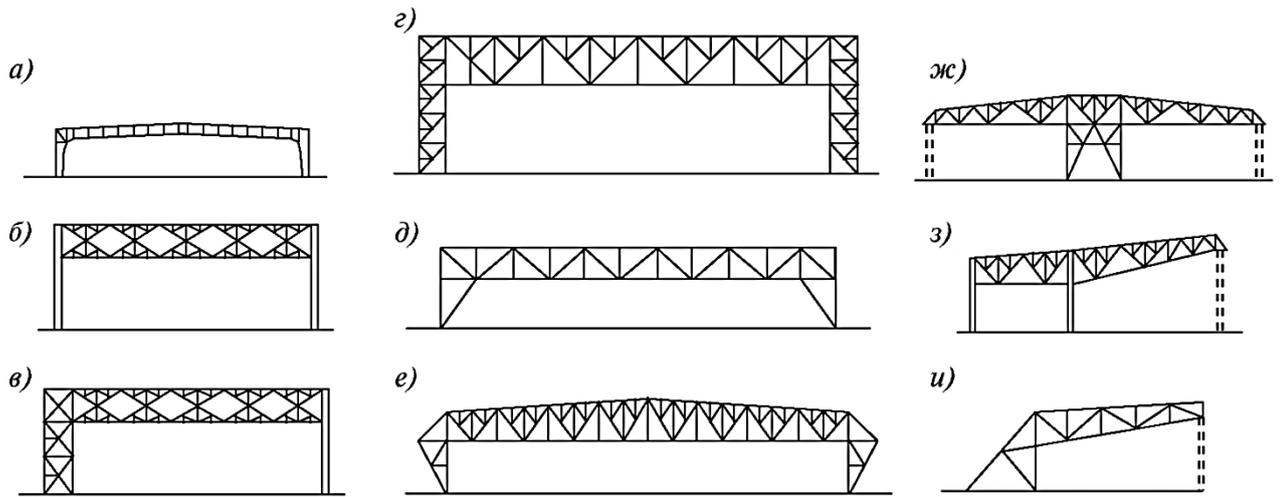


Рис. 5.4. Рамы: а - сплошная; б - сквозная с гибкими стойками; в - с одной гибкой стойкой; г - с жесткими стойками; д - двухшарнирная; е - с подкосами снаружи; ж - двухконсольная; з - одноконсольная; и – консольная

Сквозные рамы имеют высоту сечения $1/20 \div 1/12$ пролёта. Пояса выполняются из уголков, круглых и прямоугольных труб, широкополочных двутавров и тавров. Решётка делается раскосной или шпренгельной.

Для обеспечения устойчивости рам используется развитая система вертикальных и горизонтальных связей. Крайние рамы в торцах здания объединяют связями по стойкам и по ригелю (через 12-18м) в жесткие блоки, к которым распорками крепят остальные рамы каркаса (рис.5.5).

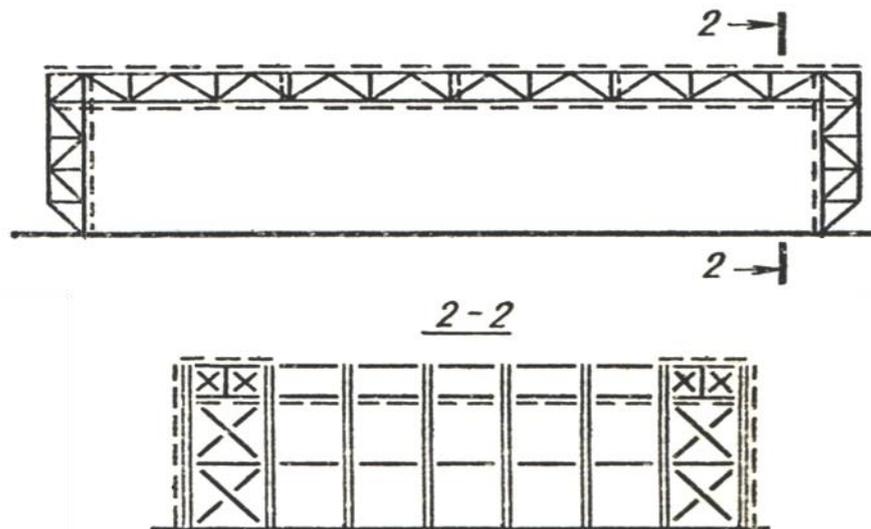


Рис.5.5. Система вертикальных и горизонтальных связей между рамами.

Рамы рассчитываются на нагрузки от собственного веса конструкций, веса снега, ветровую нагрузку и нагрузка от подвесного оборудования. Большепролетные сквозные рамы рассчитывают как решетчатые системы с

учетом деформаций всех стержней. В рамках сплошного сечения нагрузки представляются как распределенные по длине ригеля и стоек, а в рамках сквозного сечения – в виде сосредоточенных сил в узлах решетчатых элементов. Как правило, расчет рам выполняется на компьютере по специальным программам с предварительным назначением жесткостей или сечений элементов приближенно из опыта проектирования.

5.3. Большепролетные арки

Большепролетные арки представляют собой поперечно установленные криволинейные конструкции. Благодаря тому, что от вертикальных нагрузок в арке возникают преимущественно сжимающие усилия и небольшие изгибающие моменты по расходу металла арочные покрытия, как правило, более экономичны, чем балочные или рамные системы. Распор арок рекомендуется передавать на фундамент. В случае неблагоприятных грунтовых условий распор может быть воспринят затяжкой, устанавливаемой ниже уровня пола. Затяжки устраивают также при опирании арок на колонны.

Арочные конструкции находят применение при пролётах здания до 180 м. По характеру статической работы арки могут быть трёхшарнирными, двухшарнирными, бесшарнирными.

Трёхшарнирные арки статически определимые, усилия в них не зависят от осадок опор и изменения температуры. Бесшарнирные арки имеют наиболее благоприятное распределение изгибающих моментов и пониженный расход металла. Они чувствительны к осадкам опор и изменению температуры. Двухшарнирные арки менее чувствительны к осадкам опор и изменениям температуры. На фундаменты не передают изгибающие моменты. Двухшарнирные арки наиболее часто применяются на практике.

Арки характеризуются соотношением стрелы подъёма к пролёту f/l . Арки с отношением $f/l \leq 1/10$ называют пологими и их очертание выполняют по квадратной параболе. В этом случае пологие арки при равномерно распределённой нагрузке работают только на сжатие. С целью упрощения конструкции очертание пологих арок может выполняться по окружности. Оптимальным является отношение f/l от 1/6 до 1/4.

Арки могут быть сплошного и сквозного сечения (рис.5.6). Арки сплошного сечения принимают двутавровым, трубчатым или из двух профилей. Сплошные арки рационально применять при возможности вальцовки

прокатных профилей. Арки сквозного сечения принимают аналогично фермам с параллельными поясами, которым придали криволинейное очертание. Пояса и решетку арок изготавливают из парных уголков, швеллеров, двутавров и труб. При больших усилиях их делают составными. (рис.5.7).

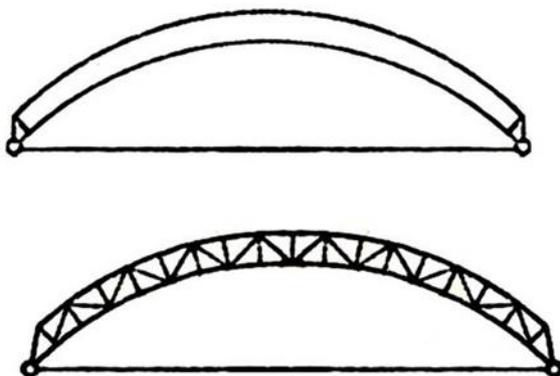


Рис.5.6. Арки сплошного и сквозного сечений

Сечение арок по длине может быть постоянным или переменным. Постоянные сечения могут быть криволинейного и ломаного очертания. Переменные сечения могут быть серповидными и с переломом верхнего пояса.

Сплошные арки устанавливают поперек здания с шагом 6-12м, а сквозные арки – 12-24м. Между арками с шагом 12м устанавливают вертикальные и горизонтальные связи. При больших пролетах арки объединяют связями в блоки шириной 6-12м, которые устанавливают на расстоянии 18-24м. В блоках связи доводят до опор. Между блоками устанавливают фермы-прогоны.

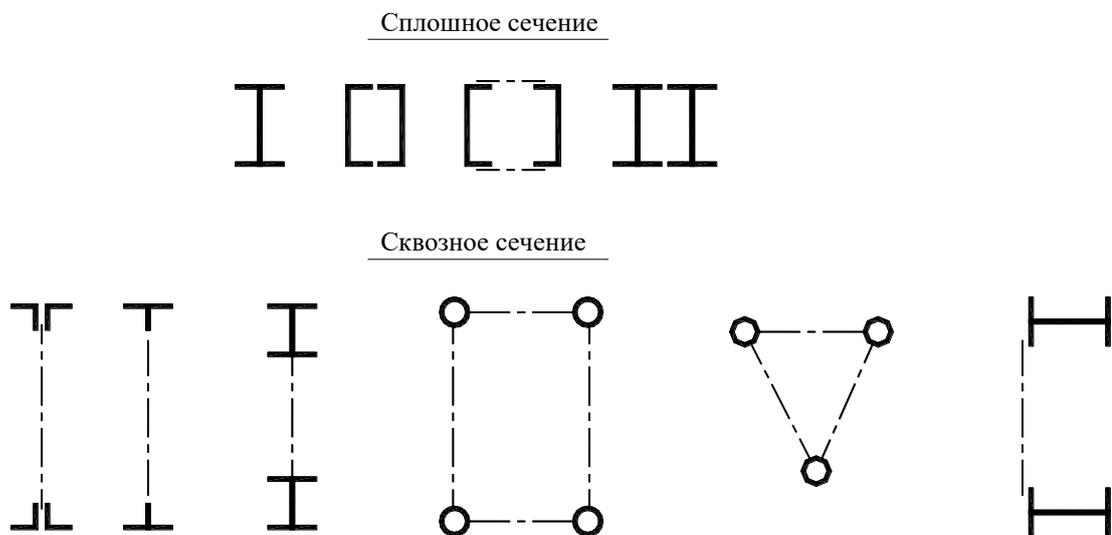


Рис.5.7. Виды сечений большепролетных арок

Глава 6. Пространственные конструкции покрытий зданий

6.1. Общая характеристика пространственных конструкций

Пространственные покрытия передают нагрузку в нескольких направлениях на опоры, не лежащих в одной плоскости. За счёт этого достигается более надёжная работа конструкции и экономия металла. В пространственных покрытиях металл распределяется по всему покрытию более равномерно, чем в плоских конструкциях.

