

Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Клочков Юрий Сергеевич
Должность: Ректор
Дата подписания: 25.09.2026 12:17:45
Уникальный программный ключ:
3beb265d5d589e7ff4c954946f38d99a1e70ac12

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«ТЮМЕНСКИЙ ИНДУСТРИАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Н. Д. Корсун

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Учебное пособие
по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку»
для обучающихся направления подготовки 08.03.01 «Строительство»
профиль «Промышленное и гражданское строительство»

Тюмень
ТИУ
2017

УДК 624.01
ББК 38.54
К 69

К 69 Корсун Н. Д. Металлические конструкции одноэтажных промышленных зданий : учебное пособие / Н. Д. Корсун. – Тюмень : ТИУ, 2017. – 188 с.
ISBN 978-5-9961-1697-3

Учебное пособие «Металлические конструкции одноэтажных промышленных зданий» по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку» предназначен для обучающихся направления подготовки 08.03.01 «Строительство» профиль «Промышленное и гражданское строительство».

Учебное пособие включает практические примеры расчета, способствующие усвоению пройденного учебного материала и формирующие у обучающегося навыки самостоятельной работы по проектированию металлических конструкций одноэтажных промышленных зданий, оборудованных мостовыми опорными кранами.

УДК 624.01
ББК 38.54

ISBN 978-5-9961-1697-3

© Федеральное государственное
бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«Тюменский индустриальный
университет», 2017

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
1 КОМПОНОВКА КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ.....	7
1.1 Общие положения по компоновке каркаса	7
1.2 Предельные размеры температурных блоков	8
1.3 Расстановка связей по колоннам каркаса	9
1.4 Расстановка связей по покрытию	10
Пример № 1	13
2 КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ КАРКАСА.....	18
2.1 Учет габаритов кранов.....	18
2.2 Выбор расчетной схемы поперечной рамы	19
2.3 Определение габаритов конструкций	19
Пример № 2	22
3 СБОР НАГРУЗОК НА КАРКАС И ПОПЕРЕЧНУЮ РАМУ КАРКАСА	25
3.1 Постоянные нагрузки (собственный вес конструкций)	25
Пример № 3	30
3.2 Снеговая нагрузка	32
Пример № 4	35
3.3 Ветровая нагрузка	36
Пример № 5	39
3.4 Крановые воздействия	41
Пример № 6	46
4 СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ КАРКАСА.....	49
4.1 Варианты расчетных схем каркаса промышленного здания.....	49
4.2 Практические методы расчета	49
4.3 Построение упрощенной расчетной схемы поперечной рамы.....	51
4.4 Назначение жесткостей элементам поперечной рамы	55
Пример № 7	58
4.5 Приложение нагрузок на поперечную раму.....	60
Пример № 8	64
4.6 Определение внутренних усилий в элементах поперечной рамы	65

Пример № 9	71
5 РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ КАРКАСА	87
5.1 Определение расчетных усилий в сечениях колонны.....	87
Пример № 10.....	89
5.2 Расчетные длины колонн.....	92
Пример № 11	95
5.3 Подбор сплошного сечения внецентренно сжатого стержня колонны	97
Пример № 12.....	100
5.4 Подбор сквозного сечения внецентренно сжатого стержня колонны	108
Пример № 13.....	112
5.5 Узлы внецентренно сжатых колонн	127
Пример № 14.....	127
Пример № 15.....	129
Пример № 16.....	132
Пример № 17.....	135
Пример № 18.....	138
Пример № 19.....	142
6 РАСЧЕТ ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ.....	147
6.1 Нагрузки и воздействия на подкрановые балки.....	147
6.2 Определение расчетных сечений и усилий в подкрановых балках .	150
6.3 Подбор сечения подкрановой балки	151
Пример № 20.....	153
Пример № 21	166
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	182
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	183
Приложение А	185

ВВЕДЕНИЕ

Дисциплина «Металлические конструкции, включая сварку» относится к вариативной части учебного плана подготовки бакалавров направления 08.03.01 «Строительство» профиля «Промышленное и гражданское строительство».

Целью изучения дисциплины «Металлические конструкции, включая сварку» является формирование у обучающегося представлений о работе металлических конструкций различных сооружений, их элементов и соединений, освоение принципов и формирование навыков проектирования металлических конструкций с учетом требований изготовления, монтажа, эксплуатационной надежности.

Задачами дисциплины являются освоение обучающимся приемов сбора и систематизации исходных данных для проектирования металлических конструкций зданий и сооружений, приобретение навыков расчета и конструирования металлических конструкций, оформления проектной документации в соответствии с заданием на проектирование.

Процесс изучения дисциплины «Металлические конструкции, включая сварку» направлен на формирование следующих профессиональных компетенций [1]:

1) знание нормативной базы в области инженерных изысканий, принципов проектирования зданий, сооружений, инженерных систем и оборудования, планировки и застройки населенных мест (ПК-1);

2) владение методами проведения инженерных изысканий, технологией проектирования деталей и конструкций в соответствии с техническим заданием с использованием универсальных и специализированных программно-вычислительных комплексов, и систем автоматизированного проектирования (ПК-2);

3) способность проводить предварительное технико-экономическое обоснование проектных расчетов, разрабатывать проектную и рабочую техническую документацию, оформлять законченные проектно-конструкторские работы, контролировать соответствие разрабатываемых проектов и технической документации заданию, стандартам, техническим условиям и другим нормативным документам (ПК-3);

4) знание научно-технической информации, отечественного и зарубежного опыта по профилю деятельности (ПК-13).

Цель данного учебного пособия – оказать помощь обучающемуся в приобретении практических навыков расчета металлических конструкций одноэтажных промышленных зданий, оборудованных мостовыми опорными кранами, а педагогу – в проведении практических занятий по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку», часть 2 (7 семестр учебного плана).

Задачами учебного пособия являются:

- организация самостоятельной деятельности обучающихся при подготовке к практическим занятиям;
- содействие педагогу в проведении практических занятий;
- выработка у обучающихся навыков системного мышления, работы с нормативной и справочной литературой;
- накопление обучающимися опыта проектной (расчетной и конструкторской) деятельности.

Учебное пособие разработано на основе действующих законодательных и нормативных документов в области образования и строительства и содержит примеры расчета металлических конструкций одноэтажных промышленных зданий, оборудованных мостовыми опорными кранами.

1 КОМПОНОВКА КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

1.1 Общие положения по компоновке каркаса

При выполнении работ по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений зданий промышленных предприятий руководствуются ГОСТ 28984-2011 «Модульная координация размеров в строительстве. Основные положения» [2] и СП 56.13330.2011 «Производственные здания» [3].

В зданиях с металлическими каркасами колонны средних рядов следует располагать так, чтобы геометрические оси их сечения совмещались с координационными осями. Привязку крайних колонн к продольным осям следует принимать с учетом унификации ригелей **0; 250** или **500 мм** (рис. 1.1, а). Привязку колонн к поперечным осям в торце здания при размещении системы торцевого фахверка принимают **500 мм**, в случае выполнения ограждения без торцевого фахверка привязка нулевая (рис. 1.1, б), это позволяет замкнуть контур ограждения стен и покрытия без использования доборных элементов.

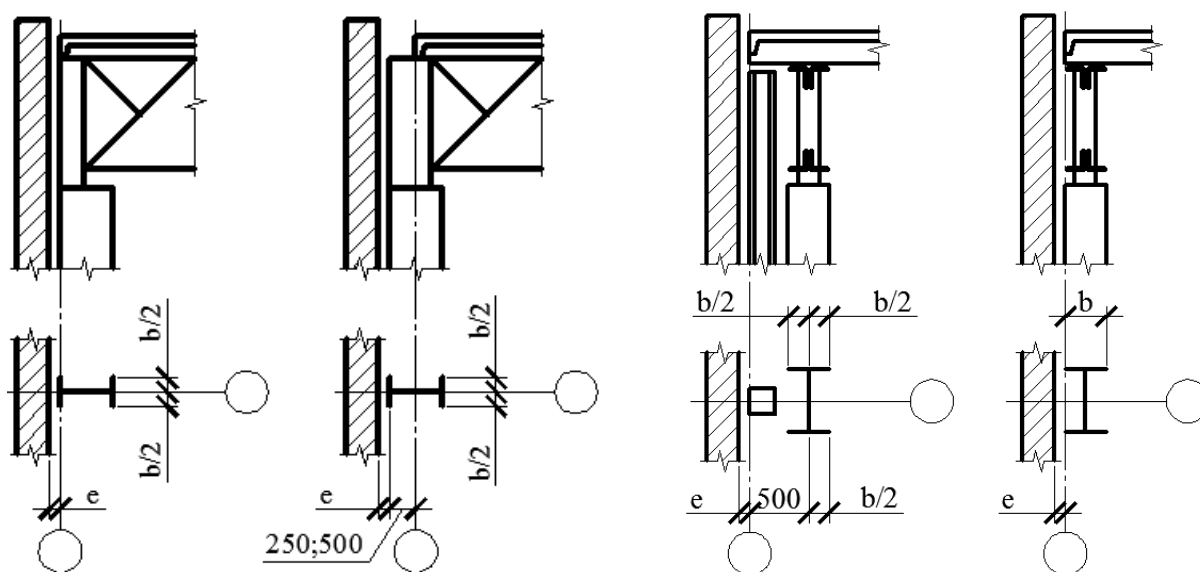


Рисунок 1.1 – Привязка колонн: а) привязка крайних колонн к продольным осям; б) привязка колонн в торцах здания

Температурные швы, перепады высот и примыкание взаимно перпендикулярных пролетов в зданиях следует проектировать, как правило, на парных колоннах, привязываемых к двойным (продольным) или одинарным (поперечным) координационным осям, при этом следует руководствоваться следующими правилами:

1) привязка парных колонн к поперечным осям принимается по **500 мм**, это позволяет в примыкающих шагах использовать унифицированные ограждающие конструкции (рис. 1.2, а);

2) привязка парных колонн к продольным осям принимается аналогично привязке крайних колонн к продольным осям, при этом между осями назначается размер **500; 750; 1000; 1250** или **1500** мм с учетом зазора между внешними гребнями колонн **500** мм (рис. 1.2, б);

3) привязка колонн при наличии вставки (в месте перепада высот, противопожарное ограждение) решается с учетом толщины стены и зазоров для размещения деталей крепления стены с одной стороны e и деформационного шва толщиной минимум **20** мм с другой стороны стены; размер вставки с принимается кратным **50** мм (рис. 1.2, в).

Более подробно варианты привязки к координационным осям рассмотрены в томе 2 Справочника проектировщика «Металлические конструкции» под редакцией В.В. Кузнецова [4].

