

Министерство образования и науки РФ

**Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального образования
«Тульский государственный университет»**

Кафедра «Строительство, строительные материалы и конструкции»

Нехаев Геннадий Алексеевич
профессор, кандидат технических наук

КОНСПЕКТ ЛЕКЦИЙ
по дисциплине

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ
7 семестр

Направление подготовки: 270800.62 *«Строительство»*
Профиль подготовки:
«Промышленное и гражданское строительство»

Форма обучения *очная*

Тула 2012 г.

Рассмотрено на заседании кафедры

протокол № _____ от «____» _____ 20__г.

Зав. кафедрой _____ *А.А.Трещев*

Содержание

Лекция 1 Стропильные фермы. Подбор сечений стержней ферм и принципы конструирования узлов.	4
Лекция 2 Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Каркас промзданий. ...	5
Лекция 3 Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Компоновка каркаса промздания.	9
Лекция 4 Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Компоновка покрытия.....	12
Лекция 5 Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Характеристика подкрановых конструкций.....	14
Лекция 6 Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Проектирование подкрановых балок.	17
Лекция 7 Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Определение постоянных и снеговых нагрузок на стропильную ферму и на раму.	20
Лекция 8 Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Крановая и ветровая нагрузки на раму.	22
Лекция 9 Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Учет пространственной работы каркаса.	23
Лекция 10 Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Типы колонн промзданий и их расчетные длины.	26
Лекция 11 Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Расчет стержня внецентренно сжатой сплошной колонны.	28
Лекция 12 Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Расчет стержня внецентренно сжатой сквозной колонны.....	31
Лекция 13 Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Базы внецентренно сжатых колонн.	33
Лекция 14 Свойства и работа алюминиевых сплавов. Характеристика алюминия и его сплавов.	35
Лекция 15 Свойства и работа алюминиевых сплавов. Основные конструкции из алюминиевых сплавов.	39
Библиографический список	41

Лекция 1

Стропильные фермы. Подбор сечений стержней ферм и принципы конструирования узлов.

В настоящее время наибольшее распространение получили стропильные фермы, сечения которых komponуют из двух прокатных уголков. Уголки применяют как равнополочные, так и неравнополочные; располагают их по разному друг относительно друга. Тип сечения элементов фермы устанавливается в зависимости от их расчетных длин, нагрузки, проката. Жесткость сечения характеризуется его радиусами инерции, которые выражаются через габаритные размеры сечения через следующие коэффициенты:

$$i_x \approx 0.3h; i_y \approx 0.2b \text{ - для таврового сечения.}$$

Для упрощения изготовления и комплектования металла при проектировании обычно устанавливают 4-6 различных калибров уголков, из которых подбирают все элементы фермы. Следует заметить, что в последние годы наметилась тенденция к сокращению и прекращению производства неравнополочных уголков. Это обстоятельство следует учитывать при проектировании ферм. Наименьший уголок, принимаемый для сварных ферм 50x50x4. При значительных усилиях в поясах ферм подбор сечений стержней можно производить из стали двух марок (пояса – из низколегированной стали, например, 09Г2С; решетка – из углеродистой обыкновенного качества – Ст.3). В легких фермах при пролетах 24 м и менее (чтобы уменьшить трудоемкость изготовления) пояса обычно принимают постоянного сечения по всей длине.

Подбор сечений элементов ферм производится как центрально сжатых или центрально растянутых. При наличии местного изгиба – по формулам внецентренного сжатия или растяжения. Слабо нагруженные стержни ферм подбирают по предельной гибкости:

$$i_{mp} = \frac{l_{ef}}{[\lambda]}. \quad (16.1)$$

По величине i_{tr} в сортаменте выбирают сечение, имеющие наименьшую площадь.

Стержни уголков в сварных фермах центрируют по осям, проходящим через центры тяжести сечений стержней. При этом расстояние от обушка до центра тяжести сечения определяются в большую сторону до 5 мм. Чтобы уменьшить сварочные напряжения в фасонках, уголки решетки не доводят до поясов на расстояние равное $a=6t - 20$ мм, но не более 80 мм (здесь t – толщина фасонки в мм). Между торцами стыкуемых поясов ферм, перекрываемых накладками, следует оставлять зазор не менее 50 мм. Сварные швы, прикрепляющие элементы решетки к фасонкам, следует выводить на торец элемента на длину 20 мм.

Очертание фасонки определяют схемой узла и длиной швов, прикрепляющих стержни решетки фермы. Необходимо стремиться к простейшим очертаниям фасонки, чтобы упростить их изготовление. Толщину фасонки выбирают в зависимости от расчетного усилия в опорном раскосе (КН).

Принимают толщину фасонки одинаковой для всех узлов. Лишь при значительной разнице усилий в стержнях можно принимать две толщины в пределах отправочного элемента (разницу толщин фасонки в смежных узлах принимают равной 2 мм).

Стержни ферм соединяются между собой с помощью фасонки (стальных листов). Швы прерывистые, $K_f < 5$ мм и $l_f < 60$ мм не рекомендуются. Где это возможно, фасонки выпускают за обушки поясных уголков на 10-15 мм.

При применении железобетонного настила производится усиление уголков накладками

$t=12$ мм при $t_{yr}<10$ мм при шаге ферм 6 м
 при $t_{yr}<14$ мм при шаге ферм 12 м.

Для обеспечения совместной работы двух уголков в каждом элементе фермы необходимо соединять их в промежутках между фасонками соединительными планками на расстояние друг от друга в $40 i_y$ для сжатых элементов и $80 i_y$ для растянутых. Для верхнего пояса и опорного раскоса или стойки необходимо ставить не менее двух прокладок в одном элементе (i_y - радиус инерции одного уголка относительно оси, располагаемой в плоскости фермы). Как показали исследования, напряжения в фасонках распределяются весьма неравномерно, создавая местные концентрации напряжений, иногда весьма опасные. Фасонки работают, как правило, на двухосное напряженное состояние. Несущая способность фермы во многом определяется прочностью и надежностью узловых фасонок. В конструкторских бюро заводов МК узлы ферм могут быть рассчитаны достаточно точно на ЭВМ с использованием стандартных программ (методом конечных элементов). Ручной расчет фасонки, как внецентренно растянутого элемента, в некоторых случаях дает заниженные результаты.

В том месте, где нет стыка в поясе, швы, прикрепляющие фасонку к поясу, рассчитывают на равнодействующую разности усилий в смежных панелях (N_2-N_1) и сосредоточенной силы F :

$$N_f = \sqrt{(N_2 - N_1)^2 + F^2} \quad (16.2)$$

Стык поясов можно перекрывать листовыми накладками или уголковыми с обработанным обушком и срезанными полками.

Фермы пролетом от 18 до 36 метров разбивают на 2 отправочных элемента.

Лекция 2

Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Каркас промзданий.

Каркас, элементы каркаса. Каркасом называется комплекс несущих конструкций, воспринимающих нагрузки от ограждающих конструкций здания (кровли, стеновых панелей, переплетов остекления и т. д.), атмосферные нагрузки (ветер, снег), крановые нагрузки и нагрузки от другого технологического оборудования.

Основа каркаса- поперечная рама, состоящая из колонн, жестко защемленных в фундаменте, и ригелей (чаще стропильных ферм), жестко или шарнирно соединенных с колоннами. Каркасы могут быть выполнены из стали или из железобетона. В практике находят широкое применение смешанные каркасы, в которых чаще конструкции покрытия здания, подкрановые балки выполняются из стали, а колонны из железобетона.

Выбор материала для несущих и ограждающих конструкций – важная технико-экономическая задача, решаемая при проектировании каждого конкретного объекта. Назовем лишь некоторые аспекты, учитываемые при выборе материала: размеры здания, грузоподъемность кранов и режим их работы, условия, сроки и район строительства, эксплуатационный режим здания и многие др.

В практике строительства нашли широкое применение стальные каркасы, т. к. во многих случаях применение стали для несущих конструкций промзданий оказывается технически целесообразно и экономически выгодно.

Жесткость и устойчивость каркаса и его элементов обеспечивается системой связей.

Требования, предъявляемые к каркасам промзданий. При проектировании промзданий в первую очередь учитываются эксплуатационные требования и экономические факторы.

Эксплуатационные требования.

1) удобство обслуживания и ремонта производственного оборудования, что требует соответствующего расположения колонн, подкрановых путей, связей и т.д.

2) нормальную эксплуатацию кранового оборудования и других подъемных механизмов;

3) создание необходимых условий аэрации и освещения зданий;

4) долговечность конструкций.

На работу каркаса здания исключительно большое влияние оказывают воздействия кранов. Такие нагрузки являются динамическими, многократно повторяющимися, большими по величине. Вследствие этого нередко наступает ранний износ и повреждение конструкций каркаса. Особенно большое воздействие испытывают подкрановые балки. Поэтому при проектировании каркаса здания необходимо правильно учитывать эксплуатационный режим работы мостовых кранов.

На работу конструкций большое влияние оказывает внутрицеховая среда. Степень агрессивности среды определяется скоростью поражения металла (мм/год), которая в свою очередь от концентрации агрессивных газов и влажности среды. Здания со средней и сильной степенью агрессивности среды относятся к категории зданий с особыми условиями работы. Сюда же относятся здания с высокими тепловыми воздействиями.

При проектировании таких зданий необходимо предусматривать специальную защиту металлических конструкций от чрезмерного нагрева: подвесные металлические экраны, футеровки из огнеупорного кирпича или жаро- прочного бетона.

При проектировании зданий в условиях низких температур ($-40^{\circ} \dots -65^{\circ} \text{C}$), вследствие возможности хрупкого разрушения стали необходимо учитывать ряд специальных требований: конструкции рассчитываются только по упругой стадии работы, предусматриваются дополнительные связи по покрытию, уменьшаются размеры температурных отсеков, предусматриваются мероприятия, уменьшающие концентрацию напряжений.

Экономические факторы. К ним относят затраты, связанные с возведением сооружения, включающие стоимость материалов, изготовления, перевозки и монтажа конструкций. Необходим учет также эффектов, от сокращения сроков строительства и более раннего начала производства продукции; расходов, связанных с поддержанием сооружения в состоянии нормальной его эксплуатации в течение всего срока службы.

При проектировании конструкций здания необходимо найти оптимальное технико- экономическое решение, учитывающих все условия.

Выбор материала каркаса. Задача решается из условия назначения здания и с учетом экономических факторов. Стальной каркас рекомендуется применять:

1) для зданий с режимами работы 7К, 8К;

2) для зданий на вечноммерзлых или просадочных грунтах;

3) для зданий, возводимых в труднодоступных районах или при значительном удалении объектов строительства от производственных баз;

4) возводимых в обычных условиях, но: при высоте до низа ферм $\geq 18\text{м}$; при большом шаге внутренних колонн $> 12\text{м}$; в зданиях с тяжелыми кранами $Q > 50\text{тс.}$; при двухярусном расположении кранов; в зданиях с большими пролетами $\geq 30\text{м}$.

Основным критерием выбора материала конструкций каркаса являются стоимостные показатели, определяемые вариантным проектированием.

Задача снижения трудоемкости и стоимости изготовления конструкций требует возможно большего сокращения типоразмеров конструкций, т. е. их унификации.

Оптимальное решение дает типизация конструкций. Типизация конструкций относится как к конструктивным схемам здания в целом, так и к отдельным элементам. Конечным этапом типизации является разработка рабочих чертежей сортамента типовых конструктивных элементов, из которых собирают каркас здания.

Основной предпосылкой типизации является принцип модульности, т.е. соизмеримости размеров элементов, кратности их определенному размеру, называемому модулем. Основной модуль М, равный 10см. Укрупненные модули 2М, 3М, 6М и т. д.

В настоящее время для производственных зданий общего назначения разработаны чертежи типовых колонн, ферм, подкрановых балок, фонарей, вспомогательных конструкций, применение которых резко ускоряет проектирование и изготовление конструкций, снижает стоимость, улучшает качество и повышает надежность.

Система связей в каркасах прозданий

Связи необходимы для:

- обеспечения геометрической неизменяемости пространственной системы каркаса и устойчивости его сжатых элементов;
- восприятие ветровых нагрузок и инерционных воздействий кранов;
- создания жесткости каркаса, необходимой для нормальных условий эксплуатации в течение всего периода службы сооружения;
- обеспечения условий высококачественного и удобного монтажа элементов сооружения;
- обеспечения совместной пространственной работы конструкций каркаса.

Связи должны обеспечивать передачу усилий от места их приложения до фундаментов кратчайшим путем. Два основных комплекса связей:

- связи, обеспечивающие развязку колонн зданий;
- связи, обеспечивающие развязку элементов покрытия (шатра).

Связи между колоннами. Вертикальные связи между колоннами необходимы для обеспечения неизменяемости стального каркаса в продольном направлении, а также для обеспечения устойчивости колонн и продольной жесткости цеха. Эти связи воспринимают продольные нагрузки: ветровые, действующие на торцы здания; тормозные силы от мостовых кранов.

Продольная жесткость цеха наиболее эффективно достигается устройством крестовых вертикальных связей, располагаемых по продольным рядам колонн в верхнем (надкрановом) и нижнем (подкрановом) ярусах цеха.

Верхние связи воспринимают соответствующую ветровую нагрузку и обеспечивают продольную жесткость верхней части каркаса. Нижние вертикальные связи воспринимают усилия, передаваемые верхними связями, а также усилия от ветровой нагрузки, действующей на нижнюю часть, и усилия продольного торможения кранов, приложенные на уровне головки крановых рельсов, и передают их на фундаменты колонн. Кроме того, эти связи обеспечивают продольную жесткость всего здания и уменьшают свободную длину колонн из плоскости рамы.

Нижние вертикальные связи оказывают существенное влияние на температурные деформации. В случае препятствия свободным деформациям продольных элементов каркаса, вызванным температурой, могут возникнуть существенные напряжения. Поэтому связи нижнего яруса следует располагать ближе к середине температурного блока здания, а не у торцов здания. В торцовых блоках связи между колоннами ставят на период монтажа.

При небольшой длине здания (температурного отсека) <120м можно ограничиться постановкой вертикальных связей в одной панели. При значительной длине здания (или температурного отсека) вертикальные связи между колоннами устраиваются в двух панелях, симметрично расположенных относительно середины блока. Предельные размеры между вертикальными связями приведены в табл. 11.2,с. 273, / 1 /.