Пространственные стержневые системы можно разделить на три основные группы: стержневые плиты, цилиндрические оболочки и оболочки двойной кривизны (купола) (рис. 6.1). Все три типа пространственных стержневых систем представляют собой, как правило, пространственные фермы, реже рамы с определенной регулярной структурой.

Достоинства пространственных конструкций: однотипность элементов и узлов, способность воспринимать сосредоточенные и неравномерные нагрузки, повышенная жёсткость и высокая надёжность конструкции, живучесть конструкции (сохранение несущей способности при локальных повреждениях), уменьшение материалоемкости ограждающих конструкций, архитектурная выразительность и небольшая строительная высота.

К недостаткам пространственных покрытий относится повышенная трудоёмкость изготовления, сложность расчётной схемы и узловых сопряжений.

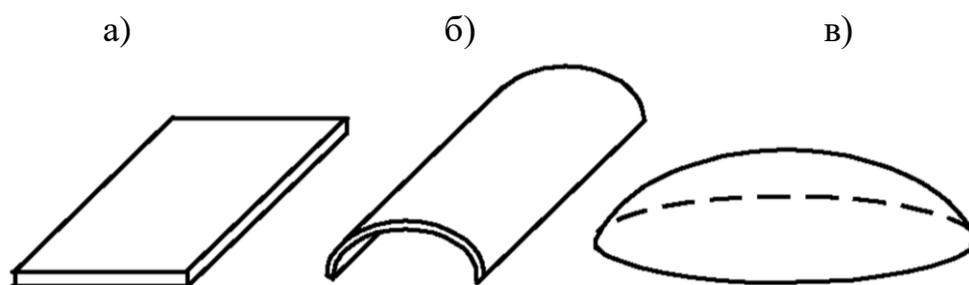


Рис. 6.1 Основные типы пространственных покрытий
а – стержневые плиты; б- цилиндрические оболочки; в- оболочки двойной кривизны (купола)

Пространственные конструкции могут быть однослойными (односетчатыми) и двухслойными (двухсетчатыми). Узлы однослойных конструкций расположены на одной поверхности, а узлы двухслойных конструкций - на двух поверхностях.

6.2. Структурные конструкции.

Структурными конструкциями называют пространственные стержневые системы, образованные пресечением плоских ферм (с параллельными поясами). Поскольку пояса всех ферм лежат в горизонтальных плоскостях, то структурные конструкции называют еще перекрестно-стержневыми плитами.

Различные типы стержневых плит образуются разным пересечением плоских ферм между собой: ортогональное пересечение вертикальных ферм, пересечение вертикальных ферм трех направлений, ортогональное пересечение наклонных ферм, пересечение наклонных ферм трех направлений.

Наибольшее распространение получили структурные конструкции с перекрестными фермами в двух ортогональных направлениях. Перекрестно-стержневые плиты можно представить как системы, образованные многократно повторяющимися объемными элементами - стержневыми призмами и пирамидами. Регулярность структурных конструкций способствует унификации их стержневых и узловых элементов по конструктивным решениям.

При ортогональном пересечении вертикальных ферм образуется стержневая плита с квадратными ячейками поясных сеток (рис.6.2). А при пересечении ферм трех направлений – с треугольными ячейками. ОпираНИЕ структурных конструкций на колонны выполняется различными способами: по контуру, по углам, внутри покрытия (рис.6.3).

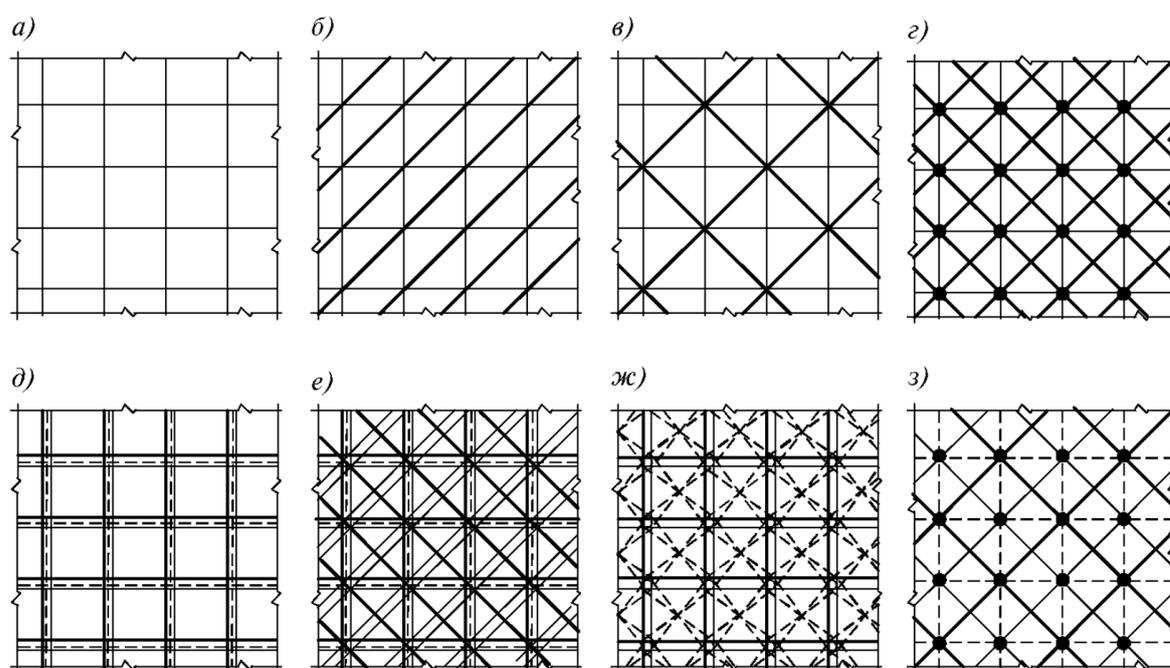


Рис. 6.2. Структуры пространственных покрытий на основе четырехугольной ячейки

Стержни структурных конструкций работают преимущественно на центральное растяжение или сжатие. Их выполняют из круглых труб (наиболее экономичный вариант), прокатных или гнутых профилей. Оптимальный угол наклона раскосов близок 45° , при высоте структурной плиты 2-3 м это позволяет использовать типовые ограждающие кровельные конструкции.

Поскольку в узлах перекрестно-стержневых плит сходятся восемь и более стержней, то это определяет конструкцию узловых элементов (рис.6.4).

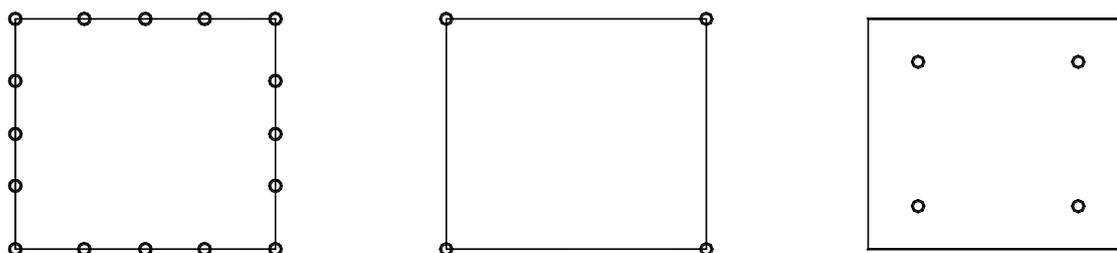


Рис.6.3. Варианты опирания структурной конструкции

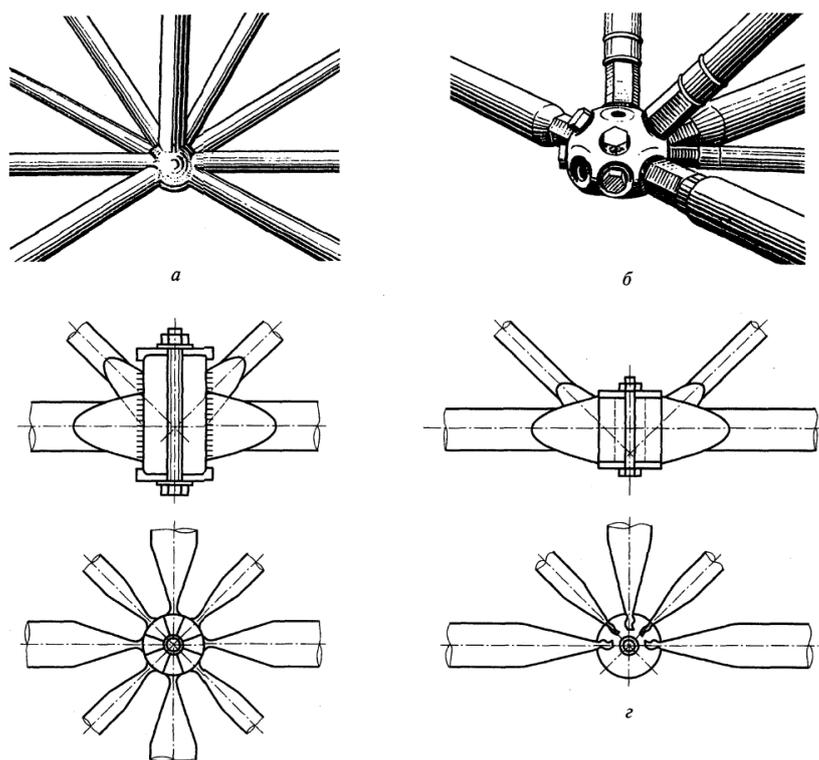


Рис.6.4. Узлы структурных конструкций

а – с шаровой вставкой «Октаплат»; б – на винтах «Меро»; в – с анкерными шайбами «Берлин»; г – цилиндрические с фигурными вырезами «Триодетик»

Точный расчет структурных конструкций как дискретных шарнирно-стержневых систем может быть выполнен только на компьютере по специальным программам. Его следует проводить методом итераций, сопровождая статический расчет подбором сечений стержней. Помимо

требований прочности и устойчивости стержней необходимо учитывать дополнительные ограничения: наибольший прогиб всей системы, предельные гибкости элементов и минимальные калибры профилей.

6.3. Сетчатые цилиндрические оболочки (своды)

Сетчатые цилиндрические оболочки или своды имеют срединную поверхность, образованную скольжением прямой, параллельной оси оболочки, по кривой вокруг этой оси (рис.6.5). Цилиндрические оболочки относятся к оболочкам одинарной кривизны. Цилиндрические оболочки обладают повышенной архитектурной выразительностью, рациональны для перекрытий прямоугольных в плане зданий зального типа пролетом до 80 м.