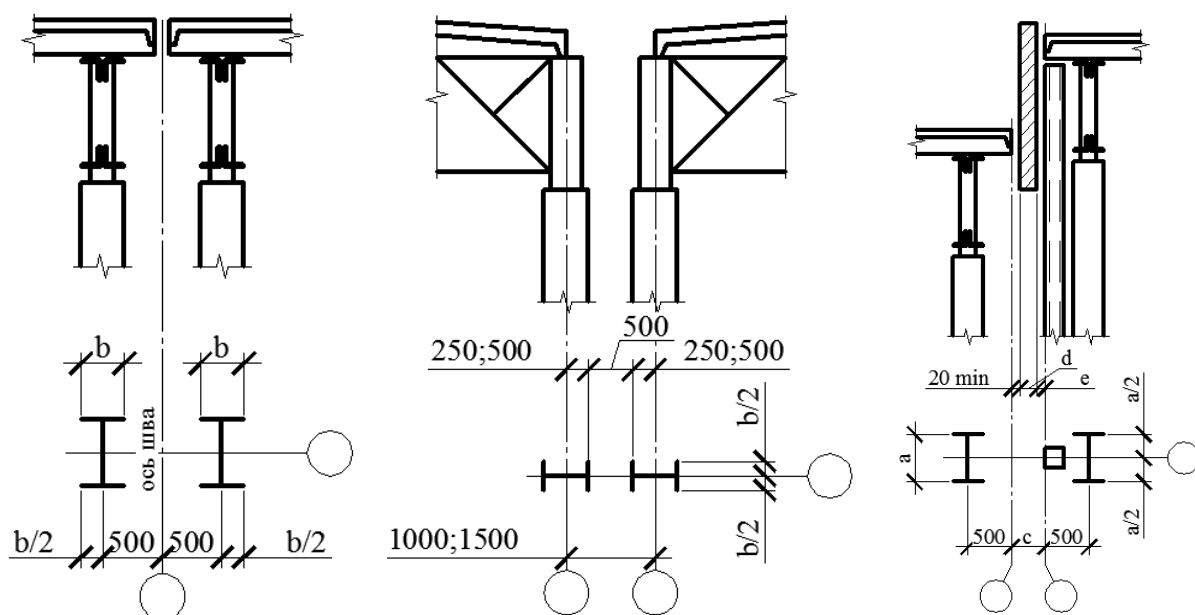


Рисунок 1.2 – Привязка парных колонн: а) в поперечных температурных швах; б) в продольных температурных швах; в) при перепаде высот

1.2 Предельные размеры температурных блоков

При большой протяженности связанных между собой элементов линейные деформации от перепадов температур наружного воздуха могут вызвать дополнительные продольные усилия в горизонтальных элементах каркаса и дополнительные поперечные усилия в колоннах. С целью снижения влияния температурных деформаций на усилия в элементах каркаса здание следует разбивать на температурные блоки.

Подбор размеров температурных блоков здания осуществляется в соответствии с нормами СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции» [5]. В качестве исходных данных используются: режим эксплуатации здания (отапливаемое или неотапливаемое) и **расчетная температура воздуха**.

При проектировании стальных конструкций за расчетную температуру воздуха принимается температура наружного воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0,98, определенная согласно СП 131.13330.2012 «Строительная климатология» [6].

Алгоритм компоновки температурных блоков здания следующий:

1. Сравниваем расчетную температуру наружного воздуха с температурой $t = -45^{\circ}\text{C}$. При расчетной температуре наружного воздуха, превышающей или равной -45°C , то есть $t \geq -45^{\circ}\text{C}$, мы рассматриваем климат в районе строительства как «умеренный». При расчетной температуре наружного воздуха ниже -45°C , то есть при $t < -45^{\circ}\text{C}$, климат в районе строительства – «холодный».

2. С учетом режима эксплуатации здания (отапливаемое или неотапливаемое) выбираем предельно допустимые значения для расстояний между температурными швами вдоль блока (по длине здания) и по ширине блока, воспользовавшись **таблицей 44 СП 16.13330.2011**.

3. При длине или ширине здания¹ меньше предельных значений komponуем один температурный блок.

4. При превышении длины и/или ширины здания в сравнении с предельными значениями, членим здание по длине и/или по ширине на такое число температурных блоков, чтобы длина и/или ширина каждого блока не превышали предельных значений для расстояния между температурными швами вдоль блока и/или по ширине блока.

5. В случае превышения длины или ширины здания не более чем на 5% в сравнении с предельными значениями допускается не разбивать его в этом направлении на температурные блоки.

1.3 Расстановка связей по колоннам каркаса

При проектировании связей по колоннам руководствуются **таблицей 44 СП 16.13330.2011**.

Алгоритм расстановки связей по колоннам следующий (рис. 1.3):

1. Зная расчетную температуру воздуха и режим эксплуатации здания (отапливаемое или неотапливаемое), определяем наибольшее расстояние от температурного шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи.

2. В пределах одного температурного блока определяем, не превышает ли фактическое расстояние до середины длины температурного блока

¹ При компоновке здания параметр длины определяется в направлении шагов, а параметр ширины здания – в направлении пролетов. При компоновке многопролетного здания небольшой длины, когда суммарный размер пролетов превышает суммарный размер шагов, может возникнуть путаница.

предельно допустимого значения. Если условие выполняется, то в среднем шаге по длине температурного блока устанавливаем вертикальную связь; при наличии в здании мостовых опорных кранов связь устанавливается раздельно в уровне подкрановой части (от фундамента до низа подкрановых балок) и в надкрановой части колонн.

3. В случае, если фактическое расстояние до середины длины температурного блока превышает предельно допустимое расстояние от температурного шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи, то в средней части длины температурного блока ставим две или три вертикальных связи по колоннам, при этом количество связей определяем с учетом допустимого расстояния между осями связей. Для умеренного климата ($t \geq -45^{\circ}\text{C}$) предельное расстояние между вертикальными связями по колоннам не должно превышать 50 м, для холодного климата ($t < -45^{\circ}\text{C}$) – 40 м.

4. В зданиях с мостовыми опорными кранами в надкрановой части колонн вертикальные связи устанавливаются в местах расположения вертикальных связей в подкрановой части колонн (тем самым формируется связевой блок по колоннам), а также по торцам каждого температурного блока.

По конфигурации вертикальные связи применяют следующих типов: крестовые; раскосные; полураскосные; порталные; подкосные; подкосные разнесенные. На рис. 1.4 представлены некоторые виды решеток вертикальных связей по колоннам.

1.4 Расстановка связей по покрытию

Расстановка *связей по покрытию* завершает формирование общей жесткости каркаса здания, обеспечивая пространственную работу плоских поперечных рам в составе каркаса, особенно при местных (например, крановых) воздействиях. Связи по покрытию также воспринимают ряд общих горизонтальных нагрузок таких как ветровая, сейсмическая, обеспечивают устойчивость сжатых элементов покрытия.

Согласно СП 16.13330.2011, система связей покрытия зависит от типа каркаса (стальной или смешанный), типа покрытия (прогонное или беспрогонное), грузоподъемности кранов и режима их работы, наличия подвесного подъемно-транспортного оборудования и подстропильных ферм.

В общем случае в пределах покрытия устанавливаются следующие системы связей: горизонтальные связи в уровне нижних и верхних поясов ферм; вертикальные связи между стропильными фермами; связи по фонарям (при наличии фонарей).

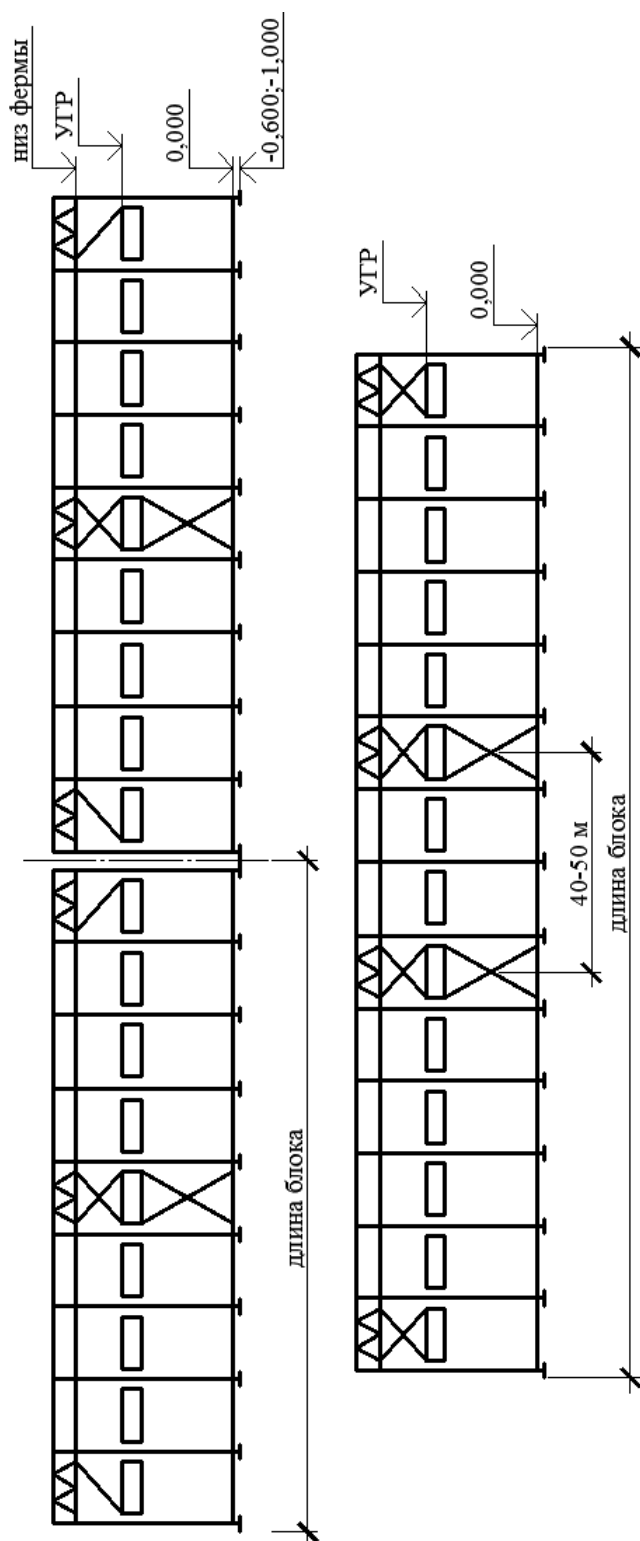


Рисунок 1.3 – Схемы расстановки связей по колоннам

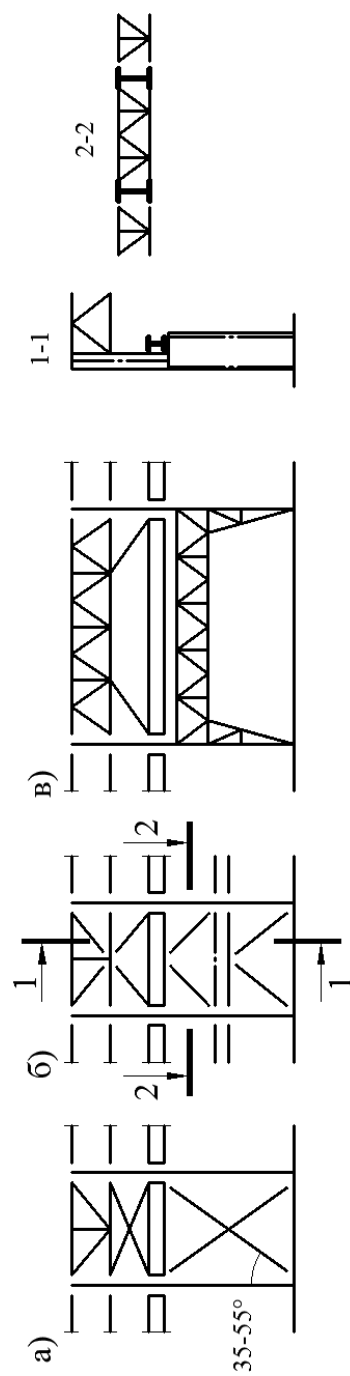


Рисунок 1.4 – Схемы решеток вертикальных связей по колоннам:

а) крестовая; б) полураскосная двухъярусная; в) порталная

В уровне нижних поясов стропильных ферм следует предусматривать **поперечные горизонтальные связи** в каждом пролете здания у торцов, а также у температурных швов здания. При длине температурного блока более 144 м и при кранах большой грузоподъемности (50 т и более) следует предусматривать также промежуточные поперечные горизонтальные связи примерно через каждые 60 м. В этом же уровне следует предусматривать **продольные горизонтальные связи**, располагаемые по крайним панелям нижних поясов стропильных ферм и образующие совместно с поперечными связями жесткий контур в плоскости нижних поясов ферм (рис. 1.5). Продольные горизонтальные связи в уровне нижних поясов стропильных ферм следует предусматривать при наличии в здании мостовых кранов грузоподъемностью 10 т и более, и подстропильных ферм.

В однопролетных зданиях продольные связи по нижним поясам следует устанавливать вдоль обоих рядов колонн; в многопролетных зданиях продольные связи, как правило, следует располагать вдоль крайних колонн и через один ряд вдоль средних колонн при грузоподъемности крана до 50 т и режимах работы 1К-6К; при более тяжелых условиях (грузоподъемность крана более 50 т или режим работы 7К-8К) или при перепаде высот покрытия следует назначать более частое расположение продольных связей по нижним поясам ферм.

Растяжки в плоскости нижних поясов ферм следует устанавливать при недостаточной жесткости элементов нижних поясов ферм в продольном направлении здания.

В уровне верхних поясов стропильных ферм в покрытиях с прогонами следует предусматривать **поперечные горизонтальные связи**, при этом расположение связей по верхним поясам рекомендуется совмещать в плане с расположением поперечных связей по нижним поясам.

Верхние пояса стропильных ферм, не примыкающие непосредственно к поперечным связям, следует раскреплять в плоскости расположения этих связей **распорками**.

В местах расположения поперечных связей покрытия следует предусматривать установку **вертикальных связей между фермами**. Вертикальные связи, как правило, следует располагать в плоскостях опорных стоек стропильных ферм, в плоскостях коньковых стоек для ферм пролетом до 30 м, и на расстоянии не более 15 м для ферм пролетом более 30 м. В покрытиях зданий и сооружений, эксплуатируемых в районах с расчетными температурами ниже минус 45°C, как правило, следует предусматривать (дополнительно к обычно применяемым) вертикальные связи посередине каждого пролета вдоль всего здания.

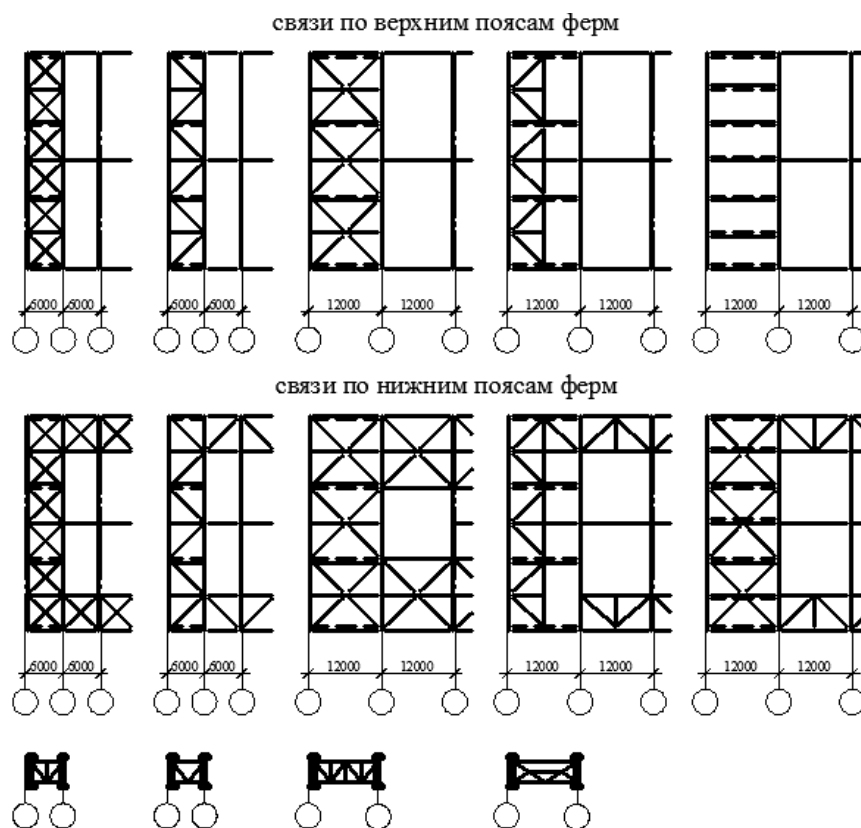


Рисунок 1.5 – Расстановка связей по покрытию

Пример № 1

Компоновка температурных блоков и расстановка связей в одноэтажном производственном здании

Требуется выполнить компоновку каркаса одноэтажного промышленного здания (сетка колонн, связи по колоннам, связи по покрытию) в соответствии с требованиями СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции» при следующих исходных данных: расчетная температура $t = -44^\circ\text{C}$; режим эксплуатации здания – отапливаемое; длина здания $ДЛ=96$ м; ширина $Ш=192$ м; шаг колонн $B=6$ м; пролет $L=24$ м; грузоподъемность мостовых кранов $Q=50$ т; режим работы – 7К.

Решение:

При расчетной температуре наружного воздуха выше минус 45°C климат в районе строительства «умеренный». Для отапливаемого здания в умеренном климате наибольшее расстояние между температурными швами вдоль блока (по длине здания) составляет 230 м, по ширине блока - 150 м (табл. 44 СП 16.13330.2011).

В нашем случае длина здания не превышает предельно допустимого значения ($96 \text{ м} < 230 \text{ м}$), следовательно, по длине компоуем один температурный блок. Ширина здания равная 192 м превышает предельное значение 150 м более чем на 5% ($\frac{192-150}{150} \cdot 100\% = 28\%$), разбиваем здание на два температурных блока с продольным температурным швом.

Определяем количество цифровых осей делением длины здания на шаг колонн:

$$ДЛ / B + 1 = 96 / 6 + 1 = 17 \text{ (шт.)}. \quad (1.1)$$

Определяем количество буквенных осей, учитывая дополнительную ось в продольном температурном шве:

$$Ш / L + 2 = 192 / 24 + 2 = 10 \text{ (шт.)}. \quad (1.2)$$

Приступаем к расстановке связей по колоннам. Наибольшее расстояние от температурного шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи для отапливаемых зданий в умеренном климате составляет 90 м (**табл. 44 СП 16.13330.2011**). В нашем случае середина длины температурного блока находится от торца здания на расстоянии $ДЛ / 2 = 96 / 2 = 48$ м, что меньше предельного значения 90 м, следовательно, устанавливаем один блок вертикальных связей по колоннам. В нашем случае по длине здания располагается 16 шагов, в таком случае, связевой блок по колоннам может располагаться в одном из шагов посередине длины температурного блока в осях «7-8» либо «8-9».

В надкрановой части колонн проектируем вертикальные связи в осях «1-2», «7-8» либо «8-9» и «16-17».

Горизонтальные связи по нижним поясам ферм в общем случае должны формировать жесткие контуры. Поперечные горизонтальные связи всегда устанавливаются в торцах температурных блоков, и, в случае превышения длины блока 144 м, устанавливаются промежуточные поперечные горизонтальные связи через каждые 60 м. В нашем случае длина блока не превышает 144 м ($96 \text{ м} < 144 \text{ м}$), следовательно устраиваем поперечные горизонтальные связи по нижним поясам ферм только по торцам температурного блока.

Продольные горизонтальные связи в многопролетном здании следует ставить по крайним рядам колонн температурного блока и через ряд по ширине блока, но в случае тяжелого режима работы крана продольные горизонтальные связи в уровне нижних поясов ферм должны устанавливаться чаще. Поэтому, учитывая тяжелый режим работы кранов 7К, устанавливаем продольные горизонтальные связи в плоскости нижних поясов ферм вдоль всех буквенных осей (размер связи равен размеру панели по нижнему поясу фермы 6 м).

В пролетах «Б-В», «В-Г», «Ж-И», «И-К» с целью увеличения жесткости в продольном направлении здания могут быть установлены растяжки (при расчетном обосновании гибкости элементов нижних поясов ферм).

В уровне верхних поясов ферм предусматриваем поперечные горизонтальные связи по торцам температурных блоков. По длине здания по осям колонн и в середине пролетов ферм в шагах, кроме торцевых, проектируем распорки.

Вертикальные связи между фермами предусматриваем в плоскостях опорных и коньковых стоек ферм в местах расположения поперечных связей покрытия, то есть в торцевых шагах.

Так как расчетная температура наружного воздуха в районе строительства выше минус 45°С вертикальные связи посередине каждого пролета вдоль всего здания не устраиваем.

Схемы расположения колонн и связей по колоннам, связей по нижним и верхним поясам ферм приведены на рисунках 1.6, 1.7, 1.8. На схемах марками СВ1 обозначены вертикальные связи в подкрановой части колонн, СВ2 – в надкрановой части колонн, СВ3 – вертикальные связи в уровне ферм.