У торцов здания крайние колонны иногда соединяют между собой гибкими верхними связями, делая их в виде крестов. Верхние вертикальные связи следует размещать не только в торцовых панелях, но и в панелях, примыкающих к температурным швам, где ветровые усилия не приложены. Это повышает продольную жесткость верхней части каркаса и в процессе возведения здания каждый температурный блок может в течение некоторого времени представлять собой самостоятельный конструктивный комплекс.

Крестовую схему связей применяют при шаге колонн до 12м. Рациональный угол наклона раскосов связей к вертикали $35-55^{\circ}$.

При большой высоте колонн иногда необходима дополнительная развязка колонн из плоскости рамы распорками или применяется треугольная система. По средним рядам колонн в подкрановой части, из условия необходимости иметь

свободное пространство между колоннами, конструируют порталные или полупортальные связи.

Связи, устанавливаемые в пределах высоты ригелей в связевом блоке и в торцовых шагах, проектируют в виде самостоятельных ферм (монтажного элемента), в остальных местах ставят распорки. Такие связи необходимы для восприятия ветровой нагрузки, передаваемой стойками торцового фахверка.

Связи по покрытию. Эти связи необходимы для обеспечения пространственной жесткости каркаса, устойчивости покрытия в целом и его элементов. Связи по покрытию располагают:

- в плоскости верхних поясов стропильных ферм: поперечные связевые фермы и продольные элементы между ними;

- в плоскости нижних поясов стропильных ферм: поперечные и продольные связевые фермы, а также иногда продольные растяжки между поперечными связевыми фермами;

- вертикальные связи между стропильными фермами;

- связи по фонарям.

Поперечные связевые фермы по верхнему поясу стропильных ферм наиболее целесообразно располагать в торцах здания и в тех панелях, где устроены связевые блоки между колоннами по длине здания. Такие связи увеличивают пространственную жесткость покрытия в целом и уменьшают поперечные перемещения поясов ферм, возникающие вследствие податливости связей в виде продольных элементов.

В пределах фонаря, где нет кровельного настила для раскрепления узлов верхних поясов ферм из их плоскости устанавливают специальные распорки. Такие распорки в коньковом узле фермы обязательны. Эти распорки прикрепляют к торцовым связям в плоскости верхних поясов ферм. В процессе монтажа (до установки плит покрытия или прогонов) гибкость верхнего пояса фермы из ее плоскости не должна быть более 220. После монтажа предельная гибкость – 120. Для выполнения этого условия в случае необходимости ставят дополнительные распорки.

Связи по нижним поясам ферм. Поперечные связевые фермы по нижним поясам ферм ставят в тех же панелях, что и поперечные связевые фермы по верхним поясам ферм.

В зданиях с мостовыми кранами вследствие возникновения больших инерционных и динамических нагрузок, вызывающих поперечные и продольные деформации каркаса здания, в плоскости нижних поясов стропильных ферм ставят продольные связевые фермы, закрепляющие опорные панели нижнего пояса ригеля поперечной рамы. Такая постановка этих связей является наиболее целесообразной, так как в опорных панелях нижнего пояса могут возникнуть сжимающие усилия (при этом гибкость элементов в этой панели не должна быть больше 120). Ширина продольной связевой фермы принимается равной ширине опорной панели нижнего пояса стропильной фермы.

Поперечные связи вместе с продольными образуют замкнутую систему, расположенную по контуру здания и обеспечивающую его пространственную жесткость.

Вертикальные связи по высоте ригеля вдоль цеха располагают между поперечными связевыми фермами по верхним и нижним поясам ферм, чем обеспечивается создание жестких пространственных блоков у торцов и по длине здания.

Во избежание вибрации нижнего пояса ригеля рамы от динамического воздействия мостовых кранов гибкость растянутой части нижнего пояса ригеля из плоскости рамы ограничивается: для зданий с режимами работы 7К, 8К величиной 250, для прочих зданий - 400.

Конструктивная схема связей главным образом зависит от шага стропильных ферм. Для горизонтальных связей при шаге ферм 6м широко применяют крестовую решетку. При этом допускают расчет по условной схеме в предположении, что раскосы работают только на растяжение. Получается довольно экономичное решение, так как сечения раскосов подбирают по предельной гибкости для растянутых элементов.

В последнее время широко применяют связевые фермы с треугольной решеткой. Сечение этих раскосов подбирают по предельной гибкости для сжатых элементов.

При шаге ферм 12м также могут быть применены горизонтальные связевые фермы с крестовой решеткой. Однако в этом случае диагональные элементы, работающие на растяжение, получаются слишком тяжелые и их проектируют, опирая по середине на сжатые стойки связевых ферм.

Более распространенным решением связевых ферм являются системы с треугольной решеткой и раскосами, работающими на сжатие, вписывающимися в квадрат 6м. Раскосы опираются в этом случае на продольные элементы длиной 12м, служащие поясами связевых ферм.

Вертикальные связи между фермами и фонарями лучше всего делать в виде отдельных транспортабельных ферм, что возможно, если их высота будет менее 3900мм.

Лекция 3

Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Компонировка каркаса промздания.

Проектирование каркаса промздания начинают с компоновки его конструктивной схемы. Исходным материалом является технологическое задание, в котором даются расположение и габариты агрегатов и оборудования цеха, число кранов, их грузоподъемность и режим работы. Технологическое задание содержит также данные о районе строительства, условиях эксплуатации цеха (освещенность, температурно-влажностный режим и т. п.).

При компоновке конструктивной схемы каркаса решают вопросы размещения колонн здания в плане (разбивка сетки колонн), выбирают схему поперечной рамы, устанавливают внутренние габариты здания, назначают генеральные размеры основных конструкций каркаса, решают систему связей по колоннам и по шатру

здания, komponуют конструкции подкрановых путей, устанавливают типы ограждающих конструкций (стен, кровли).

Размещение колонн в плане принимают с учетом технологических, конструктивных и экономических соображений. Колонны зданий в плане расставляют по модульной сетке разбивочных осей. Шаг 12м рекомендуется при принимать для зданий больших пролетов ($L > 30\text{м}$) и высотой $H > 14\text{м}$ с кранами $Q > 50-70\text{тс}$. У торцов здания колонны обычно смещаются с модульной сеткой на

500мм для удобства оформления углов здания стандартными плитами и панелями, имеющими модульные размеры 6 или 12м, но при этом увеличивается число типоразмеров конструкций. В многопролетных зданиях шаг внутренних колонн исходя из технологических требований часто принимается увеличенным и кратным шагу наружных колонн.

От изменения температуры в элементах каркаса могут возникнуть большие дополнительные напряжения. Поэтому здания, имеющие большие размеры в плане, разрезают на отдельные отсеки поперечными и продольными температурными швами. Нормами проектирования установлены предельные размеры температурных отсеков, при которых влияние климатических температурных воздействий можно не учитывать.

Системы покрытий. Для перекрытий одноэтажных промзданий в большинстве случаев наиболее рациональной оказывается рамная система, состоящая из колонн, ригелей-стропильных ферм. В многопролетных зданиях при шаге внутренних колонн, большем, чем наружных, по внутренним колоннам устанавливают подстропильные фермы, которые служат опорами для промежуточных стропильных ферм. Компоновка поперечных рам. Для металлических каркасов промзданий основным типом являются рамы со стойками сплошного или сквозного сечений, жестко зашеченных в основании, и ригелями в виде стропильных ферм.

Сопряжение ригелей с колоннами может быть шарнирным или жестким. Жесткое сопряжение целесообразно в однопролетных рамах с тяжелыми кранами (т. е. при значительных горизонтальных воздействиях и больших динамических нагрузках). Шарнирное сопряжение ригелей с колоннами обычно применяют в многопролетных рамах, которые обладают большой горизонтальной жесткостью. Особенно целесообразно такое сопряжение в узлах среднего ряда колонн при одинаковой высоте смежных пролетов. При смешанном каркасе- шарнирное сопряжение ригелей с колоннами.

Компоновку поперечной рамы начинают с установления генеральных габаритных размеров элементов конструкций в плоскости рамы.

Размеры по вертикали привязывают к отметке уровня пола, принимая ее нулевой. Размеры по горизонтали привязывают к продольным осям здания. Привязка наружной грани колонны к оси колонны может быть нулевой ($b_0=0$) или иметь размер 250мм или 500мм. Нулевую привязку принимают в зданиях без мостовых кранов, а также в невысоких зданиях при шаге колонн 6м. Привязку 500мм принимают для очень высоких зданий с кранами грузоподъемностью 100т и более, а также для зданий с режимами работы 7К, 8К, если в верхней части колонны устраиваются проемы для прохода. В остальных случаях привязка $b_0=250$ мм. Все размеры принимают в соответствии с основными положениями по унификации.

Каркас стен (фахверк)

Фахверк устраивают для наружных стен (вдоль здания и поперёк), а также для внутренних стен и перегородок.

При шаге колонн 6м стеновые панели или ригели для крепления панелей и обшивок стен опирают непосредственно на столики, приваренные к колоннам основного каркаса. При шаге колонн 12м и более, а также для крепления ригелей (панелей) торцовых стен предусматривают стойки фахверка.

Ригели фахверка разделяют на несущие, воспринимающие нагрузки от стен и ветра, и ветровые, воспринимающие только ветровую нагрузку. Размещение ригелей фахверка определяется материалом и типом стеновых конструкций, а также расположением проёмов.

Стойки фахверка двутаврового сечения или замкнутого опирают на фундаменты, а верхние концы прикрепляют к связям по нижним поясам ферм с помощью листового шарнира, который не препятствуя вертикальным перемещениям стропильных ферм, передаёт нагрузку от ветра на связевую (ветровую) ферму. Если по высоте здания имеются горизонтальные площадки, надворотные ветровые фермы и другие расположенные вдоль стены конструкции, то стойки фахверка опирают в горизонтальном направлении также на эти конструкции.

Так как в температурных швах колонны смещены относительно координатных осей и, следовательно, относительно стен, то здесь для крепления ригелей фахверка (панелей) предусматривают приколонные стойки, которые

проектируют обычно замкнутого сечения из двух швеллеров или уголков. Можно применять и другие типы сечений. Эти стойки, расположенные рядом с колоннами каркаса, опирают на фундаменты этих колонн.

В коротких зданиях фахверк торцовых стен можно использовать в качестве поперечных диафрагм, воспринимающих горизонтальные нагрузки, направленные перпендикулярно продольной оси здания. Усилия от этих нагрузок, разгружая колонны каркаса, будут переданы на торцовый фахверк через горизонтальные диски покрытия. В этом случае необходимо запроектировать вертикальные связи между стойками торцового фахверка. Фахверк внутренних стен устраивают аналогично.

Особенности расчета поперечных рам

Для определения усилий в элементах рамы необходимо:

- 1) установить расчетную схему рамы;
- 2) собрать действующие на нее нагрузки;
- 3) выполнить статический расчет рамы;
- 4) выявить комбинацию нагрузок, дающую наибольшие расчетные усилия для

каждого из элементов рамы.

Расчетная схема рамы цеха. В целях упрощения конструктивную схему рамы заменяют ее расчетной схемой. В расчетной схеме конструктивные элементы изображают в виде осевых линий с идеализированными сопряжениями в узлах.

Расчетная схема должна по возможности ближе соответствовать конструктивной схеме. Однако, чем ближе расчетная схема к конструктивной, тем сложнее ее расчет. Поэтому при выборе расчетной схемы вводится ряд условностей и упрощений, которые, с одной стороны, незначительно влияют на точность расчета рамы; с другой стороны, существенно облегчают его.

В расчетной схеме должны быть установлены длины всех элементов рамы и отдельных их участков с отличающимися сечениями; соотношения между моментами инерции этих элементов и участков, типы сопряжений элементов друг с другом и с фундаментами.

За геометрические оси колонн в расчетной схеме рамы принимают линии центров тяжести сечений колонн. Так как сечения заранее не известны, то допускается принимать геометрические оси этих элементов посередине высоты их сечения. Заделка колонн считается на уровне низа башмака.

За геометрическую ось ригеля принимают в рамах, имеющих жесткое защемление ригеля в колоннах, ось нижнего пояса сквозного ригеля (фермы) или середину высоты сплошного. В зданиях, имеющих шарнирное примыкание ригеля к колоннам, - линию, соединяющую центры опорных шарниров. Ригели с уклоном до 0.1 включительно допускается принимать в расчетной схеме горизонтальными. Жесткость ригеля при этом принимается постоянной по длине.

Размер уступа колонны "е", моменты инерции участков колонны: нижнего (I_1), верхнего (I_2); ригеля (I_p) на данной стадии проектирования неизвестны, так как нужно знать сечения соответствующих элементов.

Поэтому при установлении расчетной схемы рамы используют данные проектирования аналогичных сооружений или делают упрощенный предварительный расчет рамы и подбор сечений выполняют на основе этого расчета.

Опыт проектирования показал, что отклонение в соотношениях моментов инерции элементов рамы до 30% мало сказывается на расчетных усилиях в раме.

Для статического расчета рамы достаточно знать соотношения моментов инерции элементов рамы (а не их абсолютные значения). Рекомендуемые соотношения жесткостей элементов при расчете однопролетных и многопролетных рам приведены в нормативной литературе.

В расчетную схему рамы включается вырезанная двумя параллельными плоскостями ячейка здания, называемая расчетным блоком. При одинаковом шаге наружных и внутренних колонн ширина блока "а" принимается равной этому шагу.

Если шаг внутренних колонн постоянный, но больше шага наружных колонн, то ширина расчетного блока "а" будет равна шагу внутренних колонн. Если шаги внутренних колонн по разным рядам не одинаковые, то ширину расчетного блока "а" принимают равной полусумме наибольших смежных шагов по внутренним рядам колонн.

Расчетные блоки приводятся к плоской расчетной схеме суммированием жесткостей колонн по каждому ряду в пределах расчетного блока.

Допущения, вводимые при статическом расчете рам. После выбора расчетной схемы поперечной рамы и сбора нагрузок в целях дальнейшего упрощения расчетов вводятся допущения:

1) При действии на стойки рамы нагрузок упругие деформации ригеля рамы мало влияют на величины расчетных усилий. Это позволяет при расчете рам на указанные нагрузки считать ригель абсолютно жестким при выполнении условия

$$k \geq \frac{6}{1 + 1,1\sqrt{\mu}},$$

где $k = I_p / l : I_1 / h$; $\mu = (I_1 / I_2) - 1$. Здесь l - пролет ригеля; h - полная высота колонны.