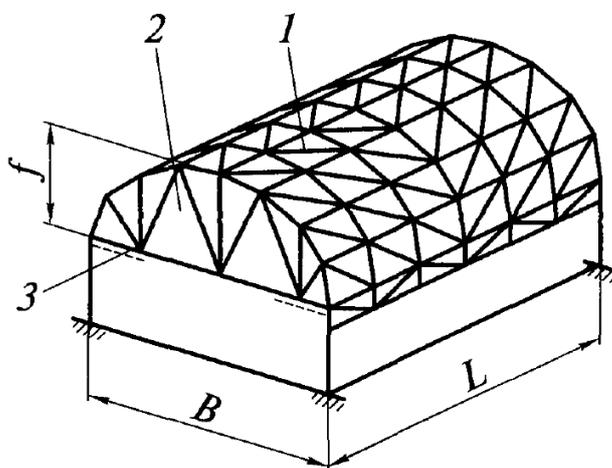


Рис.6.5. Сетчатая цилиндрическая оболочка
1 – оболочка; 2 – торцевая диафрагма; 3 – связи;
 f – стрела подъема; B – пролет; L – длина образующей цилиндра

В зависимости от длины оболочек их делят на короткие, у которых пролет по продольной оси не более полторы длины волны (пролет в поперечном направлении), и на длинные, у которых пролет более полторы волны.

Сетчатые цилиндрические оболочки выполняют из прямолинейных стержней, работающих преимущественно на сжатие. В зависимости от характера опирания оболочки подразделяются на четыре типа: Оболочки с опиранием по всему контуру, оболочки с опиранием по продольным краям, оболочки с опиранием по торцам, оболочки с опиранием на колонны.

Для обеспечения геометрической неизменяемости формы по торцам в цилиндрических оболочках предусматриваются торцевые диафрагмы. При контурном опирании, а также опирании по продольным краям, оболочка

работает в поперечном направлении, как цилиндрический свод пролётом B . При опирании оболочки по торцам или на колонны она работает преимущественно на изгиб как балка криволинейного поперечного сечения пролётом L .

Другим важным фактором, определяющим работу цилиндрической оболочки, является схема ее сетчатого каркаса. В цилиндрических оболочках могут применяться различные схемы сеток, из которых наиболее распространены следующие: ромбическая, треугольная с поперечными рёбрами, треугольная с продольными рёбрами, комбинированная (рис.6.6).

Своды с поперечными рёбрами представляют собой систему арок, соединённых связями. Такая разбивка эффективна при работе оболочки как свод. Если реализуется балочная схема работы, то успешно применяются сетка с продольными рёбрами. Для оболочек с соотношением длины к пролёту менее 2 рациональны системы с продольными и поперечными рёбрами.

Торцевые диафрагмы в сетчатых сводах при отсутствии стены имеют вид геометрически неизменяемой стержневой системы. Цилиндрические своды являются распорными системами.

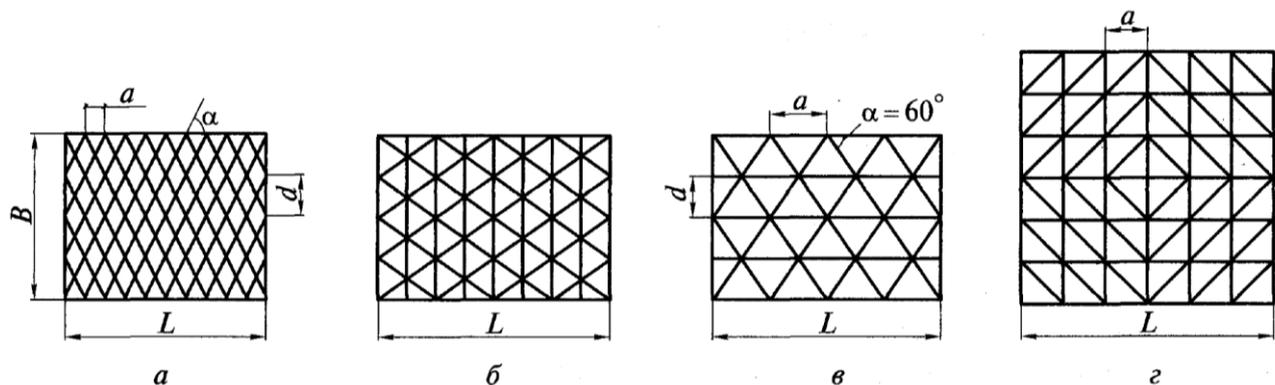


Рис.6.6. Схемы сеток цилиндрических оболочек.

a – ромбическая; b – с поперечными рёбрами; v – с продольными рёбрами; g - комбинированная

При опирании по контуру или на продольные стены распор воспринимается фундаментами или контрфорсами продольных стен. При опирании по торцам или на колонны для восприятия распора и вертикальных сил по длине свода устраиваются горизонтальные и вертикальные бортовые элементы, которые проектируют в виде ферм с параллельными поясами.

Для обеспечения устойчивости однопоясных сетчатых систем необходимы узлы с жестким соединением стержней в направлении нормали к поверхности оболочки, а также неизменяемую конструкцию торцов оболочки, которая зависит также и от архитектурного решения (рис.6.7).

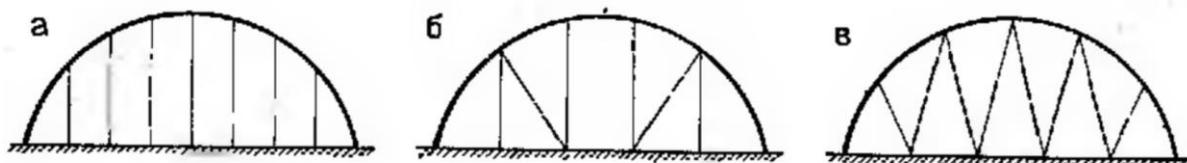


Рис. 6.7. Конструкции торцов однопоясных сетчатых сводов
 а – с вертикальными стойками; б – с вертикальными стойками и раскосами;
 в – с наклонными стойками;

Для перекрытия значительных пролетов требуется применять двухслойные (двухсетчатые) оболочки. В практике строительства однопоясных сетчатых оболочек пролет ограничивается величинами 60-75 м. При двухпоясных покрытиях пролет сооружения может достигать 200 м.

В двухсетчатых оболочках узлы расположены в пространстве на двух мысленных цилиндрических поверхностях, равноудаленных (по нормали) от срединной поверхности (рис.6.8). Расстояние между сетками составляет 1/50-1/20 радиуса кривизны цилиндрической поверхности.

В двухпоясных оболочках устойчивость системы стержней обеспечивают не жесткостью узлов, а геометрически неизменяемостью конструкции в целом. В узлах таких покрытий возможно любое сопряжение стержней – как жесткое, так и шарнирное.

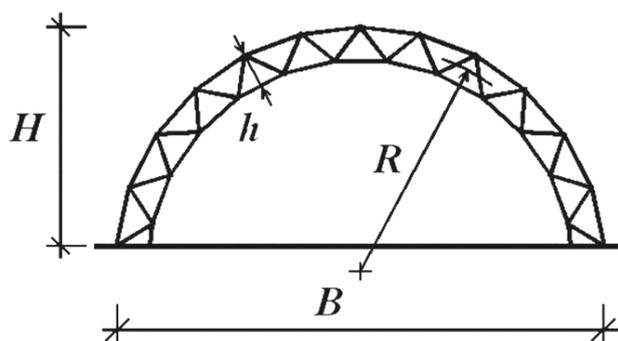


Рис.6.10.. Двухсетчатая цилиндрическая оболочка.

Двухсетчатые цилиндрические оболочки можно представить как стержневые системы, образованные ортогональным пересечением сквозных арок треугольного поперечного сечения и наклонных ферм. То есть аналогично перекрестно-стержневым плитам, которым придали искривленную форму.

Стержни сетчатых цилиндрических оболочек изготавливают из стальных прокатных и гнутых профилей. Чаще используют трубчатые профили, что

объясняется общей экономией металла и их эстетичностью. Для односетчатых оболочек применяются штампованные или пространственные горизонтальные фасонки с болтовыми соединениями стержней. Для двухсетчатых оболочек применяются узлы той же конструкции, что и в структурных конструкциях.

Наиболее простое конструктивное решение двухпоясного свода получают при использовании элементов в виде плоских ферм, имеющих параллельные пояса и образующих при пересечении треугольные ячейки (рис. 6.11).

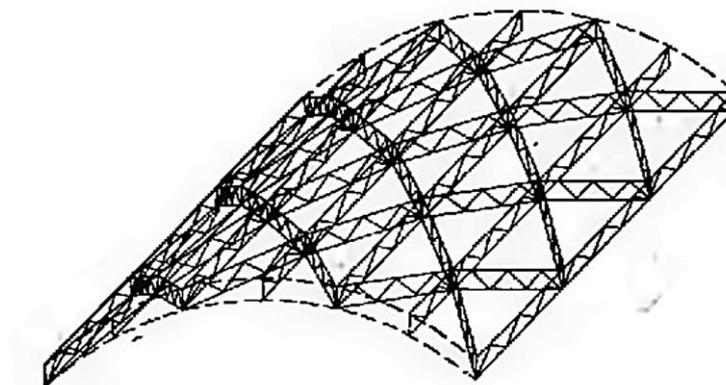


Рис. 6.11. Конструктивное решение двухпоясной оболочки

Точный расчет сетчатых цилиндрических оболочек как стержневых систем может быть выполнен только на компьютере по специальным программам с предварительным назначением жесткостей или сечений элементов.

6.3. Металлические купола

Куполами называют пространственные конструкции, срединная поверхность которых образована вращением плоской кривой (образующая), вокруг вертикальной оси. Они относятся к оболочкам положительной Гауссовой кривизны (центры кривизны по ортогональным направлениям находятся с одной стороны). Купольные покрытия обладают превосходной архитектурной выразительностью, служат для перекрытия круглых в плане зданий зального типа пролетом до 200 м. Благодаря двоякой кривизне купола характеризуются большей жесткостью по сравнению с сетчатыми цилиндрическими оболочками.

В зависимости от геометрической формы поверхности, описываемой вращающейся кривой, различают следующие виды куполов: сферические, эллиптические, параболические и стрельчатые. Из них наибольшее распространение получили сферические купола.

Каркасы металлических куполов в зависимости от конструктивной схеме

разделяются на две группы: ребристые, ребристо-кольцевые и сетчатые.