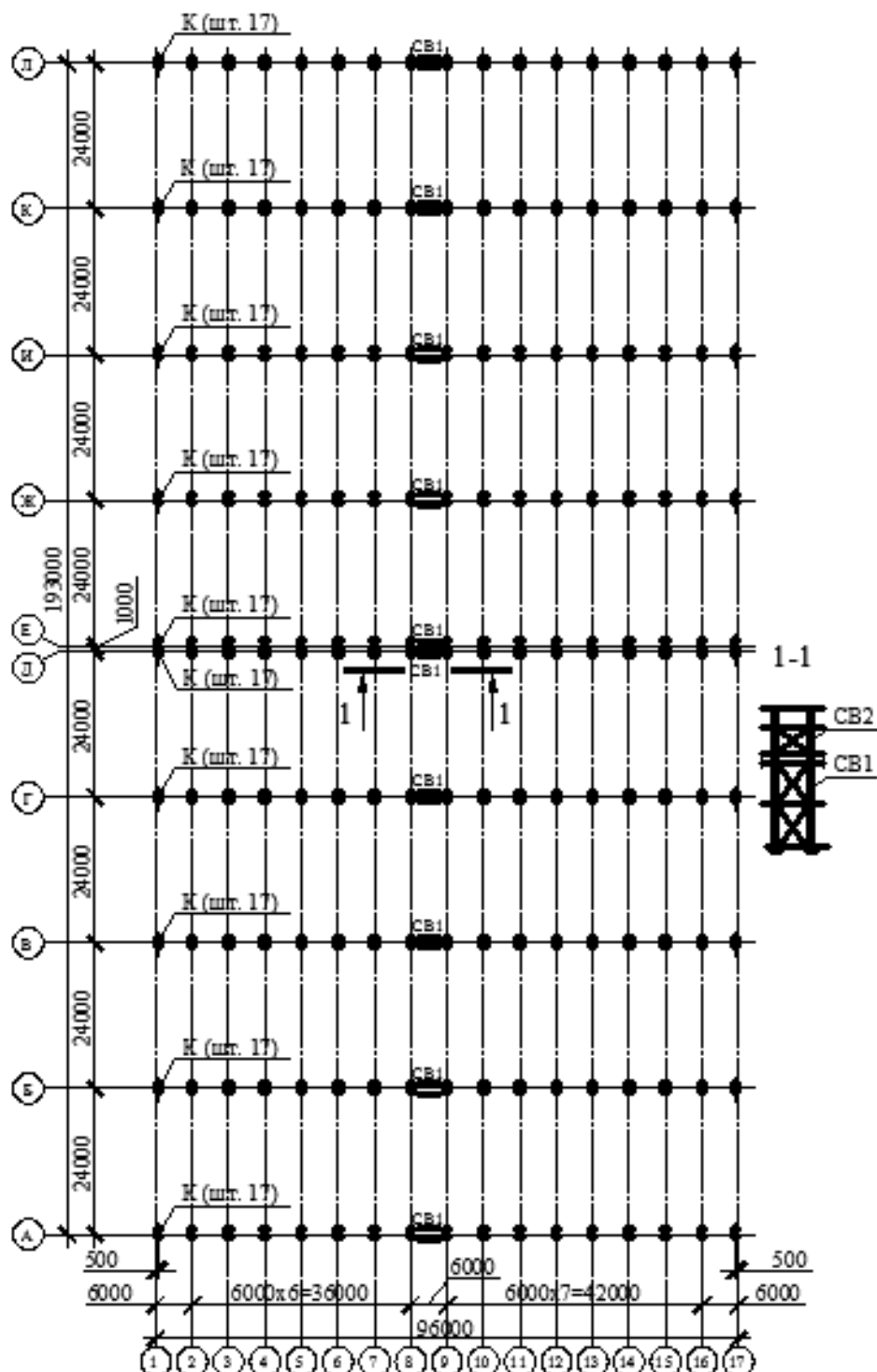


Рисунок 1.6 – Схема расположения колонн и связей по колоннам

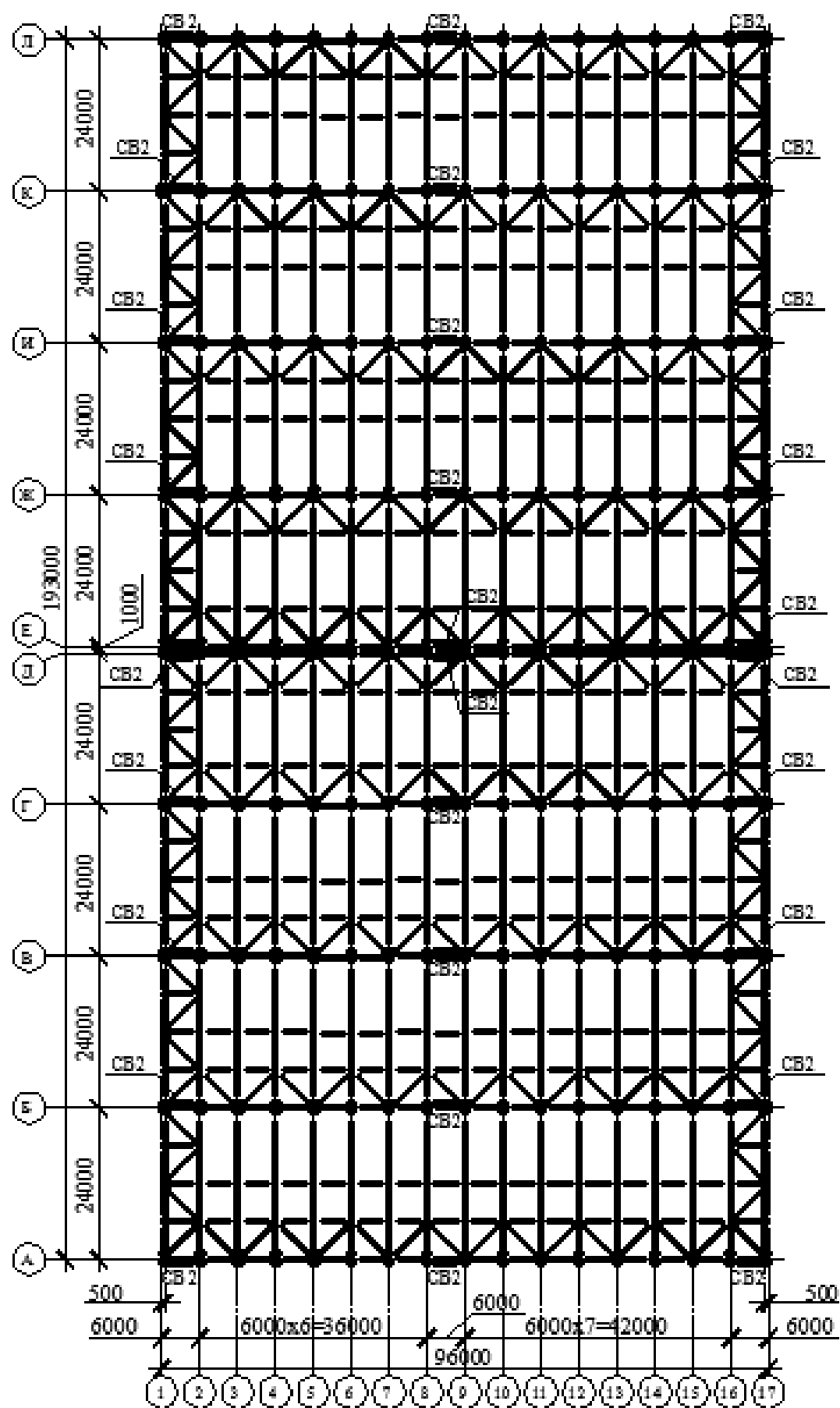


Рисунок 1.7 – Схема расположения связей по нижним поясам ферм

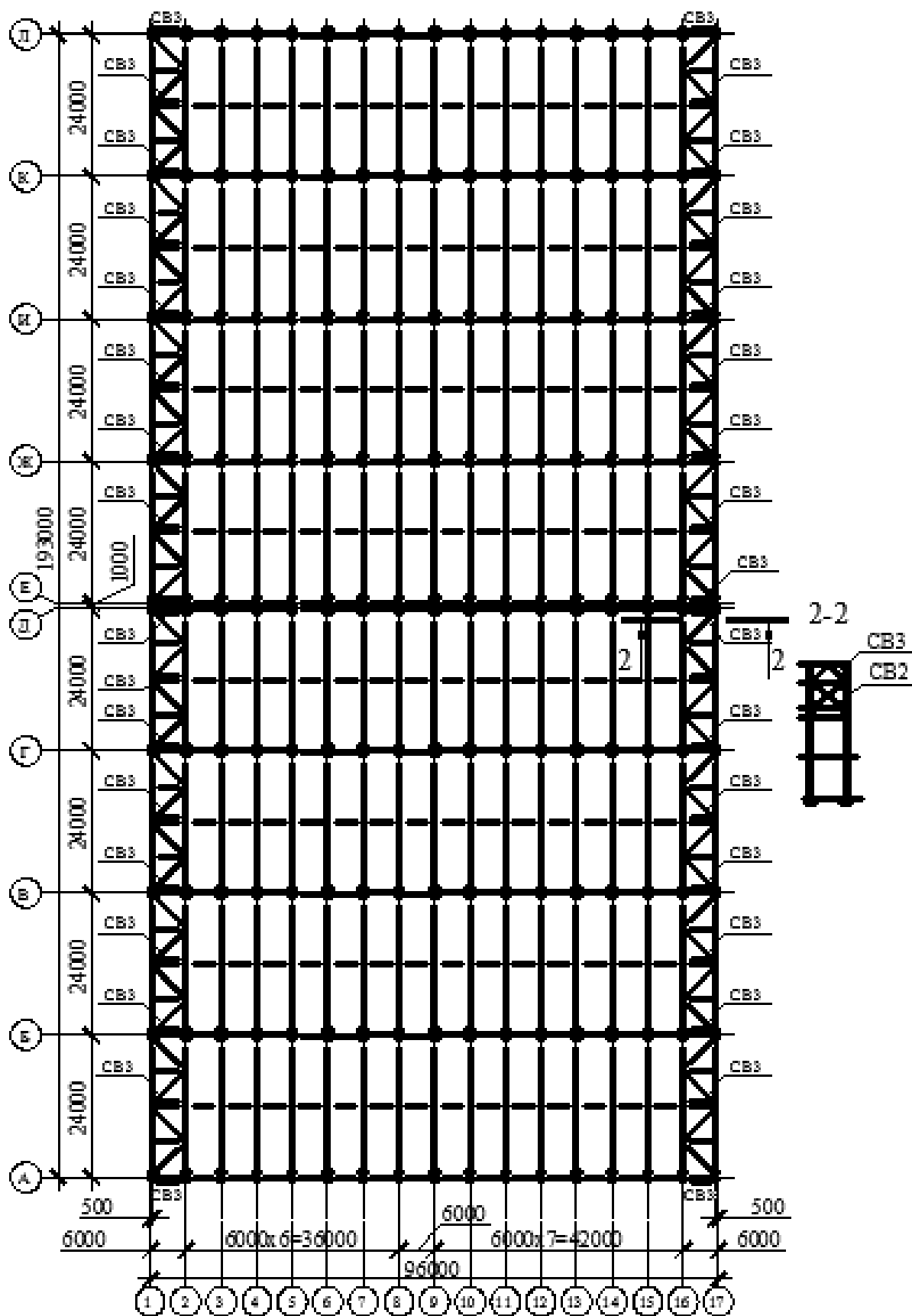


Рисунок 1.8 – Схема расположения связей по верхним поясам ферм

2 КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ КАРКАСА

2.1 Учет габаритов кранов

При проектировании строительных конструкций производственного здания, оборудованного мостовыми или другими грузоподъемными кранами, для безопасной эксплуатации здания в целом необходимо учитывать **габариты кранов** и зазоры для их свободного хода (передвижения крана и грузовой тележки, повороты крана).