При таком допущении целесообразно вести расчет рам методом перемещений.

2) В многопролетных рамах (при числе пролетов три и более) одинаковой высоты величина смещения в уровне ригеля невелика и ею можно пренебречь при расчете рамы на нагрузки, приложенные к колоннам. В этом случае колонны можно считать как отдельные стойки с неподвижными опорами.

3) Расчет рам на вертикальные нагрузки, приложенные к ригелю, должен выполняться с учетом упругих деформаций ригеля. В практических расчетах сквозной ригель заменяют условно сплошным, эквивалентным по жесткости

4) При расчете однопролетных и многопролетных рам на вертикальные нагрузки, действующие на ригель, допускается принимать, что горизонтальные перемещения концов колонн равны нулю.

5) При расчете рам сложной конфигурации допускается членение их отдельные расчетные схемы без учета взаимной связи этих схем друг с другом, если влияние, оказываемое ими друг на друга невелико.

Статический расчет рамы заключается в определении внутренних усилий (изгибающих моментов, поперечных и продольных сил), необходимых для подбора сечений ее элементов и конструирования узлов. Расчет рам целесообразно выполнять на ЭВМ или использовать классические методы строительной механики для расчета статически неопределимых рам.

Лекция 4

Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Компонировка покрытия.

Покрытие производственного здания состоит из кровельных (ограждающих) конструкций, несущих элементов (прогонов, ферм, фонарей), на которые опирается кровля . Размер панели верхнего пояса фермы назначают с учетом ширины стандартных плит покрытия (1.5 или 3м), чтобы усилия в местах опирания плит покрытия передавались в центр узла решетки фермы. В противном случае верхний пояс будет работать на сжатие с изгибом.

Покрытие может быть выполнено с применением прогонов или без них. Прогоны устанавливают между стропильными фермами на узлы решетки верхнего пояса с шагом 1,5 – 4м. По ним укладывают мелкоразмерные кровельные плиты, листы, настилы. Во втором случае непосредственно на стропильные фермы укладывают крупноразмерные плиты или панели шириной 1,5 или 3м и длиной 6 или 12м, совмещающие функции несущих и ограждающих конструкций. Выбор конструкции кровли производится на основании технико-экономического сравнения различных вариантов с учетом технологических и экономических факторов. При шаге ферм ≤ 4 м профнастил может непосредственно опираться на фермы. В этом случае верхний пояс фермы работает на сжатие с изгибом. При шаге стропильных ферм 12м и более применяют решетчатые (сквозные) прогоны / 1, с. 315-316 /.

Для обеспечения пространственной неизменяемости, жесткости и устойчивости всего покрытия и его отдельных элементов используются связи / 1, с.214-215, с. 274-279 /.

В случае выполнения покрытия без прогонов с применением профнастила за основу неизменяемости покрытия в горизонтальной плоскости принят сплошной диск, образованный профилированным настилом, закрепленным на верхних поясах ферм. Настил развязывает верхние пояса ферм из плоскости по всей длине и воспринимает все горизонтальные силы, передающиеся на покрытие.

Стальные фермы широко применяются в покрытиях промышленных, гражданских и общественных зданий, ангаров, вокзалов, складов и т.д. Фермы по сравнению со сплошными балками экономичны по затрате металла, они просты в изготовлении, им легко придать любое очертание, требуемое условиями технологии, работы под нагрузкой или архитектурными соображениями. В практике находят применение, начиная от легких конструкций и кончая тяжелыми фермами, стержни которых составлены из нескольких элементов крупной профильной или листовой стали. Наибольшее применение находят разрезные балочные фермы, как самые простые в изготовлении и монтаже. Неразрезные и консольные балочные фермы рациональны при большой собственной массе конструкций. Кроме того неразрезные фермы более жестки и могут иметь меньшую высоту. Башни и мачты представляют собой вертикальные консольные системы ферм. Промежуточной системой между фермой и сплошной балкой является комбинированная система. Такие системы просты в изготовлении и рациональны в тяжелых конструкциях, также при расчете на подвижные нагрузки. Эффективность ферм и комбинированных систем можно значительно повысить, создав в них предварительное напряжение.

Основные геометрические размеры ферм. Пролет фермы в большинстве случаев определяется эксплуатационными требованиями и обще компоновочным решением здания. Если пролет фермы не диктуется технологическими требованиями он должен назначаться на основе экономических соображений с тем, чтобы суммарная стоимость ферм и опор была наименьшей. Высота ферм, если нет конструктивных ограничений, назначается из условия наименьшей массы. Чем больше высота фермы, тем меньше усилия в поясах и они легче; решетка (раскосы и стойки) фермы при этом имеют большую длину, следовательно, тяжелее. Ищется компромиссное решение. По условиям провозного габарита высота фермы (отправочного элемента) не должна превышать 3,85 м между крайними точками выступающих элементов.

Для отапливаемых и не отапливаемых зданий с унифицированными пролетами до 36 м с покрытиями из железобетонных плит, стального профилированного настила, волнистых асбестоцементных листов и т. д. разработаны серии типовых проектов ферм.

Основным типом стропильных конструкций являются фермы с параллельными поясами (уклон 1,5%). Высота ферм по наружным граням поясов принята: для пролетов 30 и 36м – 3150мм; для меньших пролетов (18, 24м) – 2250мм. Высота ферм по осям поясов из круглых труб равна 2900мм, из замкнутых гнутых сварных профилей – 1840мм. Схемы типовых ферм для покрытий с уклоном кровли 1,5% приведены на рис. 13.12, с.318 / 1 /.

Типы сечений элементов ферм. До последнего времени основным типом сечения элементов ферм были парные уголки. Однако, такое решение имеет ряд недостатков:

- 1) нерациональность сечений при работе на сжатие и большое число соединительных элементов (прокладок, фасонки), что увеличивает расход стали;
- 2) большой объем сварки и мелких деталей усложняет изготовление и затраты;
- 3) наличие зазоров в стыках в покрытиях промзданий находят более рациональные конструктивные решения ферм, обеспечивающие снижение массы и трудоемкости изготовления и монтажа металлических конструкций. К таким решениям относятся фермы из круглых труб и прямоугольных гнутых сварных профилей, фермы с поясами из двутавров и решеткой из замкнутых гнутых сварных профилей, фермы с поясами из тавров и треугольной решеткой из уголков. Интересным конструктивным решением является ферма с поясами из широкополочных тавров и перекрестной решеткой из одиночных уголков. Крепление уголков в узлах с разных сторон пояса позволяет во многих случаях обойтись без фасонки, что снижает расход стали и упрощает изготовление. При конструировании фермы разбивают на отправочные марки. Длина отправочной марки определяется условиями транспортирования. До 18 м ферму обычно транспортируют целиком, а при большем пролете разбивают на две или три отправочных марки. Для сокращения транспортных расходов разработаны конструкции ферм покрытий с узлами на высокопрочных болтах. Такие конструкции поставляются "россыпью".

Лекция 5

Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Характеристика подкрановых конструкций.

К крановым конструкциям относят конструкции, обеспечивающие работу мостовых электрических кранов:

- 1) подкрановые балки или фермы;
- 2) тормозные балки или фермы;
- 3) крановый рельс;
- 4) крановые упоры в торцах здания;
- 5) детали крепления балок к колоннам;
- 6) связи.

Работа подкрановых конструкций происходит в очень тяжелых условиях: большие вертикальные сосредоточенные давления колес кранов – в виде движущихся сосредоточенных сил; существенные горизонтальные воздействия, для восприятия которых устраивают специальные тормозные конструкции. Нагрузки – динамические, вызывающие переменные напряжения, способствующие проявлению усталости. Особенно в тяжелых условиях работают подкрановые конструкции в зданиях режимов работы кранов 7К и 8К. Подкрановые балки бывают разрезные и неразрезные (они легче первых на 12-15%).

Давление колес кранов передается на подкрановую балку через крановый рельс, образуя местную нагрузку на балку. Подкрановые конструкции рассчитывают на нагрузку от двух сближенных кранов.

Если по условиям технологии производства задан один кран и второго крана не будет, то расчет ведется на один кран.

Вертикальное давление колес крана определяется от веса тележки и крана, а также от веса поднимаемого груза Q , и вычисляется по формуле:

$$P_{\max} = \gamma_f \gamma_f P_{\max}^H \quad (21.1)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

$$\gamma_f = 1.1;$$

γ_{f1} – дополнительный коэффициент, учитывающий местное и динамическое действие сосредоточенной вертикальной нагрузки и группу режима работы крана.

Коэффициент γ_{f1} учитывается только при расчете подкрановых балок на прочность и местной устойчивости стенок балок.

При расчете прочности и устойчивости подкрановых балок и их креплений к несущим конструкциям расчетные значения вертикальных крановых нагрузок следует умножать на коэффициент динамичности γ_{f2} , равный:

при шаге колонн не более 12 м:

$\gamma_{f2}=1.2$ – для группы режима работы мостовых кранов 8К;

$\gamma_{f2}=1.1$ – для мостовых кранов 6К и 7К.

Например, при расчете подкрановой балки на прочность группы режима работы крана 7К:

$$P_{\max} = \gamma_{f1} \gamma_{f2} \gamma_f P_{\max}^H = 1.3 \cdot 1.1 \cdot 1.1 P_{\max}^H,$$

а для группы режима работы крана 5К: $P_{\max} = \gamma_{f1} \gamma_f P_{\max}^H = 1.1 \cdot 1.1 \cdot P_{\max}^H$.

Для горизонтальных нагрузок $\gamma_{f2}=1.1$ только для кранов 8К; в остальных случаях $\gamma_{f2}=1.0$,

$P_{\max}^H$ - наибольшее нормативное давление колеса крана, определяемое по ГОСТу на мостовые краны.

Нормативная горизонтальная нагрузка, направленная поперек кранового пути, вызываемая торможением тележки, должна приниматься равной:

для кранов с гибким подвесом груза – 0.05 суммы номинальной грузоподъемности крана и веса тележки:

$$T_K^H = 0.05 \frac{(Q + G_T)}{n_0}, \quad (21.2)$$

для кранов с жестким подвесом груза – 0.1 той же суммы, т.е.

$$T_K^H = 0.1 \frac{(Q + G_T)}{n_0}, T_K = T_K^H \cdot \gamma_f, \quad (21.3)$$

где T_K – расчетное значение поперечного торможения одного колеса крана на рельс;

n_0 – число колес крана с одной стороны.

Эта нагрузка учитывается при расчете поперечных рам зданий и балок крановых путей. При этом принимается, что она передается на одну балку кранового пути, распределяется поровну между всеми опирающимися на нее колесами крана и может быть направлена как внутрь рассматриваемого пролета, так и наружу.

Горизонтальная поперечная нагрузка, вызываемая перекосом мостовых кранов и непараллельностью крановых путей (боковая сила), принимается равной для каждого ходового колеса крана 0.1 нормативной вертикальной нагрузки на колесо:

$$T_K^{\phi} = \gamma_f 0.1 \cdot P_{\max}^H. \quad (21.4)$$

Рассматриваемая нагрузка от всех колес одной стороны крана может быть направлена как внутрь пролета, так и наружу. Учитывается эта нагрузка при расчете прочности и

устойчивости подкрановых балок и их креплений в зданиях с кранами групп режимов работы 7К 8К. При этом поперечное торможение не учитывается.

При расчете прочности и устойчивости подкрановых балок следует учитывать вертикальные и горизонтальные нагрузки не более чем от двух кранов.

При расчете прочности и устойчивости рам, колонн, фундаментов следует применять:

- вертикальные нагрузки не более чем от двух кранов в одном пролете и не более чем от четырех – в разных пролетах, в одном створе;
- горизонтальные нагрузки не более чем от двух кранов в одном пролете или в разных пролетах в одном створе.

Следует различать коэффициенты сочетаний:

- при учете всех нагрузок (постоянных, временных, особых);
- при учете работы нескольких мостовых кранов.

При учете одного крана вертикальные и горизонтальные нагрузки от него необходимо принимать без снижения.

При учете двух кранов учитывается коэффициент сочетаний:

$\varphi=0.85$ – для групп режимов кранов 1К...6К;

$\varphi=0.95$ - -//- 7К и 8К.

При учете четырех кранов:

$\varphi=0.7$ – для групп режимов кранов 1К...6К;

$\varphi=0.8$ - -//- 7К и 8К.

Для восприятия сил поперечного торможения устраивают специальные тормозные конструкции, служащие одновременно и площадками для обслуживания и ремонта крановых путей. Временную нагрузку на эти площадки принимают по техническим заданиям, а если их нет, то принимают 2.0 кН/м^2 с коэффициентом надежности по нагрузке $=1.4$.

Сечения подкрановых балок зависят от нагрузки, пролета, режима работы кранов. Для разрезных подкрановых балок пролетом 6 м при $=50 \div 100 \text{ кН}$ принимают прокатные двутавры с усиленным верхним поясом.

Для больших пролетов и грузоподъемности кранов применяют сварные двутавровые балки с горизонтальной тормозной балкой.

Часто сварные балки проектируют из разных марок сталей (бистальными): стенку – из углеродистой стали, а пояса – из низколегированной. Для зданий с весьма тяжелым режимом работы кранов подкраные балки делают клепаными.

Тормозные балки применяют при ширине b_T до 1.5 м и проектируют со стенкой из рифленого листа ($t=6 \div 10 \text{ мм}$). Пояса тормозной балки крайнего пролета: верхний пояс подкрановой балки и прокатный швеллер при шаге колонн 6 м, или пояс вспомогательной фермы при шаге колонн $\geq 12 \text{ м}$.

У средних колонн поясами тормозной балки служат верхние пояса подкрановых балок смежных пролетов. Листы тормозных балок рекомендуется приваривать к верхнему поясу подкрановых балок сплошным швом с применением электродов типа Э42А, Э50А и т.п. с обязательной подваркой с нижней стороны. С нижней стороны листа тормозной балки через каждые $1,0 \div 1.5 \text{ м}$ устанавливаются поперечные ребра жесткости из полос сечением не менее чем $80 \times 6 \text{ мм}$.

Если ширина тормозной конструкции $b_T \geq 1.5 \text{ м}$, то для экономии металла применяют тормозные фермы.