Ребристый купол (рис.6.12,а) представляет собой систему меридиональных ребер в виде вертикальных полуарок, размещённых по окружности. Ребра устанавливаются на нижнее (опорное) кольцо и в вершине купола крепятся к верхнему соединительному кольцу. Нижнее кольцо служит для восприятия распора от рёбер купола и работает на растяжение. Верхнее кольцо обеспечивает совместную работу ребер в вершине купола и работает на сжатие. Кроме того, оно используется для упрощения сопряжения ребер в месте, где все они сходятся.

В **ребристо-кольцевом** куполе (рис.6.12,б) между нижним и верхним кольцами по высоте купола меридиональные ребра опоясываются промежуточными кольцами. Промежуточные кольца улучшают работу рёбер, поскольку совместно с ними образуют пространственный каркас купола, и, тем самым, снижают расход металла на купол. Промежуточные кольца могут использоваться в качестве кровельных прогонов.

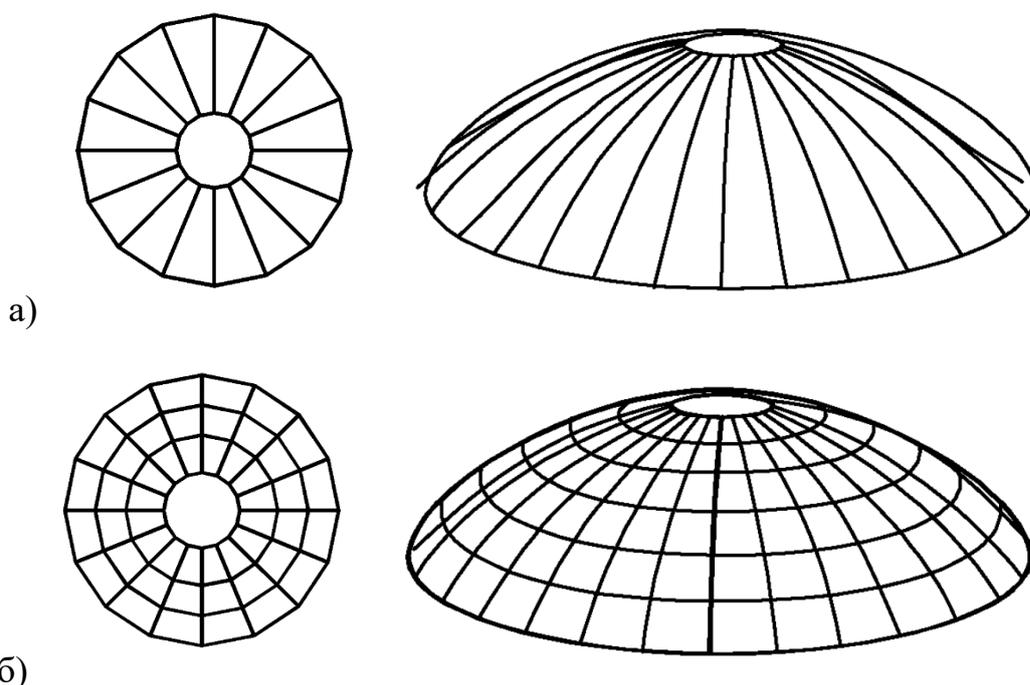


Рис.6.12. Схемы каркасов ребристого (а) и ребристо-кольцевого (б) куполов

При несимметричных нагрузках в верхнем кольце возникают также изгибающие и крутящие моменты. Диаметр верхнего кольца определяется размещением узлов крепления полуарок. Эти узлы конструируются жесткими в нормальном направлении. Образующийся проем в вершине купола

используется для естественного освещения и аэрации помещения под куполом.

Нижнее кольцо выполняется в виде многоугольника, число сторон которого соответствует числу ребер. Ребра могут иметь как сплошное, так и сквозное сечение. Сплошные ребра тяжелее, но проще в изготовлении, особенно при использовании прокатных профилей. Очертание ребер купола из конструктивных соображений принимается круговым. Однако часто центр окружности смещают с центральной оси. В этом случае форма купола становится не сферической, а стрельчатой. Для большепролетных куполов используют также эллиптическое очертание ребер.

Меридиональные ребра ребристых и ребристо-кольцевых куполов по конструктивному решению аналогичны аркам. Они воспринимают усилия сжатия с изгибом, могут быть сплошного и сквозного сечения.

Сплошные сечения выполняют двутавровыми, трубчатыми или из двух прокатных профилей (сплошностенчатые). Их рационально применять при возможности вальцовки прокатных профилей. Такие ребра надежны, технологичны в изготовлении, имеют высоту сечения $1/50-1/80$ пролета купола.

Ребра сквозного сечения принимают аналогично фермам с параллельными поясами, которым придали криволинейное очертание. Они имеют высоту сечения $1/30-1/60$ пролета купола. Пояса арок изготавливают из парных уголков, швеллеров, двутавров и труб. При больших усилиях их делают составными. Стержни решетки изготавливают из уголков или швеллеров.

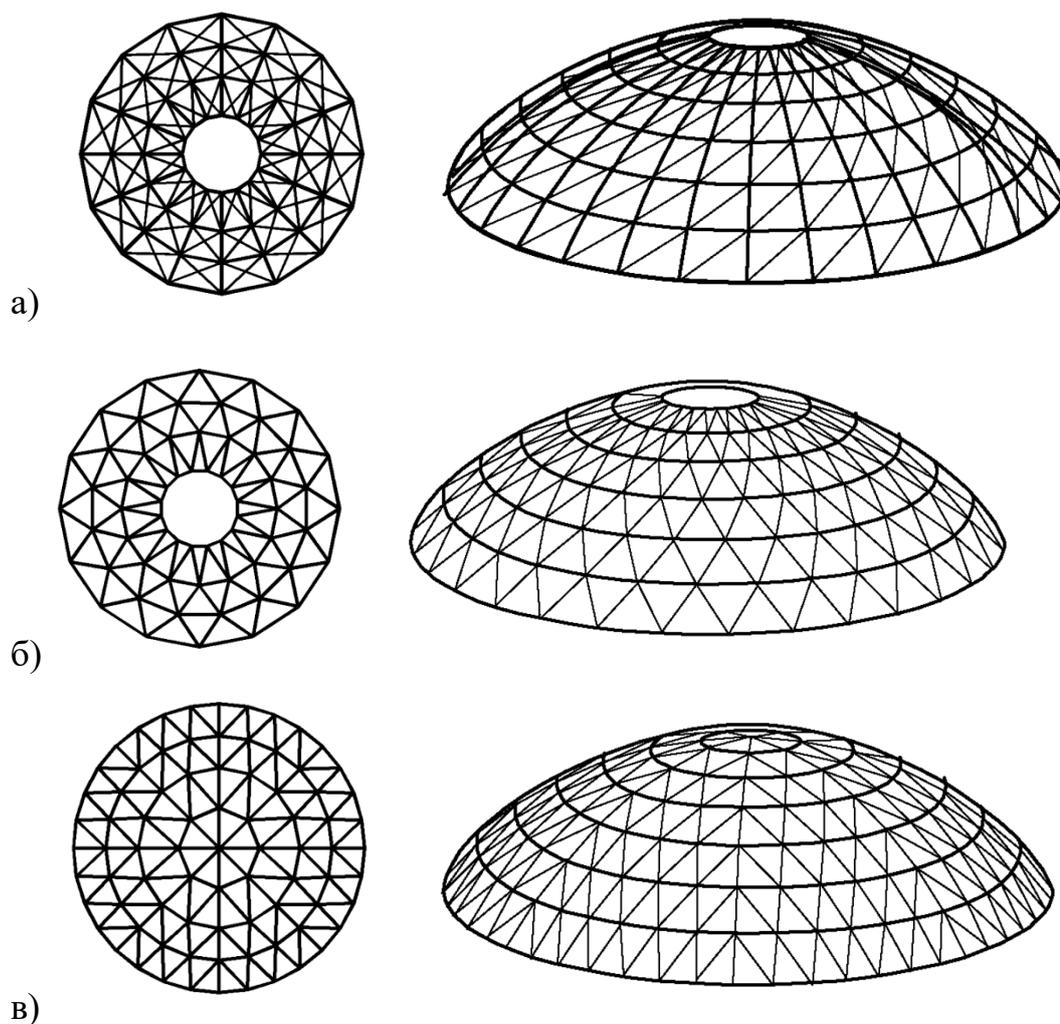
Опорное кольцо воспринимает растягивающие усилия или растяжение с изгибом. Обычно оно проектируется сплошного двутаврового сечения. Верхнее кольцо воспринимает сжимающие усилия с изгибом и также проектируется сплошного двутаврового сечения. Промежуточные кольца ребристо-кольцевых куполов воспринимают как растягивающие, так и сжимающие усилия и проектируют сплошными.

6.4. Сетчатые купола

Купольные системы, каркас которых образует пространственную стержневую систему с треугольными ячейками, называются сетчатыми куполами (рис.6.13). При развитии системы связей в ребристо-кольцевом куполе по всем секторам образуется купол, во всех ячейках каркаса которого будут установлены крестовые связи, что характеризует его как сетчатый. Общим признаком сетчатых куполов служит то, что они представляют собой

стержневые пространственные системы, образующие на всей поверхности купола сетки с треугольными ячейками.

Для относительно пологих покрытий используются схемы, обладающие осевой симметрией. Все они состоят из определенного числа одинаковых зеркально симметричных секторов. Форма поверхности вращения может быть любой, однако наиболее часто используется сферическая.



*Рис.6.13. Схемы каркасов сетчатых куполов
а – схема Шведлера; б – звездчатая схема Фенпля; в – схема Чивитта*

Существуют два метода построения сетчатой поверхности куполов:

- 1) Разбивка на повторяющиеся сектора.
- 2) На вписанных в сферу многогранниках.

При построении сетчатого каркаса 1-м методом поверхность купола разбивается на сектора и делится на ярусы (кольца), а затем каждый ярус делится на треугольные ячейки. В звездчатом куполе ширина ячейки увеличивается с каждым нижним ярусом, а в куполе Чивитта в каждом

следующем от вершины яруса число ячеек в секторе увеличивается на 2. Такими сетчатыми куполами можно перекрывать пролеты до 200 м.

Недостатком схем Шведлера и Фёппля является значительное сгущение элементов в центральной части. Схема Чивитта лишена этого недостатка. Она состоит из нескольких секторов, каждый из которых равномерно разбит на треугольные ячейки. Число секторов принимается в пределах от 6 до 12.