Геометрическими параметрами мостовых опорных кранов, используемыми при компоновке каркаса, являются:

а) **пролет крана** L_k – расстояние по горизонтали между осями рельсов кранового пути;

б) **высота крана** H – расстояние от уровня головки рельса до верхней точки крана с учетом выступающих частей;

в) **свес крана** B_1 – расстояние от оси кранового рельса до крайней боковой точки крана.

Для свободного перемещения крана установлены допустимые зазоры: между верхом крана и низом стропильных конструкций не менее 100 мм; между свесом крана и внутренней гранью колонны – не менее 75 мм, а при тяжелом режиме работы крана (7К-8К) и в случае устройства прохода рядом с колонной дополнительно должна учитываться ширина прохода с ограждением 450 мм (рис.2.1).

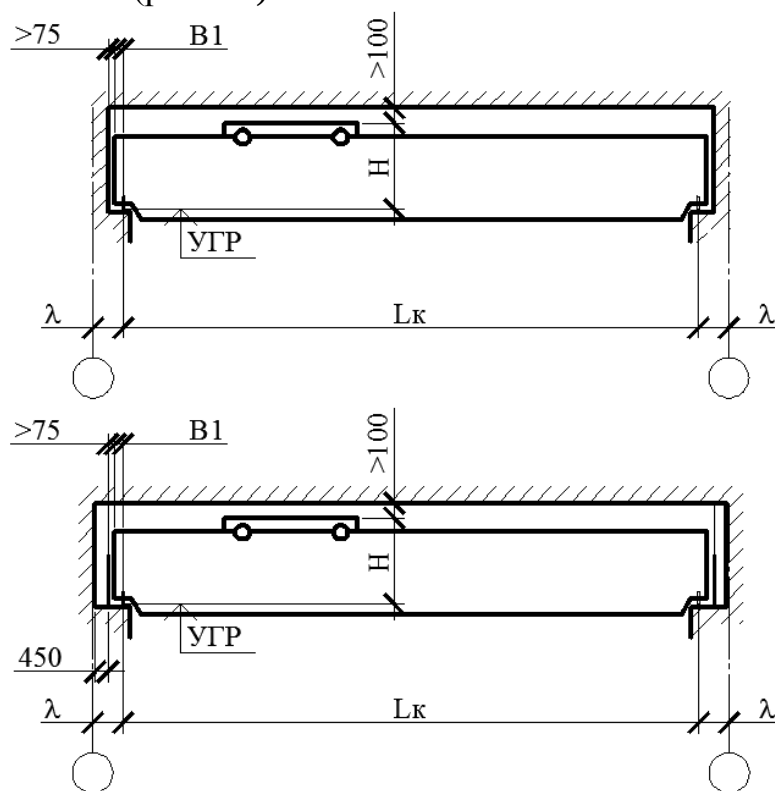


Рисунок 2.1 – Габариты привязки крана: а) при режимах работы 1К-6К; б) при режимах работы 7К-8К и устройстве прохода рядом с колонной

2.2 Выбор расчетной схемы поперечной рамы

В зависимости от характера сопряжений, различают следующие *схемы поперечных рам*:

- *шарнирные*, в которых ригели соединяются с колоннами шарнирно, а колонны соединяются с фундаментами жестко;
- *жесткие*, в которых ригели с колоннами соединены жестко;
- *смешанные*, в которых часть узлов ригелей с колоннами выполнена жестко, а часть – шарнирно.

Применение жестких расчетных схем может быть рекомендовано при одно-, двухпролетных зданиях, оборудованных кранами значительной грузоподъемности (свыше 100 т), устанавливаемыми на высоте 20 м и более, так как в подобных условиях обеспечение поперечной жесткости при шарнирной схеме вызывает значительный перерасход материала.

Жесткие расчетные схемы не рекомендуется применять на слабых и просадочных грунтах, при строительстве на подрабатываемых территориях и в других случаях, когда требования по осадкам фундаментов (СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*») не могут быть обеспечены при жесткой схеме.

При анализе расчетной схемы особое внимание следует уделять местам изменения размеров сечения и геометрии стержней, так как их влияние на величину усилий весьма существенно.

Сечения элементов расчетной схемы определяются на основании предварительного расчета или по проектам-аналогам. Допускается вместо решетчатых элементов вводить в расчетную схему элементы сплошного сечения эквивалентной жесткости.

Моменты инерции сквозных ригелей и колонн рам рекомендуется вычислять по формуле:

$$I_x = 0,9 \frac{A_1 A_2 h^2}{A_1 + A_2}, \quad (2.1)$$

где A_1 и A_2 – площади сечения поясов (ветвей) сквозного сечения;

h – расстояние между осями поясов (ветвей);

0,9 – коэффициент, учитывающий деформативность решетки сквозного сечения с параллельными поясами.

2.3 Определение габаритов конструкций

Предварительно габариты конструкций принимаются на основе проектов-аналогов либо по приближенным расчетам.

Компоновку поперечной рамы каркаса начинают с установления вертикальных размеров колонн, которые зависят от технологических усло-

вий производства, и для зданий, оборудованных мостовыми опорными кранами, определяются в зависимости от **уровня головки кранового рельса (УГР)** над уровнем пола (относительная отметка 0,000).

Высота колонны выше уровня головки кранового рельса до низа стропильных конструкций H_2 (рис. 2.2) определяется исходя из размера высоты крана H , минимального зазора между верхом крана и низом стропильных конструкций не менее 100 мм и допустимого прогиба фермы f , рассчитанного по нормам СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» [7]:

$$H_2 = H + 100 + f, \quad (2.2)$$

где H – высота крана,
 f – прогиб фермы.

Задавая размер высоты колонны от чистого пола до уровня головки кранового рельса как H_1 , получим **высоту цеха** H_0 :

$$H_0 = H_1 + H_2, \quad (2.3)$$

Учитывая унификацию размеров, высоту цеха следует принять с округлением размера в большую сторону кратно 0,6 м.

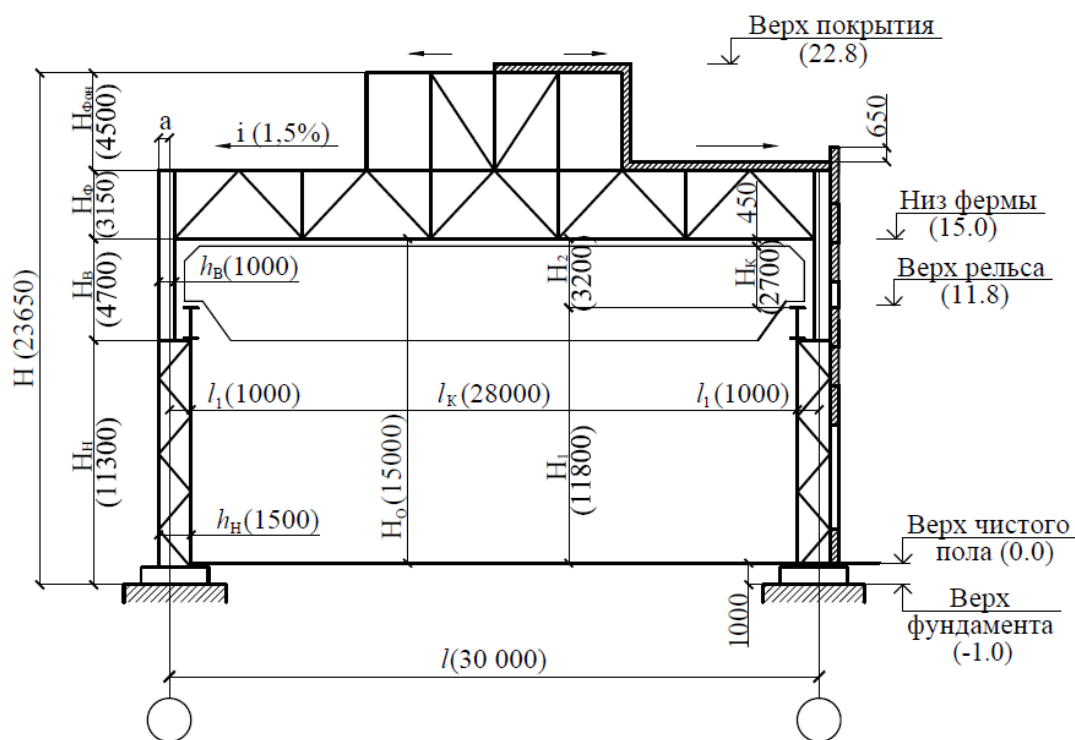


Рисунок 2.2 – Поперечная рама каркаса

Далее устанавливают **размеры верхней H_B и нижней H_H частей колонны**.

Высота верхней части колонны H_B определяется как сумма высоты кранового рельса h_p , высоты подкрановой балки $h_{БП}$, задаваемой ориенти-

ровочно $1/8 \div 1/10$ пролета балки, и высоты колонны выше головки кранового рельса H_2 :

$$H_B = h_p + h_{БП} + H_2. \quad (2.4)$$

Высота нижней части колонны H_H , наоборот, определяется как разность между высотой цеха H_0 и высотой верхней части колонны H_B , но с учетом заглубления колонны (для защиты опорной части колонны от механических повреждений) на 600...1000 мм:

$$H_H = H_0 - H_B + (600...1000). \quad (2.5)$$

Общая высота колонны каркаса от уровня фундамента до низа стропильных конструкций будет равна:

$$H = H_H + H_B. \quad (2.6)$$

На следующем этапе компоновки поперечной рамы каркаса задаются *размерами поперечных сечений колонн в надкрановой и подкрановой частях*.