Решетка тормозных ферм – треугольная с дополнительными стойками. Для перевозки тормозной фермы предусматривается дополнительный пояс из одиночного уголка (на болтах) который может сниматься после монтажной приварки фасонки тормозной фермы к верхнему поясу подкрановой балки. По тормозным фермам устраивают настил из рифленой стали или при отсутствии высоких температур – деревянный настил.

Лекция 6

Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Проектирование подкрановых балок.

Рассмотрим особенности определения расчетных усилий для сплошных подкрановых балок.

Расчетные значения момента и поперечной силы определяют от двух сближенных кранов при невыгоднейшей их установке на подкрановых балках. Наибольший момент в разрезной балке возникает при таком положении колес крана на балке, когда равнодействующая всех сил, находящихся на балке, и ближайшая к ней сила равноудалены от середины пролета балки.

При этом $M_{\max}$ будет находится под силой ближайшей к середине пролета балки (правило Винклера). Максимальное значение поперечной силы определяется при таком расположении колес кранов на балке, когда одно из колес находится под опорой, а остальные как можно ближе к этой опоре (для разрезных балок). В неразрезных балках наибольшие усилия определяют загрузкой линий влияния, ординаты которых можно найти в справочниках. При этом наибольший момент над опорой возникает не при сближенных кранах. В неразрезных балках M и Q на опоре действуют одновременно.

Влияние собственного веса подкрановой балки и временной нагрузки на тормозной балке учитывают коэффициентами α_1 и α_2 , т.е.

$$M = \alpha_1 M_{\max}, Q = \alpha_2 Q_{\max}. \quad (22.1)$$

При пролете балки 6м $\alpha_1 = 1.03$; $\alpha_2 = 1.02$; при пролете балки 12м $\alpha_1 = 1.05$; $\alpha_2 = 1.04$; при пролете балки 18м $\alpha_1 = 1.08$; $\alpha_2 = 1.07$.

Расчетные значения момента и поперечной силы от поперечного торможения находят при тех же положениях нагрузки, что и для определения расчетных значений усилий от вертикальной нагрузки. Тогда

$$M_T = \frac{T_K}{P} M_{\max}, Q_T = \frac{T_K}{P} Q_{\max}. \quad (22.2)$$

Компоновка сечений и особенности расчета подкрановых балок

Компоновка сечения. Подбор сечений подкрановых балок такой же, как и обычных балок.

$$W_x^{mp} = M_x \beta / R_y \gamma_c, \quad (22.3)$$

где $\beta = 1 + 2M_T h_b / M_x b_T$. Коэффициент β учитывает влияние горизонтальных поперечных нагрузок на напряжения в верхнем поясе подкрановой балки. Ширину сечения тормозной конструкции b_T можно принять равной ширине нижней части колонны в раме. Высоту балки h_b задают ориентировочно в пределах $(1/8 \dots 1/10)$ ее пролета.

Оптимальная высота поперечного сечения балки h_{opt} и толщина стенки t_w определяются как и в обычных балках, но без учета развития пластических деформаций.

Минимальная высота балки $h_{\min}$ определяется от нормативного значения нагрузки одного крана без учета коэффициента динамичности. Поэтому предварительно по Л.В. или по правилу Винклера находят максимальный момент от загрузки балки одним краном M'' при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

$$h_{\min} = \frac{5\gamma_c R_y l}{24\beta E} \left[\frac{l}{f} \right] \frac{M_{1x}^n}{M_x}, \quad (22.4)$$

где $[f/l]$ - максимальный допустимый нормами прогиб подкрановых конструкций (табл. 40 СНиП II-23-81*).

Окончательная высота сечения подкрановой балки принимается также, как и обычной балки. Назначенные размеры полок подкрановых балок должны удовлетворять их местной устойчивости при упругой работе и обеспечить возможность размещения рельса с креплениями.

Проверки скомпонованного сечения подкрановой балки. Проверка прочности подкрановых балок выполняется от действия нормальных, касательных, местных (от давления колес крана) напряжений и их совместного действия.

Проверка нормальных напряжений в подкрановых балках выполняется в предположении, что в вертикальной плоскости момент воспринимается только сечением подкрановой балки (без учета тормозной конструкции), а в горизонтальной момент M_T - только тормозной балкой.

В действительности такая конструкция работает как единый тонкостенный стержень на кривой изгиб с кручением. Однако, вследствие того, что линия действия нагрузки проходит близко от центра изгиба, приближенный способ определения нормальных напряжений даст приемлемые результаты и сильно упростит расчет. Таким образом верхний пояс балки работает как на вертикальную, так и на горизонтальную нагрузку.

Максимальное нормальное напряжение в наиболее удаленной точке верхнего пояса подкрановой балки можно определить по формуле

$$\sigma_B = \frac{M_x}{I_{xn}} y_a + \frac{M_T}{I_{yn}} x_a \leq R_y \gamma_c, \quad (22.5)$$

где $y_a = h_b / 2$ (для симметричной балки).

Максимальные нормальные напряжения в крайнем волокне нижнего пояса подкрановой балки

$$\sigma_n = \frac{M_x}{I_{xn}} y_c \leq R_y \gamma_c, \quad (22.6)$$

где $y_c = h_b / 2$ (для симметричной балки).

Проверка прочности стенки подкрановой балки по касательным напряжениям выполняют так же, как и в обычных балках, но без учета развития пластических деформаций. Прочность стенки балки на действие максимальных местных напряжений проверяют по формуле

$$\sigma_{loc,y} = \frac{y_{f1} F_k}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c, \quad (22.7)$$

где F_k - расчетное значение вертикальной силы от колеса крана без учета коэффициента динамичности;

γ_{f1} - коэффициент увеличения силы F_k , учитывающий неравномерность давления колес и динамический характер нагрузки;

l_{ef} - условная длина распределения усилия F_k по длине стенки балки, определяемая по формуле

$$l_{ef} = c \sqrt[3]{I_{1f} / t_w}, \quad (22.8)$$

где c – коэффициент, учитывающий степень податливости сопряжения пояса и балки и принимаемый: для сварных и прокатных балок $c=3.25$; для балок на высокопрочных болтах $c=4.5$;

I_{1f} - сумма собственных моментов инерции верхнего пояса балки и кранового рельса или общий момент инерции рельса и пояса в случае приварки рельса швами, обеспечивающими их совместную работу.

Проверка на прочность стенки балки в случае совместного действия нормальных, касательных и местных напряжений на уровне верхних поясных швов выполняется по формуле

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc,y}^2 - \sigma_x \sigma_{loc,y} + 3\tau_{xy}^2} \leq \beta R_y, \quad (22.9)$$

где $\beta=1.15$ – для разрезных балок; $\beta=1.3$ – для неразрезных балок;

$$\sigma_x = \frac{M_x h_w}{I_{xn} 2} - \text{нормальные напряжения в срединной плоскости стенки; } \tau_{xy} = \frac{Q_x}{t_w h_w} -$$

среднее касательное напряжение.

Внецентренное расположение рельса на балке, а также воздействие горизонтальной поперечной силы, приложенной к головке рельса, приводит к возникновению местного крутящего момента M_{kp} , приложенного к верхнему поясу балки и вызывающего дополнительные напряжения от изгиба стенки

$$\sigma_{fy} = \frac{2M_{kp} t_w}{I_{kp}}, \quad (22.10)$$

где $M_{kp} = F_k e + 0.75 T_k h_p$; $I_{kp} = I_{kp,p} + b_f t_f^3 / 3$.

Здесь e – условный эксцентриситет рельса, принимаемый равным 15 мм; h_p – высота рельса.

Расчет на устойчивость подкрановых балок следует выполнять в соответствии с п.5.15 СНиП П-23-81*

$$\frac{M}{\phi_b W_c} \leq R_y \gamma_c. \quad (22.11)$$

Расчет на местную устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости при наличии местного напряжения следует выполнять по формуле (п.7.6 СНиП П-23-81*)

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,kr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c. \quad (22.12)$$

Поперечные ребра жесткости устанавливаются согласно требованиям п.п. 7.10, 7.12, 7.13 СНиП П-23-81*.

В подкрановых балках верхние поясные швы кроме сдвигающих усилий воспринимают и местное давление колес крана.

$$\tau_f = \sqrt{\tau_{wf}^2 + \tau_{wy,f}^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \tau_z = \sqrt{\tau_{wz}^2 + \tau_{wy,z}^2} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (22.13)$$

$$\text{где } \tau_{wf} = \frac{QS_f}{2I_x \beta_f k_f}; \tau_{wz} = \frac{QS_f}{2I_x \beta_z k_f}; \tau_{wy,f} = \frac{\gamma_f F_k}{2l_{ef} \beta_f k_f}; \tau_{wy,z} = \frac{\gamma_f F_k}{2l_{ef} \beta_z k_f}.$$

Нижние поясные швы рассчитываются только на сдвигающие усилия $Q_{\max}$.

Проверка жесткости подкрановых балок. Прогиб определяется по формулам:

$$1) \text{ в разрезных балках: } f = M^n l^2 / 10EI_x, \quad (22.14)$$

где M^n - момент от нормативной нагрузки одного крана;

$$2) \text{ в неразрезных балках: } f = \left(\frac{M_{cp}^n}{10} - \frac{M_{л}^n + M_{np}^n}{72} \right) \frac{l^2}{EI_x}, \quad (22.15)$$

где $M_{л}^n, M_{np}^n, M_{ср}^n$ -соответственно моменты от нормативных нагрузок на левой и правой опорах и в середине пролета неразрезной балки.

Подкрановые балки необходимо рассчитывать на выносливость (раздел 9 СНиП П-23-81*). Расчет на выносливость верхней зоны стенки сварной подкрановой балки выполняют по формуле

$$0.5\sqrt{\sigma_x^2 + 0.36\tau_{xy}^2} + 0.4\sigma_{loc,y} + 0.5\sigma_{fy} \leq R_v, \quad (22.16)$$

где R_v - расчетное сопротивление усталости.

Лекция 7

Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Определение постоянных и снеговых нагрузок на стропильную ферму и на раму.

Постоянные нагрузки.

Собственный вес кровли подсчитывается на 1 м^2 покрытия, исходя из принятой ее конструкции. Собственный вес стропильной фермы определяется приближенно по формуле

$$q_{\phi}^n = 12\nu_{\phi}l, \quad (\text{Н/м}^2), \quad (23.1)$$

где $\nu_{\phi}=0.6\div 0.9$ – в зависимости от уклона верхнего пояса;

l – пролет фермы в метрах.

Собственный вес фонарной конструкции на 1 м^2 покрытия приближенно определяется по формуле:

$$q_{\phi ii}^n = 5l_{\phi ii}, \quad (\text{Н/м}^2), \quad (23.2)$$

$l_{\phi ii}$ – пролет фонаря в м.

Для упрощения расчетов принимают вес переплетов $q_{i \delta i}^n = 40\div 60 \text{ (Н/м}^2\text{)}$; вес бортовой стенки и остекления $q_{\dot{a}, \tilde{n}\dot{o}}^n = 2000 \frac{\dot{I}}{i}$ - на единицу длины стенки.

Вес стальных прогонов $q_{i\dot{o}}^n = 80\div 150 \text{ (Н/м}^2\text{)}$, вес связей $q_{\tilde{n}\dot{a}}^n \approx 50 \frac{\dot{I}}{i^2}$

Расчетную постоянную нагрузку на стропильную ферму приводят к узловой с учётом расположения фонарной конструкции. На ригель рамы постоянную нагрузку определяют в виде равномерно распределённой на 1 п.м

$$q_i = (q_{\dot{e}\dot{o}} + q_{\dot{o}} + q_{\phi ii} + q_{\dot{a}, \tilde{n}\dot{o}} + q_{i\dot{o}} + q_{\tilde{n}\dot{a}})B, \quad (23.3)$$

где B – шаг рам, $q_{\dot{e}\dot{o}}$ - расчетная нагрузка на 1 м^2 от собственного веса кровли.

В месте излома оси колонны появляется изгибающий момент

$$M_q = \frac{q_i l}{4} (h_n - h_{\dot{a}}) + N_2 \left(\frac{h_n - h_{\dot{a}}}{2} \right), \quad (23.4)$$

где h_n – ширина подкрановой части колонны;

$h_{\dot{a}}$ – ширина надкрановой части колонны;

N_2 – вес надкрановой части стен и надкрановой части колонны.

Общий расход стали на 1 м² здания при кранах грузоподъемностью 500 КН составляет 80÷130 кг/м²; при этом на шатер - 30÷45 кг/м²; на колонны - 25÷35 кг/м²; на подкрановые балки - 20÷30 кг/м².

Снеговая нагрузка.

Величина снеговой нагрузки зависит от района строительства. Нормативная величина снеговой нагрузки на 1 м² горизонтальной проекции покрытия определяют по формуле:

$$S^n = S_0 \cdot \mu, \quad (23.5)$$

где S_0 – вес снегового покрова на 1 м² в зависимости от района строительства. Территория бывшего СССР разбита на 6 климатических районов (см. СНИП II-6-74):

I -	$S_0=0.5 \text{ кН/м}^2$	IV -	$S_0=1.5 \text{ кН/м}^2$
II -	$S_0=0.7 \text{ кН/м}^2$	V -	$S_0=2.0 \text{ кН/м}^2$
III -	$S_0=1.0 \text{ кН/м}^2$	VI -	$S_0=2.5 \text{ кН/м}^2$

μ - коэффициент, зависящий от конфигурации кровли:

а) однопролетное здание без фонаря;

$$\mu=1 \text{ при } \alpha=20^\circ;$$

б) здание с продольным фонарем;

$$\mu_2 = 1 + 0.1 \frac{a}{b}; \quad \mu_3 = 1 + 0.5 \frac{a}{bc};$$

$\mu_3 \leq 4.0$ – для ферм при нормативном значении веса покрытия $\leq 1.5 \text{ кН/м}^2$;

$\mu_3 \leq 2.5$ – при нормативном весе покрытия $> 1.5 \text{ кН/м}^2$.

Фермы без фонаря рассчитываются обычно только по 1-ому варианту загрузки, так как при этом усилия в поясах и раскосах оказываются наибольшими.

По 2-му варианту должны проверяться стойки ферм, расположенные под увеличенной снеговой нагрузкой.

Для покрытия зданий, имеющих избыточные тепловыделения и уклон кровель не менее 3% снеговую нагрузку разрешается снижать на 20%.

Для расчета рамы снеговую нагрузку приводят к равномерно распределенной. Расчетное значение снеговой нагрузки на 1 м² покрытия

$$S = S^n \gamma_f, \quad (23..6)$$

где $\gamma_f = 1.4$ или $\gamma_f = 1.6$ (п. 5.7 /8/).