При построении геометрической схемы сетчатого купола 2-м методом - при помощи вписанных в сферу правильных многогранников получают, так называемые, **геодезические** купола (рис. 6.14). Впервые такой способ построения сетчатых куполов предложил Ричард Фуллер. Согласно этому способу в сферу вписывается додекаэдр или икосаэдр. Все вершины и поднятые до сферы центры граней соединяют дугами большого круга, которые называют геодезическими линиями. Получившаяся таким образом базовая сеть с 60-ю треугольными ячейками подвергается дальнейшей разбивке. Далее геодезическими линиями соединяют середины сторон треугольных ячеек.

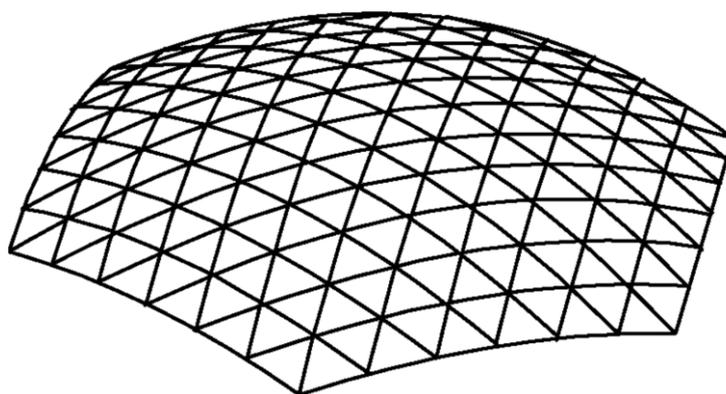


Рис. 6.14. Сетчатый купол, основанный на геодезической разбивке.

Стержни сетчатых куполов изготавливают из стальных прокатных и гнутых профилей. Чаще используют трубчатые профили, что объясняется общей экономией металла и их эстетичностью. Поскольку в узлах сетчатых оболочек сходятся шесть и более стержней, то узловые сопряжения представляет собой многообразные конструктивные решения.

Для односетчатых куполов применяются узлы той же конструкции, что и в перекрестно-стержневых плитах: с полым шаром системы Октаплатт, с шаровым узловым элементом с резьбовыми отверстиями системы Меро и другими. Возможно также использование объемных решетчатых блоков в виде призм с треугольным основанием.

Глава 7. Листовые конструкции и высотные сооружения

Лекция 8

7.1. Сведения о листовых конструкциях

Листовыми называют емкостные сооружения, изготовленные из листовой стали и предназначенные для хранения, транспортировки и переработки различных жидкостей, газов и сыпучих материалов.

Основные виды листовых сооружений:

1. Резервуары для хранения нефти, нефтепродуктов и воды;
2. Газгольдеры для хранения газов;
3. Силосы для хранения сыпучих материалов;
4. Специальные конструкции металлургической и химической промышленности (кожухи, воздухонагреватели, пылеуловители);
5. Дымовые и вентиляционные трубы.

Большая часть листовых конструкций выполнены в виде оболочек вращения: цилиндры, конусы, сферы, эллипсоиды. Изготавливают их из стальных листов, сваренных друг с другом. Часть листовых конструкций имеет плоские грани в виде пластин, прикрепленных к жестким ребрам из профильной стали.

7.2. Резервуары

Различают следующие резервуары: вертикальные цилиндрические низкого давления, вертикальные цилиндрические повышенного давления, горизонтальные цилиндрические, сферические.

Вертикальные цилиндрические резервуары применяют для хранения трудно испаряющихся жидкостей (низкого давления). Они являются наземными сооружениями и состоят из цилиндрической стенки, плоского днища и крыши. Крыша может быть стационарной и плавающей.

Конструкции резервуаров изготавливают на заводе целыми полотнищами и доставляют на строительную площадку в виде рулонов.

Типовой вертикальный цилиндрический резервуар объемом 5000 куб.м состоит из днища, стенки, крыши, центральной стойки и шахтной лестницы (рис.7.1).

Днище изготавливается из листов $t=5-6$ мм, поскольку оно не испытывает значительных напряжений. В месте сопряжения днища со стенкой (окрайка шириной 300 мм) из-за краевого эффекта его утолщают до $0,6-0,7 t$ стенки.

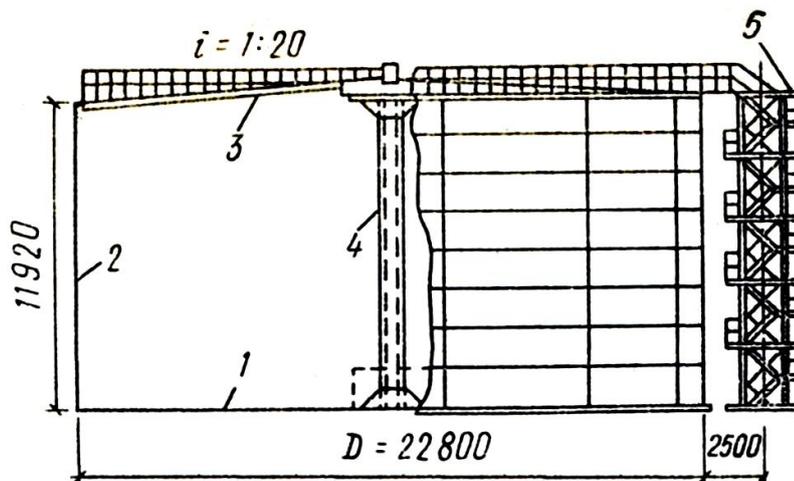


Рис. 7.1. Вертикальный резервуар для хранения нефтепродуктов

Стационарная крыша в вертикальных резервуарах небольшого объема делается конической ребристой из секторных заводских щитов. Стенки вертикальных цилиндрических резервуаров изготавливают из стальных листов толщиной 5-16 мм. Стенки резервуаров имеют переменную толщину: максимальная внизу, минимальная вверху.

В резервуарах большого объема для уменьшения потерь нефтепродуктов от испарения под крышей устраивается плавающий понтон или крыша резервуара делается плавающей (рис.7.2).

Стационарная крыша выполняется в виде ребристого или сетчатого сферического купола.

Пантоны в резервуарах контактируют с жидкостью по всей поверхности. Их конструкция должна исключать потопление. Плавучесть этих конструкций поддерживается герметичными изолированными друг от друга коробами. При этом на поверхности жидкости лежит стальная мембрана.

Зазор между коробами и стенкой резервуара (≈ 200 мм) уплотняется специальным затвором с жесткими механическими пружинными устройствами или с мягкими уплотнителями из резины (или полимеров). Пантон имеет снизу опорные стойки высотой 2 м, которые при удалении жидкости из резервуара опираются на днище и обеспечивают проход людей под плавающими конструкциями.

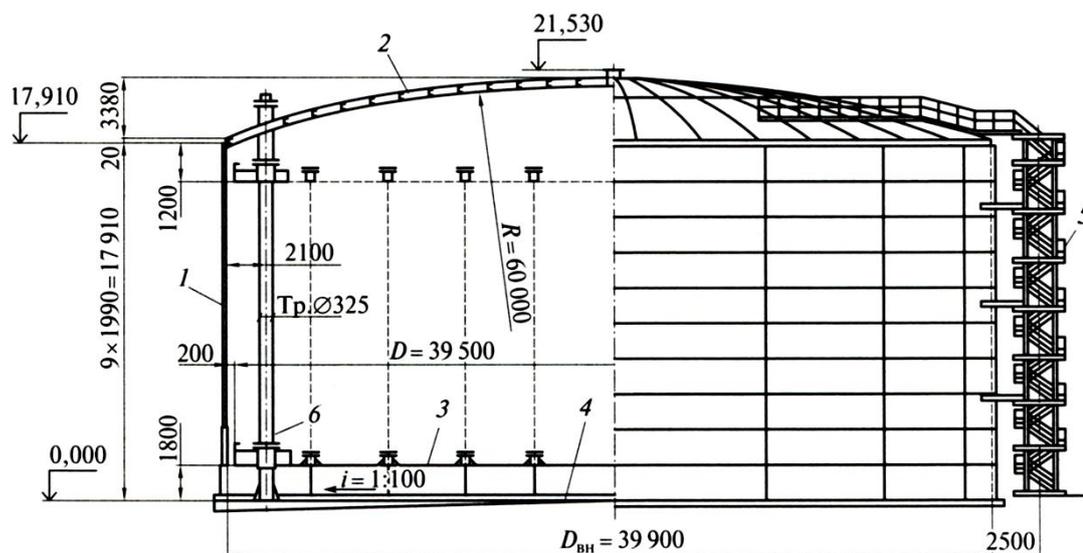


Рис.7.2. Вертикальный резервуар со стационарной крышей и понтоном

Горизонтальные цилиндрические резервуары применяются для хранения небольших объемов жидкостей (до 300 куб.м) при высоких давлениях (сжиженные газы) до 2000 кПа. Диаметр резервуара до 3,25 м, длина до 18 м (рис.7.3).

Горизонтальный резервуар состоит из цилиндрической стенки и эллипсоидальных днищ. Для обеспечения жесткости корпуса в резервуаре устраивают кольца жесткости. В плоскости опор внутри резервуара устанавливают диафрагмы из колец и рамки.

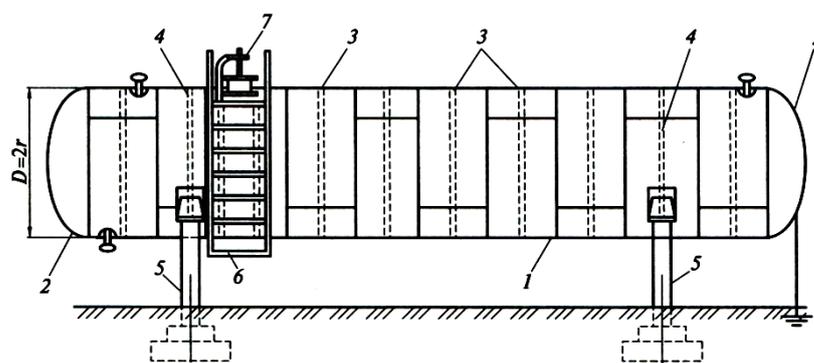


Рис.7.3. Горизонтальный цилиндрический резервуар

Сферические резервуары применяются для хранения небольших объемов жидкостей при высоких давлениях (сжиженные газы) до 1800 кПа. Диаметр резервуара до 16м, объем до 2000 куб.м (рис.7.4). Оболочки сферических резервуаров изготавливают из сталей повышенной прочности толщиной до 36мм. Опорными конструкциями служат вертикальные и наклонные стойки.