Колонны постоянного по высоте сечения используются для цехов с мостовыми опорными кранами небольшой грузоподъемности (до 20 т). Высота сечения таких колонн назначается в зависимости от их высоты H :

$$h = \frac{1}{20} H, \quad (2.7)$$

и с учетом унифицированной привязки ферм к разбивочным осям 200 мм и модульной привязки колонн 250 или 500 мм **высота сечения надкрановой части крайней колонны** может быть **450 или 700 мм, средней – 400 мм** (в уровне ферм) с возможным уширением ниже уровня ферм.

В ступенчатых колоннах высоту сечения верхней (сплошностенчатой) части h_B принимают в зависимости от ее высоты H_B равной

$$h_B = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) \cdot H_B \quad (2.8)$$

и округляют с учетом унифицированных привязок сечениям колонн постоянного сечения.

В цехах с тяжелым режимом работы кранов (7К-8К) возникает необходимость частого осмотра и ремонта крановых путей. Для выполнения работ по обслуживанию и ремонту в теле колонн или рядом с ними должны быть предусмотрены проходы. В случае, если проход устраивается в теле колонны, размеры отверстия должны быть не менее 400 мм по ширине и 2000 мм по высоте. В таком случае для обеспечения прочности и устойчивости колонны, ослабленной отверстием для прохода, высота сечения в надкрановой части принимается **1000 мм.**

При назначении высоты сечения нижней части ступенчатой колонны в первую очередь нужно учесть габариты крана (пролет крана L_k , свес крана B_1), необходимый зазор между свесом крана и внутренней гранью колонны не менее 75 мм, а также при тяжелом режиме работы крана (7К-8К) и в случае устройства прохода рядом с колонной дополнительно проход с ограждением шириной 450 мм (рис. 2.1, б).

Конструктивная высота сечения подкрановой части колонны крайнего ряда принимается в зависимости от ее высоты H_H равной:

$$\text{для сплошных сечений} - h_H = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{16}\right) \cdot H_H; \quad (2.9)$$

$$\text{для сквозных сечений} - h_H = \left(\frac{1}{11} \div \frac{1}{14}\right) \cdot H_H, \quad (2.10)$$

при этом с учетом обеспечения жесткости всей колонны размер сечения в нижней части должен быть не менее $\frac{1}{20}H$ при легком и среднем режимах работы крана (1К-6К) и не менее $\frac{1}{15}H$ - при тяжелом режиме (7К-8К).

Унифицированный размер сечения нижней части ступенчатой колонны назначается с учетом привязки крановой ветви к разбивочной оси λ , которая равна при кранах грузоподъемностью до 50 т $\lambda=750$ мм, при грузоподъемности кранов от 80 до 125 т - $\lambda=1000$ мм, при более тяжелых кранах (160 т и более) - $\lambda=1250$ мм. В итоге, размер сечения нижней части ступенчатой колонны крайнего ряда может быть равен **1000, 1250, 1500, 1750 мм**.

В многопролетных зданиях размеры сечения средних колонн принимаются с учетом унификации стропильных конструкций и размещения кранов. Высота сечения верхней части средней колонны h_B может быть принята **400, 700 или 1000 мм**. Высота сечения нижней части средней колонны в здании с кранами одной грузоподъемности в смежных пролетах, как правило, назначается равной удвоенной привязке крановой ветви к разбивочной оси λ , и может быть равна **1500, 2000, 2500 мм**.

При наличии в смежных пролетах кранов разной грузоподъемности привязка λ для левого и правого кранов может оказаться различной, в таком случае нижняя часть средней колонны будет асимметричной относительно разбивочной оси.

Справочные данные по мостовым опорным кранам приведены в приложении А учебного пособия.

Пример № 2

Компоновка поперечной рамы каркаса

Требуется выполнить компоновку поперечной рамы каркаса одноэтажного промышленного здания (высота верхней и нижней частей

ступенчатой колонны, размеры сечения в верхней и нижней частях, привязка колонн к разбивочным осям) с обеспечением требований безопасности и унификации при следующих исходных данных: грузоподъемность крана $Q=80$ т; режим работы 5К; пролет здания $L=30$ м; шаг колонн $B=12$ м; высота от уровня пола до уровня головки кранового рельса $H_{УГР}=15,6$ м.

Решение:

Для определения высоты колонны нам необходимо рассчитать прогиб фермы и установить габариты мостового опорного крана.

Согласно **СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия»** предельно допустимый прогиб стропильной фермы пролетом 30 м равен:

$$f_u = \frac{l}{300} = \frac{30000}{300} = 100 \text{ (мм)}. \quad (2.11)$$

По справочным данным приложения А учебного пособия установим габариты мостового опорного крана грузоподъемностью $Q=80$ т:

- высота крана $H=4000$ мм;
- свес крана $B_1 = 400$ мм;
- тип кранового рельса – КР-100;
- высота рельса $h_p = 150$ мм;
- пролет крана (с учетом привязки крановой ветви к разбивочной оси $\lambda=1000$ мм) $L_k=28$ м;

рекомендуемая высота подкрановой балки при шаге колонн $B=12$ м $h_{БП}=1600$ мм.

Высота колонны выше уровня головки кранового рельса до низа стропильных конструкций равна:

$$H_2 = H + 100 + f = 4000 + 100 + 100 = 4200 \text{ (мм)};$$

при высоте колонны от чистого пола до уровня головки кранового рельса:

$$H_1 = H_{УГР} = 15600 \text{ (мм)},$$

высота цеха будет равна:

$$H_0 = H_1 + H_2 = 15600 + 4200 = 19800 \text{ (мм)}.$$

Так как полученное значение кратно модульному размеру высоты 0,6 м, корректировку размера не проводим.

Высота верхней части колонны:

$$H_B = h_p + h_{БП} + H_2 = 150 + 1600 + 4200 = 5950 \text{ (мм)}.$$

Высота нижней части колонны при предварительно задаваемой глубине заделки 800 мм:

$$H_H = H_0 - H_B + 800 = 19800 - 5950 + 800 = 14650 \text{ (мм)}.$$

Общая высота колонны каркаса от уровня фундамента до низа стропильных конструкций равна:

$$H = H_H + H_B = 14650 + 5950 = 20600 \text{ (мм)}.$$

Определяем высоту сечения верхней части колонны (проход не требуется, так как режим работы крана 5К):

$$h_B = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) \cdot H_B = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) \cdot 5950 = 744 \div 496 \text{ (мм)},$$

с учетом унификации принимаем $h_B = 700$ мм, то есть привязка колонны к разбивочной оси будет $a = 500$ мм.

Сечение нижней части колонны проектируем сквозным, высоту сечения назначаем из следующих условий:

$$h_H = \left(\frac{1}{11} \div \frac{1}{14} \right) H_H = \left(\frac{1}{11} \div \frac{1}{14} \right) 14650 = 1332 \div 1046 \text{ (мм)};$$

$$h_H \geq \frac{1}{20} H = \frac{20600}{20} = 1030 \text{ (мм)};$$

$$h_H \geq h_B + 75 + B_1 = 700 + 75 + 400 = 1175 \text{ (мм)};$$

$$h_H = a + \lambda = 500 + 1000 = 1500 \text{ (мм)}.$$

Окончательно принимаем высоту сечения нижней части колонны $h_H = 1500$ мм.

Результаты компоновки поперечной рамы каркаса представлены на рис. 2.3.

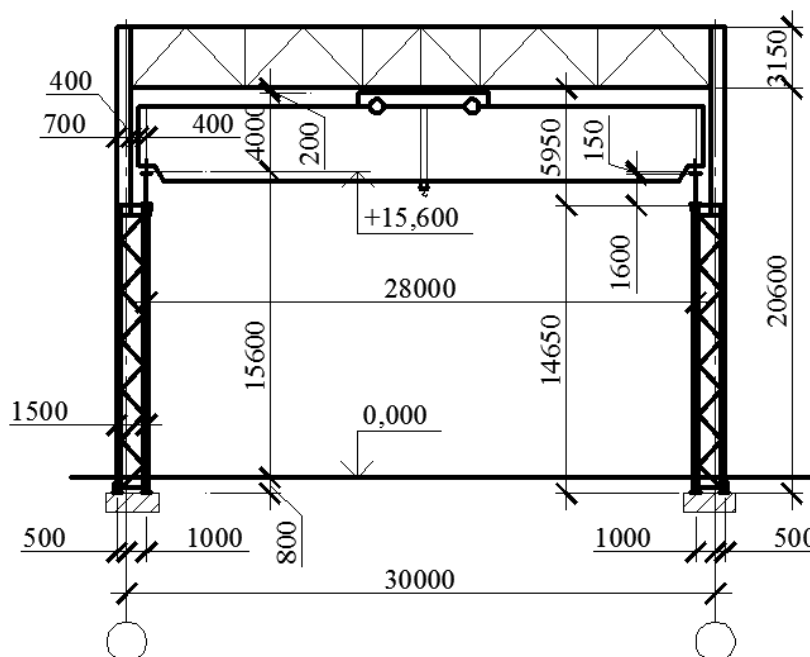


Рисунок 2.3 – Поперечная рама каркаса (к примеру №2)

3 СБОР НАГРУЗОК НА КАРКАС И ПОПЕРЕЧНУЮ РАМУ КАРКАСА

3.1 Постоянные нагрузки (собственный вес конструкций)

Прежде всего следует обратить внимание на то, что **сбор нагрузок от собственного веса конструкций невозможен без предварительной компоновки каркаса промышленного здания и принятия решений по ограждающим конструкциям стен и покрытия.**

Варианты конструкций покрытия промышленного здания представлены в таблице 3.1, варианты стенового ограждения – в таблице 3.2.

Более подробно о конструкциях стен и покрытия промышленного здания можно узнать из учебников:

- Металлические конструкции / под ред. Ю. И. Кудишина [8];
- Металлические конструкции: в 3 т.: Т.2. Конструкции зданий / под ред. В. В. Горева [9].