Расчетная схема рамы при этом будет такой же, как и на постоянную нагрузку.

$$\text{Только } q_{CH} = SB, M_{CH} = \frac{q_{CH} l}{2} e, \quad (23.7)$$

$$\text{где } e = \frac{h_n - h_a}{2}.$$

В многопролетных зданиях с перепадами по высоте на кровлях нижележащих пролетов образуются снеговые «мешки». Нагрузку от снега в этих случаях принимают по своим схемам (см. СНИП 2.01.07-85).

Лекция 8

Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Крановая и ветровая нагрузки на раму.

Крановая нагрузка.

При определении наибольших усилий в раме от вертикального давления кранов их располагают в самом невыгодном положении по отношению к данной раме.

Наибольшее расчетное давление на колонну

$$D_{\max} = \varphi \gamma_f P_{\max}^H \sum y_i + G_{n.б.} + G_{m.б.}, \quad (24.1)$$

где $\sum y_i$ - сумма ординат линии влияния давления на колонну;

$$G_{n.б.} = g_{n.б.} \cdot l_{n.б.} \gamma_f; g_{n.б.} = 3 \dots 9 \text{ кН / м при } Q \text{ до } 1000 \text{ кН},$$

$l_{n.б.} = B$ – пролет подкрановой балки (шаг рам);

$\gamma_f = 1.05$;

$$G_{m.б.} = \gamma_{fT} P_T^H \cdot b_T \cdot l_{n.б.}; \gamma_{fT} = 1.2; P_T^H = 1.5 \text{ кН / м}^2,$$

b_T – ширина тормозной конструкции.

Минимальное расчетное давление на колонну

$$D_{\min} = \varphi \gamma_f P_{\min}^H \sum y_i + G_{n.б.} + G_{m.б.}; \quad (24.2)$$

$$\text{где } P_{\min}^H = \frac{Q + (G_T + G_{кр})}{n_0} - P_{\max}^H,$$

Q – грузоподъемность крана,

$G_T, G_{кр}$ – вес тележки и крана,

n_0 – число колес с одной стороны крана.

Поскольку подкрановые балки устанавливаются с эксцентриситетом по отношению к оси колонны, в раме от вертикального давления кранов возникают изгибающие моменты $M_{\max}$ и $M_{\min}$, определяемые по формулам:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= D_{\max} \cdot e, \\ M_{\min} &= D_{\min} \cdot e, \end{aligned} \quad (24.3)$$

где $e \approx 0.5 b_H$,

b_H – ширина нижней (подкрановой) части колонны.

Силу поперечного торможения (или бокового давления) считают переданной раме одной стороной крана и определяют по формуле:

$$T = \varphi T_k \sum y_i \quad (24.4)$$

На раму расчетное давление от сил поперечного торможения будет определяться при том же расположении колес кранов, что и для вертикальной нагрузки. Сила T прикладывается в уровне верхнего пояса подкрановой балки.

Ветровая нагрузка.

Расчетное значение средней составляющей ветровой нагрузки на высоте Z над поверхностью земли на 1 м^2 определяют по формуле:

$$W_m = \gamma_f W_0 K C, \quad (24.5)$$

где $\gamma_f = 1.4$;

W_0 – нормативное значение ветрового давления, принимаемое в зависимости от района строительства по СНИПу /8/;

K – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте (табл.6./8/),

C – аэродинамический коэффициент, зависящий от конфигурации здания (прилож.4./8/).

Скоростной напор ветра у поверхности земли зависит от наличия различных препятствий. Поэтому СНИП /8/ различает три типа местности:

А – открытая;

В – с препятствиями (города с окраинами, лесные массивы и др.);

С – городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 метров.

Расчетная погонная нагрузка на раму:

$$q = W_m B, \quad (24.6)$$

где B – шаг рам.

Для упрощения расчетов ветровую нагрузку на колонну принимают эквивалентной равномерно распределенной по высоте колонны. Величину ее определяют из условия равенства изгибающих моментов в защемленной стойке от фактической эпюры ветрового давления q и от равномерно распределенной нагрузки:

$$q_{\text{экв.}} = \frac{2M}{h^2}, \quad (24.7)$$

где h – высота колонны;

M – момент от нагрузки по эпюре ветрового давления.

Ветровая нагрузка от нижнего пояса фермы до верхней точки покрытия цеха заменяется сосредоточенной силой W .

В зданиях с несколькими пролетами сложной конфигурации учитывают конкретные условия ветрового воздействия, вводя ряд упрощений.

Лекция 9

Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Учет пространственной работы каркаса.

Поперечные рамы цеха промышленного здания продольными конструкциями (горизонтальными продольными связями, тормозными балками или тормозными фермами, жесткой кровлей) объединены в пространственный каркас. Вследствие этого нагрузка, действующая на одну раму, вовлекает в работу и другие (соседние) рамы; получается совместная работа рам, т. е. пространственная работа каркаса. Практика и опыт проектирования показывают, что наибольший эффект дает учет совместной работы поперечных рам при действии сил поперечного торможения кранов и моментов от внецентренного приложения вертикальных крановых нагрузок.

Рассматривают два случая пространственной работы каркаса промздания:

1) связи расположены в плоскости нижних поясов ферм (т. е. имеются продольные связевые фермы при легкой кровле);

2) наличие жесткой кровли из крупнопанельных железобетонных, армоцементных, армопенобетонных плит и т. д.

Рассмотрим 1-й случай. Исследования показали, что в этом случае в активную работу вовлекаются 5-6 рам вместе с загруженной. Дальнейшее увеличение числа рам в рассматриваемом блоке незначительно влияет на величины усилий в раме.

При действии силы T (поперечное торможение кранов) на одну раму она деформируется, сечения ее получают перемещения и через связи в работу вовлекаются остальные рамы блока.

В целях упрощения внешние силы, действующие на плоскую раму, заменяют одной внешней силой $F_{\text{с}}$, приложенной в уровне раскрепления рамы связями и вызывающей такое же перемещение рамы Δ , как и внешние силы. Значение $F_{\text{с}}$ определяется по формуле

$$F_{\text{с}} = \Delta / \delta_{11}, \quad (25.1)$$

где δ_{11} - перемещение ригеля рамы от действия на нее единичной силы ($P=1$), приложенной в плоскости связей также, как и $F_{\text{с}}$.

Значение Δ и δ_{11} определяются методами строительной механики. Продольные связи можно рассматривать как неразрезную балку на упругих опорах. Роль упругих опор выполняют поперечные рамы. Реакцию упругого отпора связей $F_{\text{р}}$ можно определить из расчета неразрезной балки. Обозначим через α отношение $F_{\text{р}}$ к $F_{\text{с}}$. Тогда

$$F_{\text{р}} = \alpha F_{\text{с}}, \quad (25.2)$$

где α - коэффициент упругого отпора связей.

Величина этого коэффициента зависит от геометрии рамы, от жесткостных свойств рамы и горизонтальных продольных связей. Значение α в зависимости от выше указанных характеристик для блока из пяти рам приведены в табл. 12.2, с.292, / 1 /. Промежуточные значения α определяются по линейной интерполяции. Заметим, что коэффициент α учитывает загрузку только одной плоской рамы.

В действительности же крановые нагрузки при невыгоднейшем расположении кранов по отношению к рассматриваемой раме одновременно действуют и на рамы, смежные с ней. Загрузка смежных рам необходимо учитывать. Не учет этого фактора идет не в запас прочности, т. к. продвигодействие (отпор) упругих связей рассматриваемой раме в случае учета загрузки смежных рам уменьшается.

Обычно учитывают влияние крановой нагрузки на две смежные рамы по отношению к средней раме данного блока. Значения $F'_{\text{с}}$ и $F''_{\text{с}}$, отвечающие загрузке смежных рам крановой нагрузкой, можно определить из соотношения нагрузок, приходящихся на среднюю раму и смежные с ней. Такая задача легко решается с помощью Л. В. опорных реакций.

Тогда упругий отпор связей по отношению к рассматриваемой раме с учетом загрузки двух смежных рам определяется по формуле

$$F_{\text{р}} = F_{\text{с}} (\alpha + \alpha' (n_0 / \sum y - 1)) = F_{\text{с}} \alpha_r, \quad (25.3)$$

где α' - коэффициент, учитывающий влияние частичного загрузке крановой нагрузкой смежных рам на величину $F_{\text{р}}$ (упругого отпора связей по отношению к рассматриваемой раме);

n_0 - число колес кранов на одной стороне подкрановых путей;

$\sum y$ - сумма ординат линии влияния реакции рассматриваемой рамы.

Значения α' - приведены в той же таблице 12.2, с. 292, / 1 /, что и α .

В дальнейшем раму рассчитывают как плоскую с учетом упругого отпора связей F_r , приложенного на уровне нижнего пояса ригеля рамы и направленного в сторону, противоположную смещению рамы. Разность $R = F_{\text{г}} - F_r$ определяет силу, вызывающую смещение рамы в пространственном блоке, а коэффициент α^{np} - коэффициент пространственной работы определяется $\alpha^{np} = R / F_{\text{г}}$ или с учетом несложных преобразований

$$\alpha^{np} = 1 - \alpha_r = 1 - \alpha - \alpha' (n_0 / \sum y - 1). \quad (25.4)$$

Смещение рамы с учетом пространственной работы каркаса (Δ^{np}) определяется по формуле $\Delta^{np} = \alpha^{np} \Delta$.

2-ой случай. При наличии жесткой кровли предполагают, что все рамы здания в пределах температурного блока связаны бесконечно жестким диском на уровне верхних поясов ригеля. Также как и в первом случае внешние силы приводятся к $F_{\text{г}}$, приложенной на уровне нижнего пояса ригеля. Значение $F_{\text{г}}$ определяется также, как и в 1-ом случае.

Приложим силу $F_{\text{г}}$ к одной из рам блока (к 2-ой от торца здания) и определим ее перемещение и возникающий упругий отпор рамы. Упругий отпор рамы будет численно части $F_{\text{г}}$, воспринимаемой этой рамой (т.к. происходит распределение силы $F_{\text{г}}$ между рамами блока).

Перенесем $F_{\text{г}}$ в середину блока, в этом случае необходимо дополнительно приложить к блоку момент $M = F_{\text{г}} e$. Перемещение Δ^{np} рассматриваемой (2-ой от торца) рамы представим как сумму поступательного перемещения всего блока Δ' и перемещение рамы от поворота блока Δ'' . От поступательного перемещения упругий отпор каждой рамы будет одинаков и равен $R' = F_{\text{г}} / n$, где n число рам в блоке.

Упругий отпор любой рамы R_i'' от вращения блока найдем из уравнения равновесия внешних сил и упругих отпоров рам. В общем виде

$$R_i'' = F_{\text{г}} h_i^2 / 2 \sum_1^n h_j^2, \quad (25.5)$$

где i – номер рамы от торца здания; h_i - расстояние между этими рамами; h_j - расстояние между рамами, имеющими одинаковый номер от торцов здания.

Упругий отпор 2-ой рамы от края температурного блока или торца здания в случае приложения к ней силы $F_{\text{г}}$ будет равен

$$F_{r2} = R_2' + R_2'' = F_{\text{г}} (1/n + h_2^2 / 2 \sum_1^n h_j^2). \quad (25.6)$$

В рассматриваемом варианте как и при гибкой кровли необходимо учитывать загрузку смежных рам (первой и третьей). Кранов и моментов от внецентренного приложения вертикальных крановых нагрузок.

Упругий суммарный отпор 2-ой от торца рамы с учетом загрузки двух смежных рам будет равен

$$F_{r2} = F_{\text{г}} \left(\frac{1}{n} + \frac{h_2^2}{2 \sum_1^n h_j^2} + \frac{\sum y^i}{\sum y} \left(\frac{1}{n} + \frac{h_1^2}{2 \sum_1^n h_j^2} \right) + \frac{\sum y''}{\sum y} \left(\frac{1}{n} + \frac{h_3^2}{2 \sum_1^n h_j^2} \right) \right) = \alpha_{np} F_{\text{г}}. \quad (25.7)$$

Значение α^{np} с небольшой погрешностью может быть вычислено также по приближенной формуле

$$\alpha^{np} = n_0 \left(\frac{1}{n} + \frac{h_2^2}{2 \sum_{j=1}^n h_j^2} \right) / \sum y. \quad (25.8)$$

Коэффициент, определяющий помощь других рам блока загруженной раме, определяется по формуле

$$\alpha_{r2} = 1 - \alpha^{np}. \quad (25.9)$$

Окончательная эпюра изгибающих моментов от каждого вида крановой нагрузки, действующей отдельно на рассматриваемую статически неопределимую раму, с учетом пространственной работы каркаса получается как сумма двух эпюр

$$M_{ок}^{np} = M_{ок} + M_{ок}^{Fr}, \quad (25.10)$$

где $M_{ок}$ - эпюра изгибающих моментов без учета пространственной работы каркаса; $M_{ок}^{Fr}$ - эпюра изгибающих моментов от действия сил упругого отпора. С учетом пространственной работы каркаса расчетные усилия в элементах рамы будут меньше. Следовательно, сечения и элементов рамы будут более экономичными по расходу металла.

Лекция 10

Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Типы колонн промзданий и их расчетные длины.

Стальные колонны 4-х типов:

- 1) постоянного сечения (сплошные и сквозные) – простота изготовления. Применяются при небольших крановых нагрузках (Q до 200кН) и незначительной высоте цеха (h до 10 м) выполняется в виде сварного двутавра и широкополочного.
- 2) Переменного сечения – сварные.
- 3) Ступенчатые колонны – основной тип колонн для промзданий. Могут быть одноступенчатые и двухступенчатые. Надкрановая часть из широкополочных двутавров. Ветвь колонный – под подкрановой балкой называют подкрановой ветвью. Надкрановая часть колонны – сплошного сечения при ширине до 1 метра включительно; (применяют универсальную сталь) сквозного сечения при ширине более 1 метра. Колонны среднего ряда колонн - симметричного сечения.
- 4) Колонны раздельного типа – при низком расположении крана большой грузоподъемности. Колонна состоит из шатровой и подкрановой строек, связанных горизонтальными планками ($t=10 \div 12$ мм). Подкрановая стойка из сварного или прокатного двутавра, работает на центральное сжатие; расчетная длина в плоскости рамы равна расстоянию между планками, из плоскости – высоте своей.