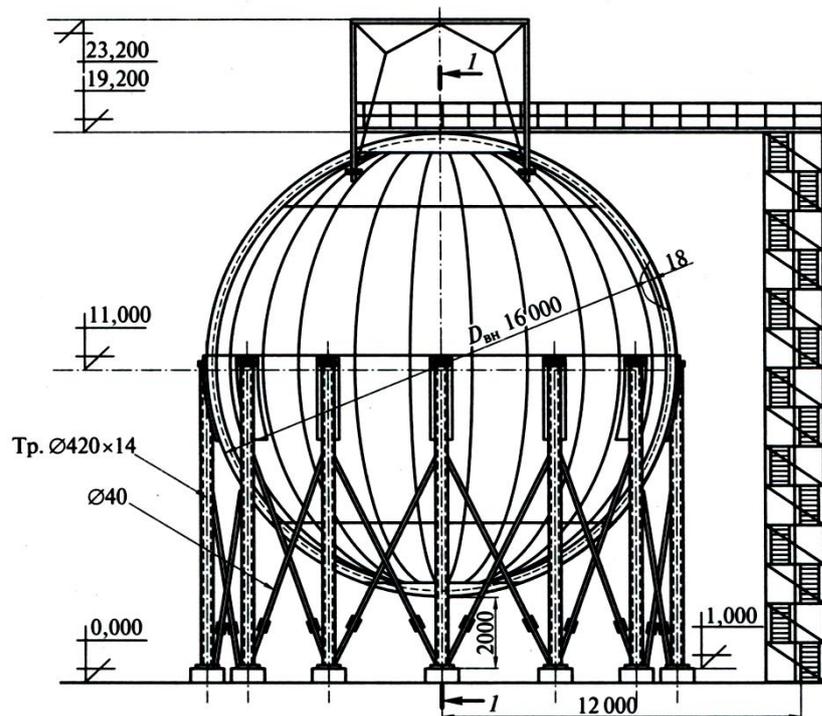


Рис.7.4. Сферический резервуар

7.3. Газгольдеры

Газгольдеры используются для хранения, регулирования расхода и давления газов. Они могут быть переменного объема (постоянного давления) и постоянного объема (переменного давления).

Газгольдеры переменного объема служит для поддержания постоянного давления. Это осуществляется подъемом и опусканием его верхней части. По функциональным признакам они разделяются на мокрые и сухие.

Мокрые газгольдеры имеют объем до 50000 куб.м и состоят из вертикального цилиндрического резервуара, заполненного водой, одного или нескольких телескопов, колокола и направляющих (рис.7.5). Телескопы представляют собой цилиндрические оболочки без дна и крыши, а колокол – цилиндрическую оболочку с крышей. Когда давление газа повышается, он поднимает колокол, а затем и телескопы. Для предотвращения перекосов колокола и телескопов имеются наружные направляющие стойки, с которыми они соединяются подвижными роликами.

Соединений колокола с телескопами, телескопов между собой и с резервуаром осуществляется при помощи гидравлических затворов. Эти затворы представляют собой кольцевые желоба, заполненные водой.

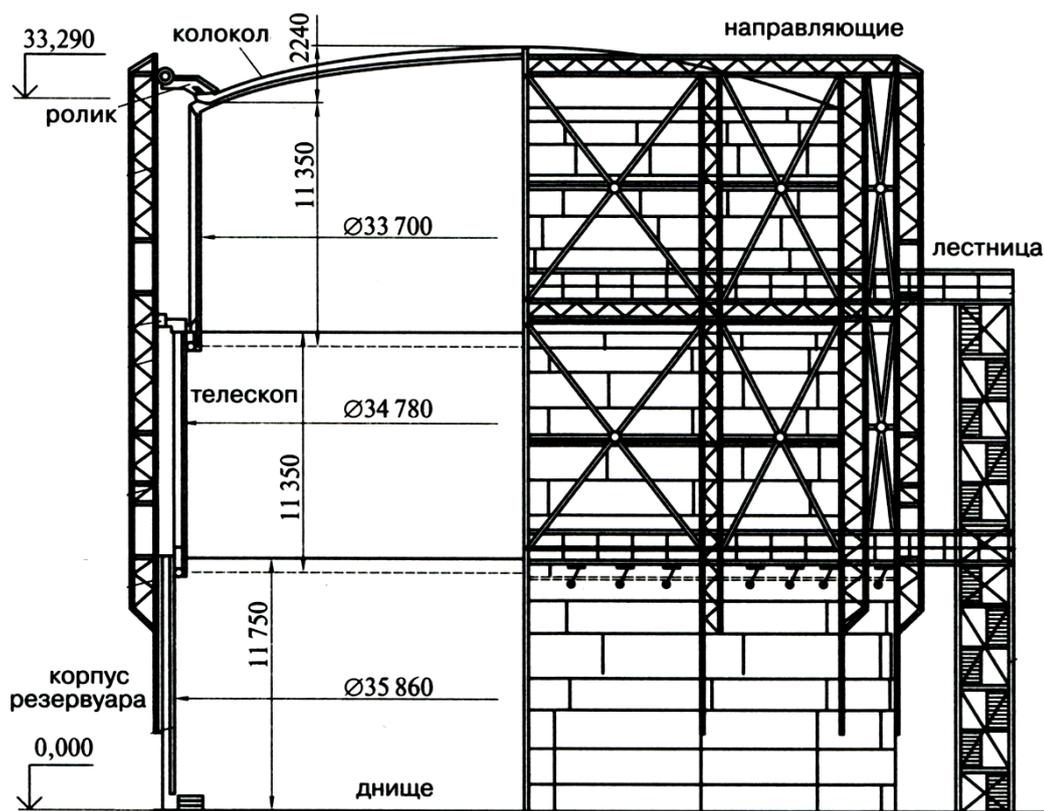


Рис.7.5. Мокрый газгольдер

Сухие газгольдеры применяют для газов, не допускающих контакта с водой, а также при отрицательных температурах воздуха. Они состоят из цилиндрического корпуса, плоского днища, сферической крыши и подвижной шайбы внутри. Под давлением газа шайба поднимается. Для равномерности перемещения шайбы используется система роликов. Герметичность обеспечивается емкостью из прорезиненной ткани, нижняя часть которой прикрепляется к днищу, а верхняя - к шайбе.

Газгольдеры постоянного объема имеют рабочее давление от 400 до 2000 кПа. Они могут быть цилиндрическими и сферическими.

Цилиндрические газгольдеры могут горизонтальными, вертикальными и сферическими. При этом конструкция горизонтальных газгольдеров постоянного объема похожа на конструкцию горизонтального резервуара, а конструкция сферического резервуара – на конструкцию сферического резервуара. Вертикальные цилиндрические газгольдеры отличаются от горизонтальных лишь конструкцией опор.

7.4. Силосы

Силосы включают в себя цилиндрическую или многогранную стенку, коническую крышу и коническую воронку. Наибольшее распространение получили силосы для хранения зерна. Силосы небольшого диаметра ($d \leq 6\text{м}$) устанавливают на стойки, а большого – на фундамент (рис.8.6).

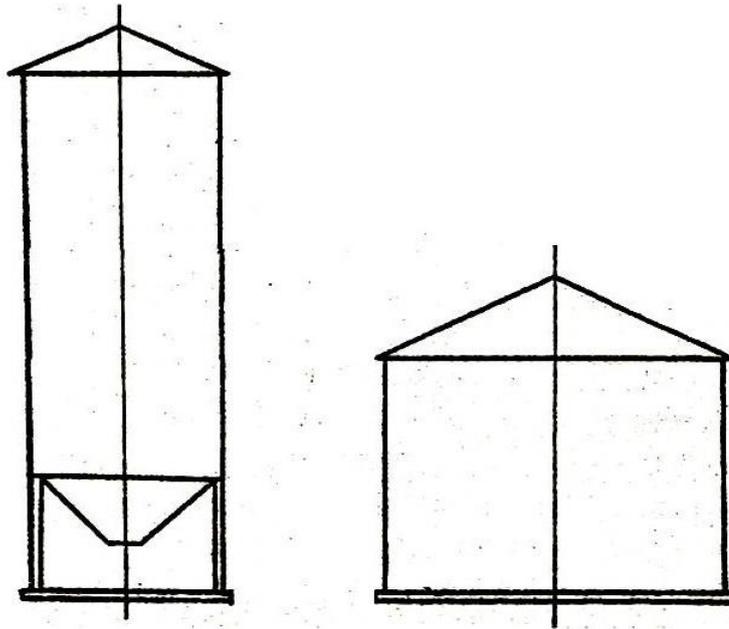


Рис.7.6. Цилиндрические силосы разных диаметров

Через крышу силосы загружают, а через воронку выгружают. В силосах большого диаметра воронка устанавливается ниже уровня земли – в подземных галереях.

Стенка силосов может быть изготовлена в виде цилиндрической оболочки из листовой стали $t = 4-8\text{мм}$, каркасно-щитовой из вертикальных и кольцевых элементов с заполнением ячеек гофрированными листами $t \leq 2\text{мм}$, мембранно-каркасного типа с листами $t = 1\text{мм}$.

Высокие малогабаритные силосы группируются в зернохранилища элеваторного типа. Силосы большого диаметра из-за большой емкости сами по себе являются зернохранилищами, которые могут объединяться в крупные зернохранилища.

Для перегрузки сыпучих материалов из зернохранилища в транспорт используются емкости небольшого объема, которые называют бункерами. Бункеры похожи на силосы небольшого диаметра, высота которых мала.

7.5. Работа листовых конструкций

Листовые конструкции представляют собой оболочки, которые под действием внутреннего давления находятся в двухосном напряжённо-деформированном состоянии. В местах примыкания листовых конструкций к фундаменту, днищу, крыше, технологическим трубопроводам возникают краевые изгибные нормальные напряжения. Краевые напряжения очень быстро затухают. В листовых конструкциях оболочка совмещает несущие и ограждающие функции.

Листовые заготовки, из которых собираются листовые конструкции, вальцуются и соединяются друг с другом на сварке. Сварка выполняется встык или внахлест. Особенностью сварных соединений является большая длина сварных швов и необходимость обеспечения их герметичности. для сохранности продукта в листовых конструкциях.

Основной нагрузкой на листовые конструкции является внутреннее давление. Чаще всего внутреннее давление избыточное, что вызывает в оболочке растяжение в двух направлениях.

В резервуарах для хранения жидкостей давление на оболочку увеличивается по линейному закону от нуля на поверхности жидкости до максимума на уровне дна.

$$p = \rho gh$$

где p – давление на глубине h , ρ – плотность жидкости, g – ускорение свободного падения, h – рассматриваемая глубина.