Постоянная нагрузка от собственного веса несущих и ограждающих конструкций здания может быть определена одним из способов:

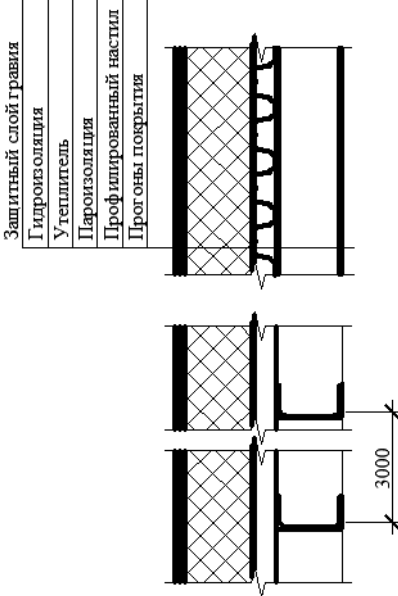
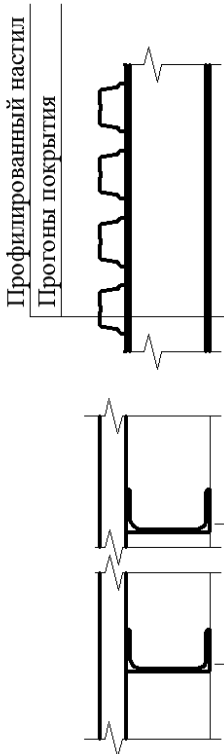
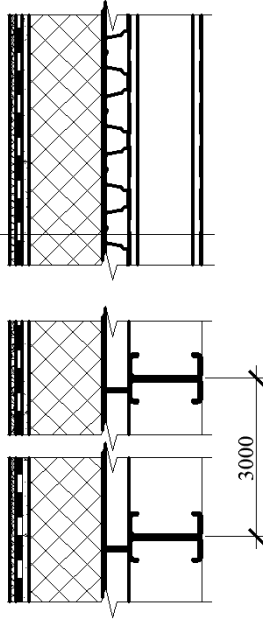
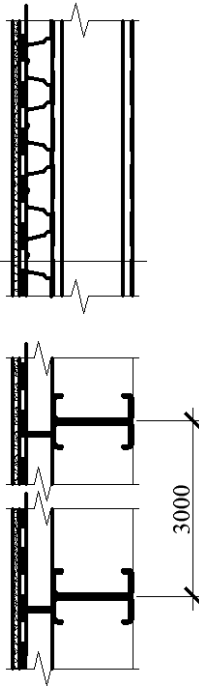
- на основании стандартов на конкретные строительные конструкции и изделия;
- по чертежам серий на типовые конструкции и изделия, типовые проекты зданий;
- по рабочим чертежам конструкций и изделий или паспортным данным заводов-изготовителей;
- по проектным размерам с учетом удельного веса материалов.

При использовании проекта-аналога вес конструкций предварительно задается на основе представленных в нем данных.

В учебных целях вес конструкций может быть принят по данным таблицы 3.3 учебного пособия или с использованием альбомов чертежей конструкций промышленных зданий [10, 11, 12].

Таблица 3.1

Варианты конструкций покрытий промышленного здания

№ п/п	Конструкция, состав	№ п/п	Конструкция, состав
Отапливаемые здания		Неотапливаемые здания	
1		1	
2		2	

Окончании таблицы 3.1

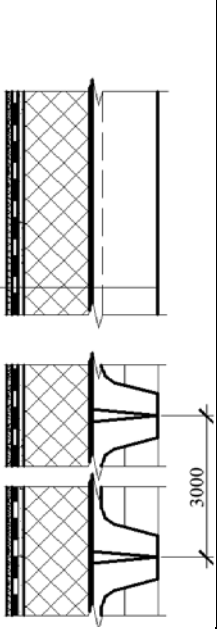
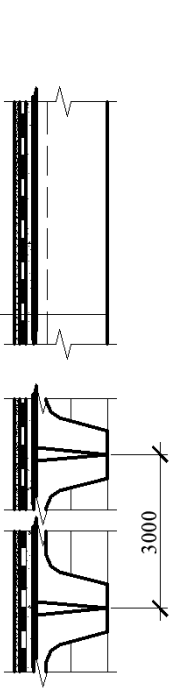
№ п/п	Конструкция, состав	№ п/п	Конструкция, состав
Неотапливаемые здания			
3		3	

Таблица 3.2

Варианты стенового ограждения промышленного здания

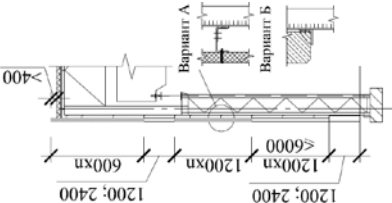
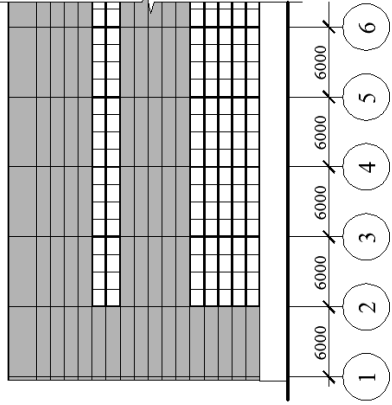
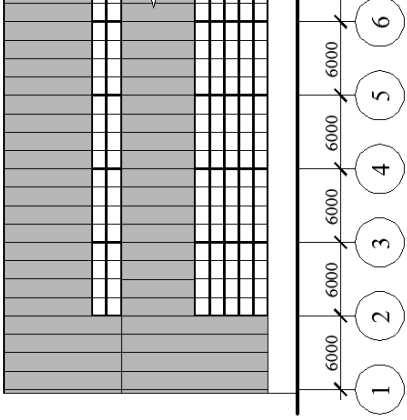
Разрез по стене	Раскладка панелей	
	горизонтальная	вертикальная
		

Таблица 3.3

Постоянная нагрузка от собственного веса несущих и ограждающих конструкций

Вид нагрузки	Расчетные параметры	Нормативная нагрузка, кН/м ²
Покрытие, включая стропильные конструкции		
1. Гравийная защита	t=15-20 мм	0,3-0,4
2. Кровля рулонная или мастичная		0,15-0,20
3. Утеплитель		
пенобетон (монолитный)	$\gamma=600 \text{ кг/м}^3$	$\gamma \cdot \delta \cdot 0,01$, δ - толщина слоя, м
минераловатные плиты полужесткие, жесткие	$\gamma=100\text{-}200 \text{ кг/м}^3$	
полистирольные плиты	$\gamma=100\text{-}200 \text{ кг/м}^3$	
4. Пароизоляция из рубероида или фольгоизола		0,5
5. Профилированный настил покрытия	t=0,8-1,0 мм	0,13-0,16
6. Стальные монопанели покрытия размером:		
3×6 м		0,10-0,15
3×12 м		0,15-0,25
7. Железобетонные панели покрытия размером:	$\gamma=2200\text{-}2500 \text{ кг/м}^3$	
3×6 м		1,6
3×12 м		1,8
8. Стальные прогоны покрытия пролетом:		
6 м		0,05-0,08
12 м (сплошные)		0,10-0,15
12 м (решетчатые)		0,07-0,12
9. Стропильные фермы		0,10-0,40
10. Подстропильные фермы		0,05-0,10
11. Каркас фонаря		0,08-0,12
12. Связи по покрытию		0,04-0,06
Стеновое ограждение		
1. Панели из ячеистого бетона $\gamma=600 \text{ кг/м}^3$	на 1 м ² поверхно- сти стены	$\gamma \cdot \delta \cdot 0,01$
2. Трехслойные панели		$\sum (\gamma_i \cdot \delta_i) \cdot 0,01$
3. Стеновые панели сэндвич		0,40-0,50
4. Профилированный стеновой настил		0,06-0,10
5. Ригели стенового ограждения		0,10-0,15
6. Окна панельные в стальных переплетах с двойным остеклением 6,0×1,2 м		0,35
7. Окна панельные в стальных переплетах с оди- нарным остеклением 6,0×1,2 м		0,25
8. Стойки фахверка при шаге колонн 12 м		0,07-0,10
Колонны каркаса		
при грузоподъемности кранов до 100 т	на 1 м ² грузовой площади	0,25-0,60
125-250 т		0,55-0,90
Подкрановые конструкции (балки)		
при грузоподъемности кранов до 100 т	на 1 м ² грузовой площади	0,20-0,60
125-250 т		0,40-1,00

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для веса строительных конструкций принимаются в соответствии с таблицей 7.1 СП 20.13330.2011:

- для веса металлических конструкций $\gamma_f=1,05$ (за исключением металлических конструкций, в которых усилия от собственного веса превышают 50% общих усилий, в таком случае следует принимать $\gamma_f=1,1$);

- для веса бетонных (со средней плотностью свыше 1600 кг/м³), железобетонных, каменных, армокаменных, деревянных - $\gamma_f=1,1$;

- для веса легкогобетонных (со средней плотностью 1600 кг/м³ и менее), изоляционных, выравнивающих и отделочных слоев – в зависимости от способов выполнения:

а) штучные материалы, изготовленные в условиях завода, - $\gamma_f=1,2$;

б) сыпучие материалы или растворы и смеси, укладываемые в условиях строительной площадки, - $\gamma_f=1,3$.

Алгоритм сбора постоянных нагрузок от веса несущих и ограждающих конструкций здания

1. Принимаем решения по конструкциям ограждения промышленного здания с учетом района строительства (расчетной температуры наружного воздуха) и режима эксплуатации здания (отапливаемое или неотапливаемое).

2. Выполняем сбор нагрузок на 1 м² покрытия в табличной форме с учетом веса отдельных слоев или готовых изделий (таблица 3.3) и коэффициентов надежности по нагрузке для них.

3. Нагрузку от веса стенового ограждения с остеклением определяем в пределах ширины грузовой площади колонны и высоты ограждения от цокольной панели до верха парапета. Нагрузку от веса цокольных панелей при расчете каркаса здания не учитываем, так как их опирание осуществляется на фундаментные балки.

Нагрузку от стенового ограждения и остекления определяем раздельно в уровне верхней и нижней частей ступенчатой колонны с учетом крепления ограждения:

$$G_{ст,в(н)} = B \cdot \gamma_f \cdot (g_{ст} \cdot h_{ст,в(н)} + g_{ок} \cdot h_{ок,в(н)}), \quad (3.1)$$

где B – шаг колонн (или ширина грузовой площади колонны при устройстве фахверка), м;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, в случае рассмотрения усредненного веса материалов может быть принят $\gamma_f=1,15$;

$g_{ст}$ – вес стенового ограждения, кгс/м²;

$h_{ст,в(н)}$ – высота глухого ограждения в верхней и нижней частях колонны соответственно с учетом крепления ограждения, м;

$g_{ок}$ – вес остекления, кгс/м²;

$h_{ок,в(н)}$ – высота остекления в верхней и нижней частях колонны, м.

4. Собственный вес колонн определяем исходя из удельной металлоемкости с учетом грузовой площади на колонну и коэффициента надежности по нагрузке:

$$G_k = g_k \cdot B \cdot \frac{L}{2} \cdot \gamma_f, \quad (3.2)$$

где g_k – удельный вес колонны, принимаемый в зависимости от грузоподъемности крана (таблица 3.3), кгс/м²;

B – шаг колонн, м;

L – пролет здания, м;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, для металлических конструкций $\gamma_f=1,05$.

Вес надкрановой части ступенчатой колонны может быть принят ориентировочно $0,2G_k$, соответственно вес нижней части колонны – $0,8G_k$.