Колонны промзданий работают на внецентренное сжатие. Сечения ступенчатых колонн подбирают для каждого участка отдельно.

Исходные данные для подбора сечений:

N – продольная сила;

M_x – изгибающий момент в плоскости рамы;

Q_x – поперечная сила в плоскости рамы;

M_y – изгибающий момент из плоскости рамы;

$l_{ef,x}$ – расчетная длина участка колонны в плоскости рамы;

$l_{ef,y}$ – расчетная длина участка колонны из плоскости рамы;

Расчетные усилия – из статистического расчета;

расчетные длины зависят от принятой конструктивной схемы каркаса. Наиболее сложным моментом является определение расчетной длины участка колонны в плоскости рамы. Наиболее точная расчетная схема колонны будет в виде стержня ступенчатого вида, у которого нижний конец жестко зашпелен, а верхний – упруго или рассмотреть раму в целом. Точно решить задачу устойчивости такого стержня очень сложно; поэтому при расчетах вводят ряд допущений.

Расчетная длина l_{ef} колонны постоянного сечения или отдельных участков ступенчатых колонн определяется по формуле:

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (26.1)$$

где μ - коэффициент приведения геометрической длины к расчетной длине.

Для колонн постоянного сечения одноэтажных рам при жестком креплении ригелей к колоннам и при нагружении верхних узлов коэффициент μ определяется по формулам: при шарнирном закреплении колонн в фундаментах;

$$\mu = 2\sqrt{1 + 0.38/n}, \quad (26.2)$$

$$\text{где } n = \frac{J_r \cdot l_c}{J_c \cdot l_r}. \text{ При } J_r \rightarrow \infty, n \rightarrow \infty, \mu = 2.$$

При жестком креплении колонн в фундаментах:

$$\mu = \sqrt{\frac{n + 0.56}{n + 0.14}}. \quad (26.3)$$

$$\text{Где } n = \frac{l_c}{J_c} \left(\frac{J_{r1}}{l_{r1}} + \frac{J_{r2}}{l_{r2}} \right),$$

J_c и l_c – соответственно момент инерции сечения и длина колонны;

$J_{r1}, J_{r2}, l_{r1}, l_{r2}$ – соответственно моменты инерции сечения и длины ригелей, примыкающих к этой колонне.

При шарнирном креплении ригеля к колонне:

$$\mu = 2.$$

Для ступенчатых колонн расчетная длина определяется для каждого участка колонны.

СниПом П-23-81* для одноступенчатых колонн предусмотрены следующие расчетные схемы:

- 1) Колонны однопролетных рам с шарнирным опиранием ригеля. Предполагается, что обе колонны находятся в одинаковых условиях и могут одновременно потерять устойчивость. В этом случае считается, что конец колонны свободен. Расчетные длины для каждого участка колонны:

$$\begin{aligned} l_{ef,1} &= \mu_1 l_1, \\ l_{ef,2} &= \mu_2 l_2. \end{aligned} \quad (26.4)$$

Коэффициент μ_1 определяется по табл. 67 (СниП П-23-81)* в зависимости от $n = \frac{J_2 l_1}{J_1 l_2}$ и

величин

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{J_1}{J_2 \beta}}; \beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \frac{N_H}{N_b}; \\ \mu_2 &= \mu_1 / \alpha_1 \leq 3.0. \end{aligned} \quad (26.5)$$

- 2) Колонны однопролетных рам с зашпелением ригелем. Обе колонны считаем находятся в равных условиях. При этом верхний конец колонны зашпелен от поворота, но свободен смещаться горизонтально. Коэффициент μ_1 определяется по табл. 68 (СниП П-23-81)* в зависимости от n и α_1 .

- 3) Колонны двух- и более пролетных рам с шарнирным опиранием ригелей. Считается, что в момент потери устойчивости колонны верхний конец ее не смещается, а только поворачивается в шарнире, т.е. все колонны потерять устойчивость одновременно не могут. Согласно приближенного способа расчета сначала колонну рассматривают под действием только силы F_1 . Определяют ее критическое значение $F_{1,cr}$ и коэффициент расчетной длины μ_{11} . Затем рассматривают колонну под действием только силы F_2 и определяют ее критическое значение для нижнего участка колонны ($F_{2,cr}$) и коэффициент μ_{12} .

Приближенное условие устойчивости колонны от сил F_1 и F_2 :

$$\frac{F_1}{F_{1,cr}} + \frac{F_2}{F_{2,cr}} \leq 1. \quad (26.6)$$

Подставляя в это условие выражения для $F_{1,cr}$ и $F_{2,cr}$ в форме Эйлера, можно найти формулу для μ_1 :

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2(\beta - 1)}{\beta}}, \quad (26.7)$$

$$\text{где } \beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \frac{N_H}{N_B}$$

Значения μ_{12} и μ_{11} следует принимать по табл. 69 (СниП П-23-81)* в зависимости от $\frac{J_2}{J_1}$ и $\frac{l_2}{l_1}$.

- 4) Колонны двух и более пролетных рам с защемленными ригелями. Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} определяются по табл. 70 (СниП П-23-81)*.

Коэффициент расчетной длины для верхнего участка колонны во всех случаях определяется по формуле

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} \leq 3.$$

Расчетная длина верхнего и нижнего участков колонны из плоскости рамы принимается равной наибольшему расстоянию между точками закрепления колонны от смещения вдоль здания. (Шарнирное закрепление).

Такие точки закрепления для нижнего участка: низ базы и нижний пояс подкрановой балки;

для верхнего: тормозная балка или ферма и распорки по колоннам в уровне нижних поясов стропильной фермы.

Лекция 11

Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Расчет стержня внецентренно сжатой сплошной колонны.

Стержень внецентренно сжатой колонны проверяется на прочность и устойчивость. Расчет на прочность производится, если значение приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} \geq 20$, при наличии ослабления сечения и при одинаковых значениях изгибающих моментов для расчета на прочность и устойчивость.

Исходные данные для расчета колонны:

$$N, M_x, l_{ef,x}, l_{ef,y}.$$

Расчет на прочность стержня колонны, проектируемого из стали с пределом текучести $R_{yn} \leq 580$ МПа, при отсутствии динамических нагрузок, при $\tau \leq 0.5 R_{su} \sqrt{N / (A_n R_y)}^{0.1}$

производится с учетом развития пластических деформаций по сечению:

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{C_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (27.1)$$

где N и M_x - расчетные значения продольной силы и изгибающего момента при наиболее неблагоприятном их сочетании;

$W_{xn, \min}$ - минимальное значение момента сопротивления сечения нетто;

C_x - коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций при изгибе относительно оси;

n - коэффициент, учитывающий форму поперечного сечения колонны.

Например, для сечения в виде двутавра, изгибаемого относительно оси х-х коэффициент $n=1.5$.

Расчет стержня колонны по упругой стадии производится по формуле:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{J_{xn}} y \leq R_y \gamma_c. \quad (27.2)$$

Расчет на устойчивость в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии осуществляется по формуле (при $m_{ef} < 20$):

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c, \quad (27.3)$$

φ_e - коэффициент снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии; определяется по таблице 74 (СниП П-23-81)* в зависимости от приведенного относительного эксцентриситета

$$m_{ef} = \eta m, \quad (27.4)$$

и условной гибкости $\bar{\lambda}$;

η - коэффициент влияния формы сечения;

$m = \frac{M}{N} \frac{A}{W_c} = \frac{eA}{W_c}$ - относительный эксцентриситет;

W_c - момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна.

При вычислении $e = \frac{M}{N}$ значение M следует принимать в зависимости от расчетной

схемы колонны согласно п.5.29 (СниП П-23-81)*. Для ступенчатых колонн - наибольший момент на длине участка постоянного сечения.

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (27.5)$$

Расчет на устойчивость стержня колонны из плоскости момента при изгибе его в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$), совпадающей с плоскостью симметрии производится по формуле:

$$\frac{N}{C \varphi_y A} \leq R_y \gamma_c, \quad (27.6)$$

где $C(m_x, \lambda_y)$ - коэффициент, зависящий от формы поперечного сечения; учитывает влияние изгибающего момента на устойчивость стержня из плоскости действия момента; является коэффициентом приведения φ_y к условиям пространственной потери устойчивости; φ_y - коэффициент продольного изгиба относительно оси у-у (как для центрально сжатого стержня).

Практически подбор сечения сплошной колонны выполняется в следующем порядке:

1) Используя приближенные зависимости для симметричного двутавра

$$i_x \approx 0.42h \text{ и } \rho_x = \frac{W_x}{A} = \frac{2J_x}{hA} = \frac{2i_x^2}{h} \approx \frac{2(0.42h)^2}{h} = 0.35h,$$

Находим значения $\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{l_{ef,x}}{0.42h} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ и $m = \frac{e_x}{\rho_x} = \frac{M_x}{N0.35h}$;

величиной h задаются: $h=450, 500, 700, 1000$ в зависимости от грузоподъемности крана и режима работы его.

2) По полученным значениям $\bar{\lambda}_x$ и m_x по табл. 73 /7/ определяют коэффициент η , предварительно приняв соотношение площадей полки A_f и стенки A_w $A_f/A_w=0.5$; Находят величину приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} = \eta m$.

3) Зная величины m_{ef} и $\bar{\lambda}_x$ по табл. 74 /7/ получим значение коэффициента φ_e .

4) Находим требуемую площадь сечения по формуле:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi_e \gamma_c R_y}. \quad (27.7)$$

5) По требуемой площади $A_{тр}$ подбирают по сортаменту прокатный двутавр с параллельными гранями полок или komponуют сечение из трех листов. При этом эффективное сечение будет тонкостенным. Минимальная толщина листов ограничивается условиями местной устойчивости. Принимают толщину стенки $t_w=6$ мм при $h=450$ или 500 мм; $t_w=8$ мм при $h=750$ или 1000 мм.

Поскольку переход стенки в критическое состояние еще не означает потерю несущей способности стержня, нормы допускают использование за критическую работы стенки.

Рекомендуемые выше толщины стенок не обеспечивают их местной устойчивости. Поэтому предварительно можно определить требуемую площадь сечения пояса по приближенной формуле /I/:

$$A_f = \frac{\left(A_{mp} - 2 \cdot 0.85 t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \right)}{2} = b \cdot t_f. \quad (27.8)$$

Используя приближенное значение наибольшего отношения

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \approx \frac{b}{2t_f} = (0.36 + 0.1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

Из формулы (27.8) получим выражение для определения, например b :

$$b = \sqrt{\left(A_{mp} - 2 \cdot 0.85 t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \right) (0.36 + 0.1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}}, \quad (27.9)$$

здесь $\bar{\lambda} = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$

Толщина полок $t_f = \frac{b}{2(0.36 + 0.1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}}. \quad (27.10)$

6) Производится проверка подобранного сечения на устойчивость в плоскости момента по формуле

$$\frac{N}{(\varphi_e A_{red})} \leq \gamma_c R_y, \quad (27.11)$$

из плоскости момента по формуле

$$\frac{N}{(\varphi_y A)} \leq \gamma_c R_y. \quad (27.12)$$

При этом все геометрические характеристики сечения определяются, как для полного сечения.

Ослабленное сечение A_{red} в формуле (27.11) находится по п. 7.20* /7/. Необходимость учета в формуле (19.11) ослабленного сечения проверяется по п. 7.16* и 7.14* /7/.

При необходимости производится корректировка размеров сечения и вновь проверяется сечение по формулам (27.11) и (27.12).

Стенку колонны можно укреплять продольным ребром жесткости, расположенным по

середине стенки. А при $\frac{h_{ef}}{t_w} \geq 2.3 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ стенку следует укреплять поперечными ребрами

жесткости, расположенными на расстоянии $(2.5 - 3.0)h_{ef}$ друг от друга. На каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер.

Лекция 12

Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Расчет стержня внецентренно сжатой сквозной колонны.

Стержень сквозной колонны обычно состоит из двух поясов и раскосной решетки, (когда фактическая Q больше условной). Решетка выполняется в виде одиночных уголков, приваренных непосредственно к поясам колонны.

Несущая способность колонны может быть исчерпана в результате потери устойчивости какой-либо ветви или в результате потери устойчивости колонны в целом.

Сквозная колонна работает как ферма с параллельными поясами и воспринимает расчетные усилия N , M и Q . В ветвях колонны от N и M возникают только продольные усилия; решетка воспринимает поперечную силу. Кроме того колонну следует рассматривать, как единый сквозной стержень (при $m \leq 20$).

Сквозной стержень проверяется на устойчивость при $m < 20$;

$$m = e \frac{A \cdot a}{J},$$

где a – расстояние от оси сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви.

Проверка на устойчивость сквозной колонны с решетками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, выполняется по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c, \quad (28.1)$$

где φ_e – коэффициент снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии, принимаемый по табл. 75 (СниП П-23-81)* в зависимости от условной приведенной гибкости

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (28.2)$$

где λ_{ef} – приведенная гибкость (табл. 7 /7/), и относительного эксцентриситета

$$m = e A a / J.$$

Кроме расчета на устойчивость стержня в целом должны быть проверены отдельные ветви как центрально-сжатые стержни по формуле

$$\frac{N_B}{\varphi A_B} \leq R_y \gamma_c. \quad (28.3)$$

Продольные усилия в ветвях:

$$N_{B1} = N \frac{y_2}{b} + \frac{M}{b}; \quad (28.4)$$

$$N_{B2} = N' \frac{y_1}{b} + \frac{M'}{b}. \quad (20.5)$$

Устойчивость ветвей проверяется по формулам:
в плоскости рамы:

$$\sigma_1 = \frac{N_{B1}}{\varphi_1 A_{B1}} \leq R_y \gamma_c; \quad (28.6)$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{B2}}{\varphi_2 A_{B2}} \leq R_y \gamma_c. \quad (28.7)$$

из плоскости рамы:

$$\sigma_1 = \frac{N_{B1}}{\varphi_{y1} A_{B1}} \leq R_y \gamma_c; \quad \sigma_2 = \frac{N_{B2}}{\varphi_{y2} A_{B2}} \leq R_y \gamma_c. \quad (28.8)$$

Для определения φ_1 и φ_2 расчетные длины ветвей равны l_b , а для φ_{y1} и φ_{y2} — h_H (высота нижней части колонны). Раскосная решетка колонны рассчитывается на фактическую поперечную силу.