В силосах для хранения сыпучих материалов избыточное давление вычисляется так:

- давление на горизонтальное дно:

$$p_{\text{дно}} = \rho gh$$

- давление на вертикальную стенку:

$$p_{\text{ст}} = \rho gh \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$$

- давление на наклонную стенку:

$$p_{\text{накл.ст}} = \rho gh (\cos^2 \alpha + \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \sin^2 \alpha)$$

где ρ – плотность сыпучего материала, φ – угол внутреннего трения сыпучего материала, α – угол между горизонтальной плоскостью и наклонной стенкой.

При избыточном давлении в оболочке возникают растягивающие напряжения равные:

- кольцевые нормальные напряжения в цилиндрической оболочке:

$$\sigma_2 = p_{cm} r / t$$

- нормальные напряжения в сферической оболочке:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = pr / (2t)$$

где r - радиус цилиндра или сферы, t - толщина оболочки.

Проверку прочности оболочки можно выполнить по формуле:

$$\frac{\sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2 + 3\tau^2}}{R_y \gamma_c} \leq 1$$

При быстром опорожнении листовой конструкции в ней может возникнуть пониженное давление из-за чего в оболочке появляются отрицательные напряжения. Отрицательные напряжения возникают в оболочке и от собственного веса конструкции, оборудования и снега на покрытии, а также ветровой нагрузки.

Проверку устойчивости цилиндрической оболочки при действии отрицательных нормальных напряжений можно выполнить так:

- для оболочек равномерно сжатых вдоль образующих:

$$\sigma_1 \leq \gamma_c \sigma_{кр1}$$

- расчёт на устойчивость при действии внешнего давления, нормального к боковой поверхности:

$$\sigma_2 \leq \gamma_c \sigma_{кр2}$$

где $\sigma_{кр1}$ и $\sigma_{кр2}$ критические напряжения для напряжений вдоль образующих и напряжений вдоль окружности соответственно.

Для горизонтальных резервуаров, трубопроводах возможен изгиб от собственного веса и веса продукта.

Расчёт листовых конструкций заключается в определении нормальных напряжений, действующих в двух направлениях, в основной части конструкции. В местах возникновения краевого эффекта определяются дополнительные напряжения. Расчётные напряжения сравниваются с расчётным сопротивлением. При необходимости толщина оболочки увеличивается.

7.6. Башни и мачты

Башни и мачты относятся к высотным сооружениям. Высотные сооружения предназначены для использования в качестве телевизионных и радиоантенн, опор линий электропередач, дымовых и вентиляционных труб, осветительных и метеорологических вышек, маяков, водонапорных башен (рис.7.7), а также высокие монументы. Для таких сооружений характерно значительное превышение высоты над поперечными размерами.

Высотные сооружения работают в основном на восприятие ветровых нагрузок, которые определяют основу их конструктивного решения. По расчетно-конструктивной схеме высотные сооружения делятся на башни и мачты.



Рис.7.7. Высотные сооружения

7.7. Башни

Башни – это сооружения, которые жёстко закреплены в фундаменте (рис.7.8). По расчётной схеме башня представляет собой вертикально расположенную консоль (рис.7.9).

Стальные башни чаще всего проектируются в виде решётчатых пространственных ферм. Поперечное сечение башни принимается трёх- или четырёхгранного очертания. Иногда башни выполняются с многогранным очертанием поперечного сечения. Для более благоприятной работы конструкций башни её ширину увеличивают к низу, что соответствует увеличению изгибающего момента от вершины башни к её снованию.

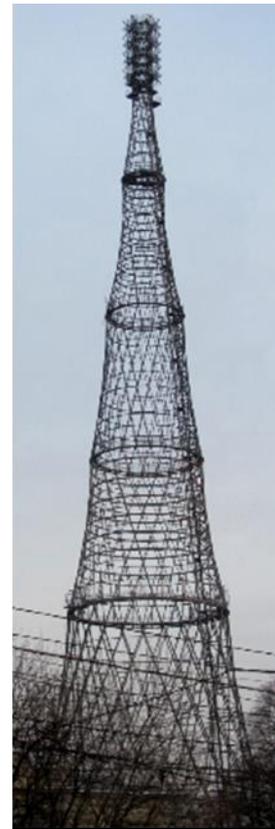


Рис.7.8. Стальные башни

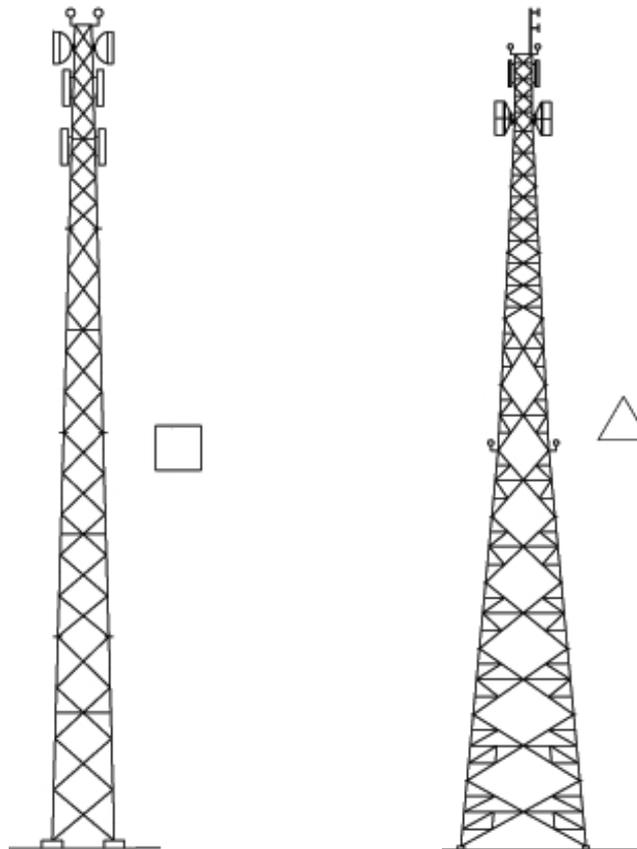


Рис.7.9. Пирамидальные стальные башни

Наилучшим является изменение ширины сечения башни по криволинейной зависимости. Однако более технологичны и просты в изготовлении башни пирамидального очертания. Чем шире башня у основания, тем меньше усилия в поясах башни. Ширина башни в основании назначается в пределах $1/12$ – $1/8$ высоты для обеспечения требуемой жёсткости и несущей способности. На рис.8.5 показаны пирамидальные башни для высот от 50 до 105 м.

Увеличение ширины башни уменьшает продольные усилия в поясах, но увеличивает расход металла на решётку. Для уменьшения усилий от ветровой нагрузки ширину сечения верхней части башни делают минимальной.

Элементы башен делаются из одиночных уголков или круглых труб. Соединения элементов выполняются на болтах или сварке. Решётка башен в нижней части шпренгельная, ромбическая или полураскосная. В верхней части башни решётка треугольная или раскосная.

7.8. Мачты

Мачтой называют высотное сооружение, устойчивость которого в вертикальном положении обеспечивается системой оттяжек. Оттяжки создают упругие горизонтальные опоры и их устраиваются в трех или четырех направлениях (рис.7.10).

Ствол мачты выполняется сквозным или сплошным. Он шарнирно опирается на фундамент. Оттяжки представляют собой высокопрочные тросы, прикрепленные к мачте (рис.7.11). К фундаменту мачты крепится шарнирно. Фундамент оттяжек работает на выдёргивание и должен обеспечить восприятие растягивающих усилий, в оттяжках. Мачты делятся на два вида: стационарные и трансформируемые. Трансформируемые делятся на перевозные и мобильные.

Сплошной ствол выполняется в виде трубы. Круглое сечение ствола получается компактным, хорошо обтекается воздушным потоком. Внутри трубы устраивается защищённая от внешних воздействий лестница.

Сквозной ствол представляет собой пространственную ферму трёх или четырёхгранную. Он собирается из отдельных отправочных марок, размеры которых назначают так, чтобы была возможна их транспортировка автомобильным и железнодорожным транспортом. Решётка мачты делается треугольной при небольшой ширине граней и крестовой при большой.

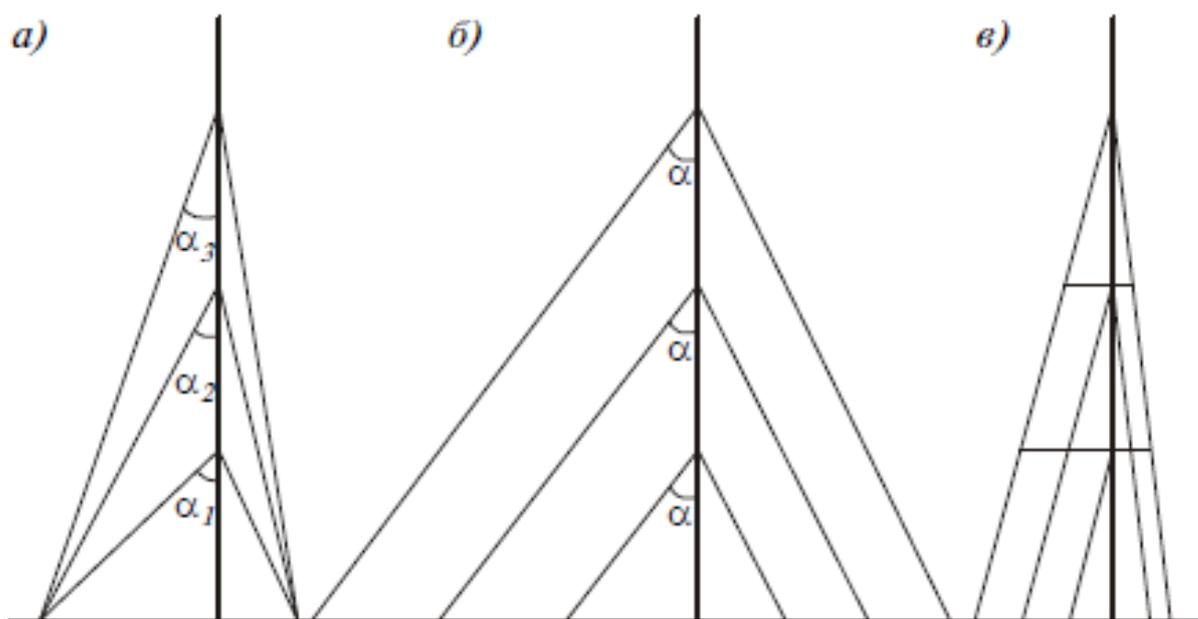


Рис.7.10. Схемы мачт

а) с оттяжками, сходящимися у одного анкера; б) с оттяжками, закреплёнными у разных анкеров; в) с ребрами, уменьшающими провисание оттяжек



Рис.7.11. Крепление оттяжек к мачтам

Элементы сквозного ствола выполняется из круглых труб с соединением на болтах. Ветви четырёхгранных стволов могут выполняться из уголков.

Оттяжки обеспечивают пространственную жёсткость мачт. Оттяжки крепятся к стволу мачты на одном или нескольких уровнях. Число ярусов оттяжек и расстояния между местами крепления оттяжек определяется её высотой. На каждом уровне располагаются три или четыре оттяжки, которые предварительно натягиваются. Величина натяжения оттяжек регулируется.

Мачта с трёхгранным стволом и тремя оттяжками более экономична по расходу металла по сравнению с системами с четырьмя оттяжками. Регулировка натяжения трех оттяжек в ярусе более сложная, чем четырёх. Четыре оттяжки используются при четырёхгранном стволе. Несмотря на менее экономичную конструкцию четырёхгранные стволы применяются из-за удобства регулирования натяжения оттяжек, расположенных в двух взаимно перпендикулярных плоскостях. Определённым преимуществом является возможность применения в четырёхгранных мачтах горячекатаных уголков.

На рис.7.12 показаны типовые мачты высотой до 90 м.

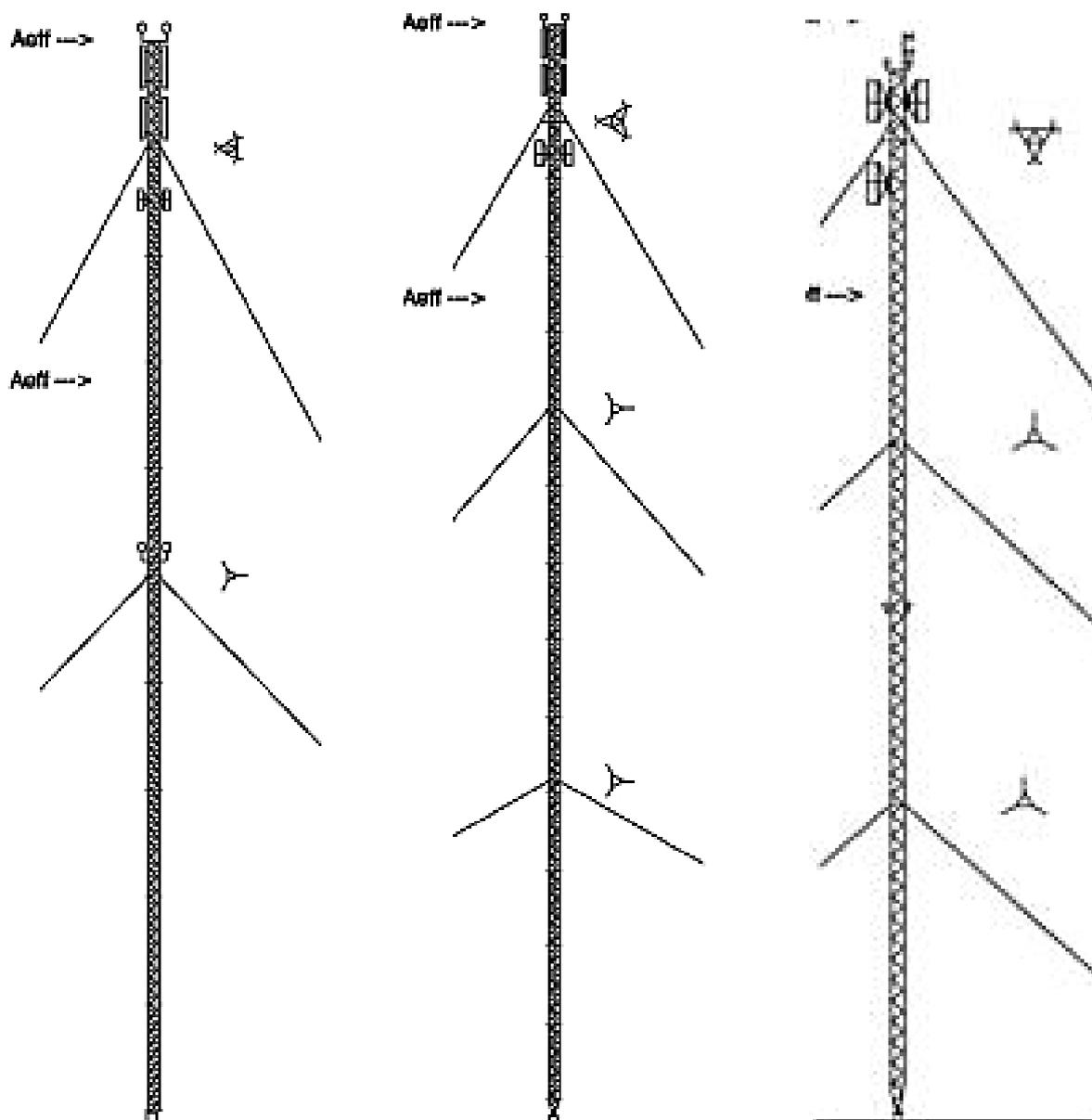


Рис.7.12. Типовые стальные мачты

Металлоёмкость мачт ниже, чем башен. При высоте 150 м расход стали на мачту меньше до 30%. Однако мачтам присущи и определённые недостатки:

- большая площадь застройки, т.к. оттяжки крепятся к фундаменту на расстояниях от трети до половины высоты мачты;
- необходимость устройства фундамента, воспринимающего выдёргивающие и сдвигающие усилия от оттяжек;
- необходимость регулирования усилий в оттяжках в процессе эксплуатации.

7.9. Вытяжные башни и трубы

Вытяжные башни и трубы представляют особый вид высотных сооружений. Они представляют собой башни, к несущему каркасу которых закреплены один или несколько газоотводящих стволов.

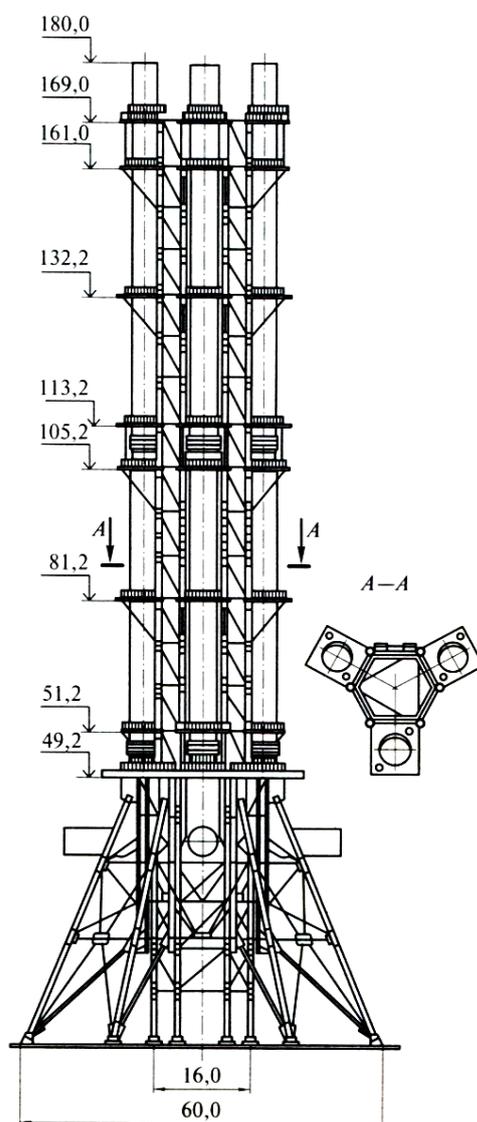


Рис.7.13. Вытяжная башня

Особенностями этих стволов является то, что они изготавливаются из особых материалов, способных противостоять коррозии и воздействию высоких температур (жаропрочные стали и синтетические материалы).

На рис.7.13 показана башня, к стволу которой прикреплены три вытяжные трубы высотой 180 м.

7.10. Расчет высотных сооружений

На высотные сооружения действуют следующие нагрузки: постоянная от собственного веса несущих конструкций; полезная от веса оборудования; ветровая - средняя и пульсационная; гололёдная и температурная.

Ветровая нагрузка является основным воздействием для высотных сооружений. Эта нагрузка зависит от места строительства, высоты, размеров и формы сооружения. Ветровую нагрузку следует определять с учётом соответствующих аэродинамических коэффициентов для всех элементов сооружения: ствол, оттяжки, антенны. Величина ветровой нагрузки определяется также как и для каркасов высотных зданий.

Расчётная средняя составляющая ветровой нагрузки:

$$w_m = w_o k c_x \gamma_f,$$

где w_o - нормативное значение ветрового давления, k - коэффициент учитывающий изменение ветрового давления по высоте, c_x - аэродинамический коэффициент лобового сопротивления определяется формой сооружения по действующим нормам, γ_f - коэффициент надёжности для ветровой нагрузки, равный 1.4.

Аэродинамический коэффициент лобового сопротивления учитывает все аэродинамические эффекты, происходящие при обтекании ветровым потоком сооружения или его элементов: давления ветра на открытые поверхности, отсос, завихрения, трение и т.д. Для сплошного ствола аэродинамический коэффициент лобового сопротивления определяется в зависимости от формы поперечного сечения. Для круглых стволов аэродинамический коэффициент варьируется от 0.4 до 1.2 в зависимости от числа Рейнольдса:

$$R_e = 0.88d \sqrt{w_o k \gamma_f} \cdot 10^5, \text{ где } d - \text{ диаметр круглого ствола.}$$

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки вызывает колебания конструкции, вследствие чего в ней возникают дополнительные усилия,

вызванные инерционными нагрузками. Дополнительные усилия учитываются по всем формам собственных колебаний, возникающих при действии ветра. При практических расчётах учёт инерционных усилий выполняют только для тех высотных конструкций, у которых частота первой формы колебаний (минимальная частота) меньше предельной частоты собственных колебаний.

Для определения частот колебаний необходимо знать распределение масс в сооружении. При проведении численных расчётов обычно для формирования масс используют вертикальные нагрузки из статических загрузений, которые преобразуются в узловые массы.

Гололёдные нагрузки оказывают существенное влияние на усилия в опорах линий электропередач. Увеличение усилий происходит не только из-за увеличения веса сооружения при обледенении, но и за счёт уменьшения частоты колебаний при росте массы сооружения. Гололёдная нагрузка зависит от места строительства, высоты над уровнем земли, типа сооружения.

Температурная нагрузка оказывает значительное влияние на напряжённо-деформированное состояние мачт из-за значительного влияния температурных перепадов на натяжение оттяжек. Кроме того из-за одностороннего нагрева возможен изгиб ствола и появление в нем дополнительных напряжений.