Раскосы иногда крепят к ветвям с эксцентриситетом, что приводит к появлению местного изгибающего момента, способствующего развитию в ветвях местных пластических деформаций. Однако этот момент при расчете решетки не учитывается.

Порядок подбора сечения сквозного стержня колонны:

1) Определяют ориентировочно усилия в ветвях, принимая

$$y_1 \approx (0.45 \div 0.55)b;$$

$$y_2 \approx (0.55 \div 0.45)b;$$

$$N_{B1} = N \frac{y_2}{b} + \frac{M}{b};$$

$$N_{B2} = N' \frac{y_1}{b} + \frac{M'}{b}.$$

2) Определяют требуемую площадь ветвей:

$$A_{B1} = \frac{N_{B1}}{(0.7 \dots 0.9) R_y \gamma_c}; \quad A_{B2} = \frac{N_{B2}}{(0.7 \dots 0.9) R_y \gamma_c} \quad (28.9)$$

и требуемые радиусы инерции $i_1 = \frac{l_b}{\lambda}, i_2 = \frac{l_b}{\lambda}$ для прокатных профилей.

3) Компонуют сечения ветвей. Ширина ветви принимается равной $\frac{1}{20} \div \frac{1}{30}$ длины ветви из

плоскости рамы. Соблюдаются рекомендации по обеспечению местной устойчивости элементов сварных ветвей, как для центрально сжатых колонн. Для стенки ветви двутаврового сечения (табл. 27* /7/).

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad \bar{\lambda}_{uw} = 1.3 + 0.15 \bar{\lambda}^2 n p u \bar{\lambda} \leq 2.0, \quad (28.10)$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad \bar{\lambda}_{uw} = 1.2 + 0.35 \bar{\lambda} \leq 2.3 n p u \bar{\lambda} \geq 2.0.$$

Для швеллерного сечения — см. табл. 27*/2/.

Для полки ветви двутавра:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0.36 + 0.1 \bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} n p u 0.8 \leq \bar{\lambda} \leq 4, \quad (28.11)$$

b_{ef} — расчетная ширина свеса полки.

Приближенно $\bar{\lambda} \approx \frac{l_{ef,b}}{0.24b} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$. (28.12)

4) Уточняют значения продольных сил ветвей (уточняют y_1 и y_2) и проверяют ветви на устойчивость по формулам:

$$\sigma_1 = \frac{N_{B1}}{\varphi_1 A_{B1}} \leq R_y \gamma_c; \sigma_2 = \frac{N_{B2}}{\varphi_2 A_{B2}} \leq R_y \gamma_c. \quad (28.13)$$

5) Подбирают и проверяют сечения элементов решетки;

6) Проверяют устойчивость колонны в целом по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c.$$

Раскосная решетка сквозной колонны рассчитывается на поперечную силу: фиктивную Q_{fic} или фактическую Q , какая больше.

Усилие в раскосе

$$N_p = \frac{Q}{2 \sin \alpha}, \quad (28.14)$$

где α - уклон оси раскоса с осью ветви.

Задаются гибкость раскоса $\lambda_p \approx 100$. Требуемая площадь сечения раскоса

$$A_{p,mp} = \frac{N_p}{\varphi_{min} \gamma_c R_y}, \quad (28.15)$$

где $\gamma_c = 0.75$.

Принимается прокатный уголок по сортаменту и проверяется на устойчивость по формуле

$$\frac{N_p}{\varphi_{min} A_p} \leq R_y \gamma_c.$$

При этом коэффициент продольного изгиба φ_{min} определяется по $\lambda_{max} = \frac{l_p}{i_{min}}$;

(l_p – расчетная длина раскоса).

Лекция 13

Конструкции зданий и сооружений различного назначения. Базы внецентренно сжатых колонн.

База внецентренно сжатой колонны имеет те же элементы, что и база центрально сжатой колонны: опорная плита, траверса и анкерные болты; но развивается в плоскости действия M . Анкерные болты воспринимают растягивающие усилия от момента. База может быть симметричной или несимметричной по отношению оси стержня колонны. Симметричная база – при переменных по знаку моментах и близких по величине. Конструкция базы зависит от типа сечения и мощности колонны.

Для легких сплошных колонн принимают базы с одноступенчатой траверсой.

Более мощные колонны сплошного сечения имеют базу с двухступенчатой траверсой.

Для сквозных колонн применяют, как правило, отдельные базы под каждую ветвь.

Рассмотрим расчет элементов базы сплошной колонны. Расчету подлежит плита базы, траверса и анкерные болты.

Расчет базы рекомендуется вести в следующей последовательности:

1) Назначается ширина плиты B

$$B = B_k + 100 \dots 150 \text{ мм};$$

2) Длина плиты Z определяется из условия достижения наибольшими напряжениями под плитой расчетного сопротивления бетона на местное сжатие, т.е.

$$\frac{N}{BZ} + \frac{GM}{BZ^2} = R_{\sigma}^{cm}. \quad (29.1)$$

Из уравнения (29.1) определяется Z и согласуется с размерами сечения колонны и листов.

3) Определяются максимальное и минимальное напряжение под плитой:

$$\sigma_{\max}^{\sigma} = \frac{N}{BZ} + \frac{GM}{BZ^2}; \sigma_{\min}^{\sigma} = \frac{N}{BZ} - \frac{GM}{BZ^2}.$$

4) Устанавливается длина сжатой зоны бетона C :

$$C = Z \frac{|\sigma_{\max}^{\sigma}|}{|\sigma_{\max}^{\sigma}| + |\sigma_{\min}^{\sigma}|}.$$

5) Определяются величины:

$$a = \frac{Z}{2} - \frac{C}{3}; y = Z + (0.5 \dots 1.0)h - \frac{C}{3};$$

$$e = y + \frac{C}{3} - \frac{Z}{2} - \frac{h}{2}.$$

6) Вычисляется величина усилия Z , приходящегося на анкерные болты с одной стороны базы. Для чего составляется сумма моментов всех сил, действующих на базу, относительно центра тяжести сжатой зоны бетона:

$$M - N \cdot a - Z \cdot y = 0,$$

$$\text{Отсюда } Z = \frac{M - N \cdot a}{y}. \quad (29.2)$$

7) По величине Z определяется диаметр анкерных болтов, считая заданным их количество

$$A_{bn} = \frac{Z}{n_0 R_{bt}}, \quad (29.3)$$

где n_0 – число болтов с одной стороны базы.

8) Определяются изгибающие моменты на участках плиты. При этом на каждом участке давление принимается равномерным и равным наибольшему на данном участке.

Вычисляется толщина плиты:

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{GM_{\max}^{nl}}{\gamma_c R_y}}. \quad (29.4)$$

9) Определяется высота траверсы h_{tr} из условия размещения сварных швов. Усилие в поясе

$$N_{II} = \frac{N}{2} + \frac{M}{h}, \quad (29.5)$$

$$h_{mp} = \frac{N_{II}}{2\beta_f K_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см}.$$

Коэффициент β_f принимается в зависимости от вида сварки. Катет шва K_f – назначается.

10) Проверяют сварные швы, прикрепляющие траверсу к полкам колонны. Траверса работает как консоль от усилия в анкерных болтах или от отпора бетона.

$$\tau_z = \frac{Z}{2\beta_f K_f (h_{mp} - 1 \text{ см})}; \tau_M = \frac{6Z \cdot e}{2\beta_f K_f (h_{mp} - 1 \text{ см})^2}; \quad (29.6) \quad (29.7)$$

$$\tau_f = \sqrt{\tau_z^2 + \tau_M^2} \leq \gamma_c \gamma_{wf} R_{wf}.$$

Ветви сквозной колонны работают на осевые усилия, поэтому их базы рассчитывают и конструируют, как базы центрально сжатых колонн.

Свойства и работа алюминиевых сплавов. Характеристика алюминия и его сплавов.

Алюминий является одним из самых распространенных в природе элементов. В земной коре содержится 7.5% алюминия и лишь 4.5% железа, но годовая добыча алюминия составляет всего лишь около 20 млн. т. в год, тогда как железа – многие сотни млн. т.

Благодаря высокой химической активности алюминий находится в природе только в связанном виде. При этом число минералов, содержащих алюминий, превышает 250.

К числу алюминиевых руд с достаточно высоким процентом содержания окиси алюминия относятся: бокситы (36-65), нефелины (32-36), алуниты (35-37), каолины (38-42) и др.

Алюминий в большинстве стран добывают из бокситов. В нашей стране – бокситы и нефелины.

Производство чистого алюминия можно разделить на 3 этапа:

1) Производство глинозема (окиси алюминия Al_2O_3) из алюминиевых руд щелочным способом, разработанным в России в конце XIX века химиком К.И.Байером.

2) Производство алюминия-сырца из глинозема путем электролизного выделения алюминия. При этом глинозем растворяют в расплавленном криолите (Na_3AlF_6), получая электролит, который подвергается воздействию электрического тока большой силы (50÷140 тыс. ампер при напряжении 4,5 вольта). Глинозем разлагается на алюминий, кислород, фтор и др. вещества.

3) Рафинирование путем продувки алюминия-сырца хлором (10-15 мин). Что очищает алюминий от примесей, ухудшающих пластические и коррозионные свойства алюминия. Для получения более чистого алюминия его дополнительно рафинируют другими способами.

На получение 1 т алюминия расходуется – 2 т глинозема, 550 кг угольных электродов, 55 кг криолита и 14-18 МВт ч электроэнергии. Для получения 2-х т глинозема необходимо переработать 4÷8 т бокситов, на что расходуется еще 9÷16 МВт ч тепловой энергии.

Вследствие большого потребления электроэнергии, алюминиевые заводы в нашей стране размещены вблизи крупных гидроэлектростанций (Братска, Красноярска, Нурека и др.)

Технически чистый алюминий обладает низкой прочностью ($R_{\text{тп}}=60\div70$ МПа; $R_{\text{yp}}=20\div30$ МПа) и высокой пластичностью (ϵ до 50%). Поэтому для несущих строительных конструкций чистый алюминий не применяется. Прочность алюминия значительно повышается легированием его магнием, марганцем, кремнием, медью, цинком и др. элементами в количестве до 5%. Сплав алюминия с указанными элементами (легированный алюминий) называют алюминиевым сплавом. Временное сопротивление алюминиевых сплавов в 2÷5 раз выше, чем у алюминия; однако относительное удлинение при этом снижается в 2-3 раза.

Некоторые алюминиевые сплавы повышают свою прочность после соответствующей термической обработки (закалом). Термическое упрочнение сплавов проводится в два этапа. Первым этапом является закалка, состоящая в нагреве изделия и быстром охлаждении; вторым – является процесс старения, который может происходить при комнатной или повышенной температурах. Различают два вида старения сплавов – естественное и искусственное. Естественное старение – процесс упрочнения, происходящий после закалки при комнатной температуре. При пониженной температуре (ниже комнатной) процесс естественного старения начинается с запозданием, протекает медленно или совсем прекращается.

Искусственное старение заключается в нагреве и выдержки сплава при $t=100\div200^\circ\text{C}$ (иногда выше) в течение 4÷24 часов. Влияние повышенной температуры ускоряет ход старения во много раз. При искусственном старении достигается больший предел прочности

и предел текучести, а относительное удлинение получается ниже, чем при естественном старении. Искусственное старение необходимо начинать сразу после закалки.

Повышение прочности сплавов может быть достигнуто также холодной деформацией изделия путем обжатия или вытяжки (создание наклепа). Такая обработка сплавов называется нагартовкой и обозначается буквой Н; полунагартовка – буквой П.

Алюминиевые сплавы обладают повышенной стойкостью против коррозии. Однако в некоторых случаях сплавы подвергаются в той или иной степени коррозии, которая может быть химической под воздействием внешней среды или электрохимической (в результате возникающего электрического тока между сплавом и другим металлом).

Электрохимический вид коррозии наиболее распространен и объясняется тем, что алюминий имеет отрицательный потенциал по отношению к большинству металлов (кроме калия, кальция, натрия и магния) и является анодом по отношению к ним. Алюминий, являясь анодом, при контакте с другими металлами, обладающими положительным потенциалом, образует гальваническую пару (в особенности во влажной среде) и усиленно разрушается – корродирует. У некоторых сплавов явление электрохимической коррозии возникает в агрессивной среде и без контакта с другими металлами. Этим свойством обладают сплавы с неоднородной структурой.

Чем выше чистота алюминия, тем лучше он противостоит коррозии. Чем больше легирован сплав, тем меньше его сопротивление коррозии. Плохо сопротивляются коррозии сплавы, в состав которых входят медь, железо, никель.

Поскольку алюминиевые сплавы – дорогостоящий дефицитный материал, к ним должно быть проявлено особое внимание по защите от коррозии.

Для защиты от коррозии применяют следующие виды обработки алюминиевых сплавов:

- 1) Плакирование – покрытие листов слоем чистого алюминия путем совместной горячей прокатки.
- 2) Анодное оксидированное (анодированное) – основной способ защиты сплавов от коррозии. При этом изделие покрывается искусственным слоем окисной пленки (анодной пленкой). Образование окисной пленки повышенной толщины происходит в электролите при пропускании электрического тока.
- 3) Химическое оксидирование – то же, что и анодное, только при отсутствии электрического тока.
- 4) Покрытие лаками (перхлорвиниловыми эмалями).
- 5) Полирование (механическое, электрохимическое).
- 6) Устранение контакта с другими металлами путем оцинковки стальных поверхностей, грунтования, установки прокладок из полихлорвинила, неопрена, ткани, пропитанной грунтом и др.

По способу производства полуфабрикатов сплавы подразделяют на литейные и деформируемые. В строительстве, в основном, применяют деформируемые сплавы, полуфабрикаты из которых получают способом деформации: прессованием, прокаткой, волочением (тонкостенные трубы), ковкой и штамповкой (фасонные детали).

В зависимости от состава легирующих компонентов отечественные сплавы разделяются на 2 класса: термически неупрочняемые и термически упрочняемые. Классы разделяются на группы, а группы на марки. (см. таблицу).

Алюминиевые сплавы

Группы сплавов	Система и название сплава	Обозначение марки сплава	
		Существующее	Рекомендуемое
	Термические неупрочняемые сплавы		

1-я группа	Al технически чистый	АДО АД1	1011 1013
2-я группа	Al – Mn	Амц	1400
3-я группа	магналий Al – Mg	АМг2 АМг3 АМг5 АМг6	1520 1530 1550 1560
	Термически упрочняемые сплавы		
4-я группа	силумины Al – Mg – Si	АД31 АД33 АВ	1310 1330 1340
5-я группа	дуралюмины Al – Cu – Mg	Д1 Д16	1110 1160
6-я группа	Al – Mg – Zn	1915 1925 1935	1915 1925
	высокопрочные Al – Cu – Mg – Zn	В-95	1950

Состояние поставки обозначают буквами:

М – обожженный; Т – закаленный и естественно состаренный; Т1 – закаленный и искусственно состаренный; Н – нагартованный; Н2 – полунагартованный; ТН – нагартованный после закалки и искусственного старения. Например, АД1М; АД31Т5 – искусственно состаренный после неполной закалки. Сплавы 1-й, 2-й и 3-й групп обладают высокой стойкостью против коррозии, хорошо свариваются. Сплавы 4-й, 5-й и 6-й групп – многокомпонентные, обладающие способностью к упрочнению в процессе старения после термической обработки, имеют более высокие прочностные характеристики.

Рекомендуемое обозначение марки сплава цифры означают:

1 – алюминий;

вторая цифра – композиция легирования:

О – технически чистый алюминий;

1 – Al – Cu – Mg;

3 – Al – Mg – Si;

4 – Al – Mn;

5 – Al – Mg;

9 – Al – Mg – Zn.

Последними двумя цифрами обозначаются порядковый номер сплава в своей системе.

Для строительных конструкций рекомендуются следующие марки сплавов:

Табл. 34.2

Марка сплава	Вид полуфабриката	R _y (МПа)	Группа применения			
			I	II	III	IV
АД1М	листы	25	+	-	-	-
АМ _ц М	листы	40	+	-	-	-
АМ _г 2 $\frac{1}{2}$ Н	листы	125	+	+	+	+
АМ _г 2М	листы и трубы	70	+	+	+	-
АД31Т5	профили	100	+	+	-	-
АД31Т1	профили	125	+	+	+	+
АД31Т	профили и трубы	55	+	+	+	+

1925	- // -	180	-	-	-	+
1925T(пло- хо свар.)	- // -	180	-	-	-	+
1915	- // -	180	-	+	+	+
1915T	- // -	200	-	+	+	+

Группы конструкций:

I – ограждающие, витражи, перегородки, окна, двери;

II – несущие и ограждающие;

III – несущие сварные конструкции;

IV – клепаные и не имеющие сварных соединений.

Расчетное сопротивление устанавливается также, как и для стали.

Положительные свойства алюминиевых сплавов:

1) Достаточно высокая прочность;

2) Малая плотность (в сравнении со сталью);

$$\rho = 2.7 \text{ т / м}^3,$$

3) Высокая коррозионная стойкость (в среднем в 15-20 раз выше, чем в обычной строительной стали);

4) Менее хрупки при низких температурах;

5) Легкая обрабатываемость;

6) Повышенная сейсмостойкость;

7) Не дают искр при ударе;

8) Антимагнитность;

9) Высокая отражательная способность;

10) Эстетичность.

Отрицательные качества алюминиевых сплавов:

1) Низкий модуль упругости ($E_{ал.}=0.7 \cdot 10^5$ МПа; $E_{ст.}=2.1 \cdot 10^5$ МПа);

2) Высокий коэффициент линейного расширения ($\alpha=23 \cdot 10^{-6}$; $\alpha_{ст.}=11 \cdot 10^{-6}$, т.е. в 2 раза);

3) Чувствительность к электрохимической коррозии;

4) Относительно низкое значение предела выносливости;

5) относительная сложность соединений;

6) высокая стоимость.

Из-за низкого значения модуля упругости снижается устойчивость и жесткость алюминиевых конструкций, что необходимо учитывать при проектировании конструкций.

Принципы расчета конструкций из алюминиевых сплавов такие же, как и для стальных конструкций.

На прочность конструкции рассчитывают по упругой стадии работы материала за исключением некоторых видов листовых конструкций.

Значения коэффициентов условий работы ниже, чем для стальных конструкций.

Например, для сжатых элементов решетки ферм $\gamma_c=0.75$ при $\lambda>50$ и $\gamma_c=0.9$ при $\lambda\leq 50$.

Предельные значения гибкостей также ниже в сравнении со стальными; ниже и значения коэффициентов продольного изгиба φ . Вследствие чего использование сплавов в сжатых стержнях большой и даже средней гибкости оказывается нецелесообразным. Использование сплавов высокой прочности в сжатых стержнях оказывается малоэффективным даже при малых гибкостях.

Стенки алюминиевых балок, даже небольшой высоты, укрепляют поперечными и продольными ребрами жесткости. Поперечные ребра необходимо ставить при $\frac{h_{ef}}{t_w} \geq 60$. В

сварной или прессованной балке из сплава при равной ее высоте стальной балки толщина стенки алюминиевой балки должна быть в 2 раза больше толщины стальной балки.

Лекция 15

Свойства и работа алюминиевых сплавов. Основные конструкции из алюминиевых сплавов.

Для строительных конструкций применяют алюминиевые сплавы в виде листов и профилей. Листы изготавливают прокаткой, а профили – путем прессования на мощных горизонтальных прессах. В контейнер пресса помещают заготовку в виде слитка цилиндрической или плоской формы, нагретого в зависимости от марки алюминия до температуры $450 \div 520^{\circ}\text{C}$. Под давлением поршня сплав истекает через профилированное очко матрицы.

Способ прессования для получения алюминиевых профилей значительно проще и дешевле способа прокатки стальных профилей, имеющих поперечное сечение практически любой формы. Наибольшие размеры прессуемых профилей определяются усилием, развиваемым прессом, маркой сплава. Так для прессования профилей из твердых сплавов при $D=350$ мм усилие должно быть $N=90$ МН.

При применении новых профилей следует исходить из необходимости вписывания их в круг диаметром 320 мм, а в исключительных случаях – диаметром 530 мм.

Согласно ГОСТ 21631-76 листы прокатываются толщиной 0.5-10.5 мм, шириной 1000-2000 мм и длиной до 7000 мм.

При проектировании алюминиевых конструкций следует пользоваться сортаментами стандартных профилей, номенклатурой освоенных профилей, приведенных в каталоге ВИЛС (Всесоюзный Институт Легких Сплавов), а также номенклатурой профилей, изготавливаемых Видненским и Воронежским заводами алюминиевых конструкций (ГОСТ 8617-75. Профили прессованные из алюминия и алюминиевых сплавов). Широко применяются холодногнутые профили, получаемые из лент, листов или рулонных заготовок. Оборудование для производства гнутых профилей менее сложно, проще в обслуживании, дешевле. Гнутые профили можно получать и в виде замкнутых полых сечений, для чего линия профилирования оборудуется сварочной установкой.

Соединения элементов и конструкций из алюминиевых сплавов осуществляются сваркой, на заклепках, на болтах, клеем, пайкой, а также комбинированным способом (клеесварные, клееболтовые). Выбор вида соединения зависит от типа конструкции и марки сплава.

Алюминиевые конструкции сваривают газовой, электродуговой, электроконтактной сварками. Некоторые сплавы при сварке теряют до 50% несущей способности, особенно искусственно состаренные сплавы.

Наибольшее распространение получил способ электродуговой сварки в среде защитного газа (чаще всего аргона). Аргоно-дуговая сварка может осуществляться с помощью неплавящегося электрода (до 6-10 мм толщиной) и плавящимся голым электродом.

При сварке элементов малой толщины (1-2 мм) внахлестку применяют контактную электросварку. Перед сваркой грязь и жир удаляют растворителем, а пленку окиси алюминия снимают металлической щеткой или химическим способом. Сварка может быть ручной, полуавтоматической и автоматической.

Сварные соединения алюминиевых сплавов рассчитывают по тем же формулам, что и соединения конструкций из стали. При этом расчетная длина стыкового шва на $3t$ меньше геометрической, а углового шва на $3K_f$ меньше. $\beta_f=0.9$ – для одно – и двухпроходной автоматической сварки.

$\beta_f=0.7$ – во всех других случаях.

Заклепочные и болтовые соединения имеют некоторое преимущество перед сварными – не вызывают структурных изменений металла.

Материалом для заклепок служат сплавы повышенной пластичности. Перед постановкой в конструкции из термоупрочняемых сплавов подвергают закаливанию при температуре около 500⁰С. Закаленную заклепку необходимо поставить в соединение как можно быстрее с тем, чтобы не развился процесс старения. Срок между термообработкой и постановкой заклепок может быть увеличен хранением заклепок в холодильнике. При применении заклепок из термически неупрочняемых сплавов эти трудности отпадают.

Болтовые соединения выполняют на алюминиевых и стальных болтах класса точности В и С. Стальные болты и шайбы оцинковывают или кадмируют.

Заклепочные и болтовые соединения алюминиевых конструкций рассчитывают по тем же формулам, что и в стальных конструкциях.

В алюминиевых конструкциях максимальные расстояния между центрами отверстий несколько уменьшены по сравнению со стальными конструкциями, а минимальные расстояния от центра отверстия до края элемента увеличены.

Для соединения на высокопрочных болтах обработка соединяемых поверхностей (пескоструйная или травление) обязательна.

Пайка имеет весьма ограниченное применение в строительных конструкциях из алюминия.

Самонарезные болты и винты успешно используют для крепления тонколистовых элементов конструкций на монтаже. Болты изготавливают из колиброванной стали марки 30 с фосфатированным покрытием.

Клеевые соединения обладают малой прочностью; со временем прочность их снижается. Надежность клеевых соединений повышается в сочетании со сваркой, клепкой (клеезаклепочные), болтами (клееболтовые) – комбинированные соединения. Наиболее прогрессивны клеесварные соединения с применением контактной точечной сварки. Клеи применяют на основе эпоксидных смол, полиуретановые, каучуковые и др.

Области применения алюминиевых сплавов:

- конструкции, совмещающие несущие и ограждающие функции (плиты, панели, блоки) в покрытиях зданий средних и больших пролетов;
- несущие конструкции для эксплуатации в агрессивных средах;
- конструкции зданий и сооружений, возводимых в отдаленных и труднодоступных районах;
- сборно-разборные конструкции для районов Крайнего Севера;
- емкости для хранения жидкостей и газов при низких температурах;
- витражи, двери, переплеты, подвесные потолки.

При проектировании конструкций из алюминиевых сплавов необходимо учитывать особенности этого материала, его свойства. Не следует копировать решения, характерные для стальных конструкций.

Конструкции из алюминиевых сплавов требуют особого внимания по обеспечению общей и местной устойчивости элементов конструкций, повышению их жесткости.

Минимальная высота по жесткости:

для однопролетных балок (свободно опертых):

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{R_y l}{E} \left[\frac{l}{f} \right] \frac{q^H}{q},$$

для ферм:

$$h_{\min} = \frac{6.5}{24} \frac{R_y l}{E} \left[\frac{l}{f} \right] \left(1 + \frac{2h}{l} \right) \frac{q^H}{q},$$

где l – пролет;

h – высота фермы;

q^H, q – соответственно нормативная и расчетная нагрузки;

$\left[\frac{f}{l} \right]$ - предельный относительный прогиб.

В алюминиевых фермах, высота которых по условиям прогиба должна быть больше высоты стальных ферм, следует применять сложные системы решеток с небольшой длиной сжатых стержней. В ряде случаев оказываются рациональными структуры. Температурные отсеки зданий и сооружений из алюминия примерно в 2 раза меньше, чем для стальных конструкций.

При проектировании несущих конструкций из алюминиевых сплавов рекомендуется принимать более жесткие системы: неразрезные балки, бесшарнирные рамы и арки, купола, структуры, преднапряженные конструкции.

Библиографический список

8.1 Основная литература

1. Металлические конструкции : учебник для вузов / Ю.И.Кудишин [и др.]; под ред. Ю.И.Кудишина .— 9-е изд., стер. — М. : Академия, 2007 .— 688с. : ил. — (Высшее профессиональное образование: Строительство) .— Библиогр. в конце кн. — ISBN 5-7695-3603-9 /в пер./ : 484.00.
2. Металлические конструкции: Учебник для вузов: В 3 т. Т.1, Элементы конструкций / В.В.Горев, Б.Ю.Уваров, В.В.Филиппов и др.; Под ред. В.В.Горева.— 3-е изд., стер. — М. : Высш. шк., 2004 .— 551с. : ил. — ISBN 5-06-003695-2 (т.1) /в пер./ : 112.86 .— ISBN 5-06-003697-9.
3. Металлические конструкции: Учебник для вузов: В 3 т. Т.2, Конструкции зданий / В.В.Горев, Б.Ю.Уваров, В.В.Филиппов и др.; Под ред. В.В.Горева .— 3-е изд., стер. — М. : Высш. шк., 2004 .— 528с. : ил. — Библиогр. в конце кн. — ISBN 5-06-003696-0 (т.2) /в пер./ : 107.01 .— ISBN 5-06-003695-2.
4. Нехаев, Г.А. Проектирование стального каркаса одноэтажного производственного здания : учеб. пособие для вузов .— М. : АСВ, 2009 .— 184 с. : ил. — Библиогр.: с.168 .— ISBN 978-5-93093-541-7 : 209,00.
5. Нехаев, Г.А. Проектирование и расчет стальных цилиндрических резервуаров и газгольдеров низкого давления : учеб. пособие / Г.А.Нехаев .— М. : АСВ, 2005 .— 216с. : ил. — Библиогр. в конце кн. — ISBN 5-93093-366-9 : 158.84.

8.2 Дополнительная литература

1. Нехаев, Г.А. Металлические конструкции в примерах и задачах : учеб. пособие / Г. А. Нехаев, И. А. Захарова .— М. : АСВ, 2010 .— 140 с. : ил .— Библиогр.: с. 139 .— ISBN 978-5-93093-716-9.
2. Нехаев, Г.А. Проектирование элементов балочной клетки из горячекатаных и холодногнутых тонкостенных профилей : учеб. пособие / Г. А. Нехаев ; ТулГУ .— Тула : Изд-во ТулГУ, 2011 .— 123 с. : ил .— Библиогр.: с.107 .— ISBN 978-5-7679-2019-8.
3. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная версия СНиП II-23-81*. — М.: ФЦС, 2011. — 172 с.
4. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная версия СНиП 2.01.07-85*. — М.: ФЦС, 2011. — 80 с.