5. Собственный вес подкрановых конструкций находится аналогично весу колонн, исходя из удельной металлоемкости с учетом грузовой площади и коэффициента надежности по нагрузке:

$$G_{\text{он}} = g_{\text{он}} \cdot B \cdot \frac{L}{2} \cdot \gamma_f, \quad (3.3)$$

где $g_{\text{он}}$ – удельный вес подкрановой балки, принимаемый в зависимости от грузоподъемности крана (таблица 3.3), кгс/м².

Для упрощения расчета поперечной рамы каркаса собственный вес подкрановых конструкций учитывается вместе с временной крановой нагрузкой (см. п. 3.4).

Пример № 3

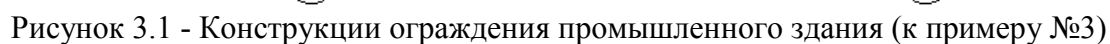
Сбор постоянных нагрузок от веса несущих и ограждающих конструкций здания

Требуется определить постоянные нагрузки на каркас одноэтажного промышленного здания в соответствии с требованиями СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» при следующих исходных данных: расчетная температура $t = -53$ °С (г. Новый Уренгой); режим эксплуатации здания – отапливаемое; длина здания $ДЛ=192$ м; шаг колонн $B=12$ м; пролет $L=30$ м; грузоподъемность мостовых кранов $Q=80$ т; режим работы – 5К; высота от уровня пола до уровня головки кранового рельса $H_{\text{УГР}}=15,6$ м. Геометрическая схема поперечной рамы каркаса представлена на рис. 2.3.

Решение:

Принимаем легкие ограждающие конструкции: для стен – панели сэндвич толщиной 250 мм, для покрытия – конструкции послойной сборки (рис. 3.1) со слоем утеплителя из полужестких минераловатных плит $\rho=100$ кг/м³ толщиной 300 мм.

Сбор нагрузок на 1 м² покрытия приведен в таблице 3.4.



Постоянные нагрузки на 1 м² покрытия

Погонная нагрузка на ригель поперечной рамы от веса покрытия, включая собственный вес фермы и связей по покрытию, при шаге рам $B=12$ м равна:

Вес стенового ограждения из панелей сэндвич с остеклением в уровне верхней и нижней частях колонны соответственно равен:

31

$$G_{ст,н} = 12 \cdot 1,15 \cdot (50 \cdot 6,0 + 35 \cdot 6,0) = 7038 \text{ (кгс)}.$$

Собственный вес колонны принимаем для каркаса здания с кранами грузоподъемностью 80 т с удельной металлоемкостью $g_k = 50 \text{ кг/м}^2$, тогда вес колонны равен:

$$G_k = 50 \cdot 12 \cdot \frac{30}{2} \cdot 1,05 = 9450 \text{ (кгс)}.$$

Вес надкрановой части колонны равен

$$G_{к,в} = 0,2 \cdot G_k = 1890 \text{ (кгс)},$$

подкрановой части –

$$G_{к,н} = 0,8 \cdot G_k = 7560 \text{ (кгс)}.$$

Собственный вес подкрановых конструкций при удельной металлоемкости $g_{он} = 50 \text{ кг/м}^2$:

$$G_{он} = 50 \cdot 12 \cdot \frac{30}{2} \cdot 1,05 = 9450 \text{ (кгс)}.$$

3.2 Снеговая нагрузка

Нормами проектирования СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» предусмотрено районирование территории России по весу снегового покрова на поверхности земли, находящейся на высоте не более 1500 м над уровнем моря² (**карта 1 приложения Ж СП 20.13330.2011**); выделено восемь снеговых районов.

Величина веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли по снеговым районам приведена в **таблице 10.1 СП 20.13330.2011**.

На переход от веса снегового покрова земли к **снеговой нагрузке на покрытие** оказывают влияние форма здания и покрытия, могущая вызывать снеговые мешки, а также сдувание снега ветром и подтаивание снега. Эти факторы учитываются в нормах проектирования системой коэффициентов:

μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие;

² В районах с высотой над уровнем моря более 1500 м, а также в местах со сложным рельефом или малоизученных территориях вес снегового покрова, как правило, определяется на основе данных ближайших метеостанций Росгидромета, как превышаемый в среднем один раз в 25 лет ежегодный максимум веса снегового покрова на защищенных от прямого воздействия ветра участках (в лесу под кронами деревьев или на лесных полянах).

c_e - коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов;

c_t - термический коэффициент, учитывающий подтаивание снега при недостаточной теплоизоляции покрытия.

Коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие μ принимается в соответствии с **приложением Г СП 20.13330.2011**. Для зданий с односкатными и двускатными покрытиями (рис. 3.2) рассматривается три варианта распределения коэффициента μ в зависимости от уклона покрытия:

вариант 1 принимается для кровель с уклоном α менее 60° ;

вариант 2 – при уклонах от 20° до 40° ;

вариант 3 – при уклонах от 10° до 30° при наличии ходовых мостиков или аэрационных устройств по коньку покрытия.

При этом для кровель с уклоном $\alpha=30^\circ$ и менее коэффициент μ принимается равным 1,0, при уклоне 60° и более - $\mu=0$, а при промежуточных значениях уклона $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ - коэффициент μ принимается по линейной интерполяции.

Для промышленных зданий кровля, как правило, применяется малоуклонная, с уклоном до 10° , в таком случае снеговая нагрузка рассматривается как равномерно распределенная (вариант 1) с коэффициентом $\mu=1$.

Снеговые мешки при плоской кровле на промышленном здании могут образовываться у аэрационных фонарей либо у высокого (более 1,2 м) парапета, а также при перепаде высот покрытия на более низкой части здания.

При выборе схемы снеговой нагрузки на покрытие промышленного здания следует обратить внимание на форму стропильной конструкции, которая может оказаться чувствительна к неравномерному загрузению пролета. В таком случае помимо схемы с равномерно распределенной снеговой нагрузкой по всему пролету следует учесть схему со снеговой нагрузкой на половину или на четверть пролета.

Коэффициент, учитывающий снос снега с покрытия здания под действием ветра, c_e для пологих покрытий с уклонами до 12% ($\approx 7^\circ$) однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых в районах со средней скоростью ветра за три наиболее холодных месяца $v \geq 2$ м/с, определяется по формуле:

$$c_e = (1,2 - 0,1v\sqrt{k})(0,8 + 0,002b), \quad (3.4)$$

где v - средняя скорость ветра за три наиболее холодных месяца (**карта 2 приложения Ж СП 20.13330.2011**);

k - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, принимается по **таблице 11.2 СП 20.13330.2011** для высоты покрытия здания;

b - ширина покрытия, принимаемая не более 100 м.

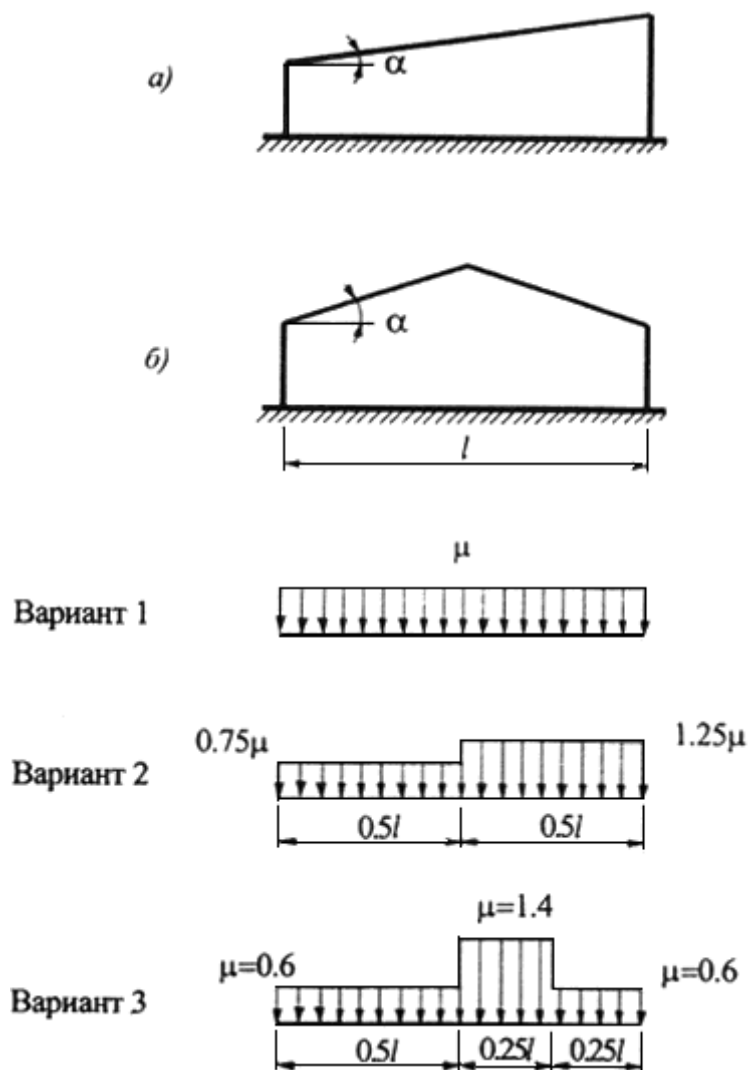


Рисунок 3.2 – Схемы снеговой нагрузки для односкатных и двускатных покрытий

Термический коэффициент c_t принимается равным 0,8 при определении снеговых нагрузок для неутепленных покрытий зданий с потерями тепла, приводящими к таянию снега, при условии уклона кровли свыше 3% и надлежащего отвода талой воды. В остальных случаях термический коэффициент принимается равным 1,0.

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия с учетом формы здания и покрытия, сдувания снега ветром и подтаивания снега определяется по формуле:

$$S_0 = 0,7 S_g \mu c_e c_t, \quad (3.5)$$

где S_g - вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемый в зависимости от снегового района.

Расчетное значение снеговой нагрузки получаем путем умножения нормативного значения на коэффициент надежности, который для снеговой нагрузки равен 1,4:

$$S = S_0 \cdot \gamma_f. \quad (3.6)$$

Алгоритм сбора снеговой нагрузки на покрытие здания

1. По району строительства определяем снеговой район, используя справочные данные **карты 1 приложения Ж СП 20.13330.2011**.
2. Определяем величину веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли в районе строительства **по таблице 10.1 СП 20.13330.2011**.
3. **По приложению Г СП 20.13330.2011** определяем схему снеговой нагрузки и коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие μ . При плоской малоуклонной кровле снеговая нагрузка рассматривается как равномерно распределенная (**схема Г.1, вариант 1**) с коэффициентом $\mu=1$.
4. Определяем среднюю скорость ветра за зимний период в районе строительства, используя **карту 2 приложения Ж СП 20.13330.2011**.
5. Определяем коэффициент k , учитывающий изменение ветрового давления по высоте, **по таблице 11.2 СП 20.13330.2011**. Значение высоты принимаем как расстояние от поверхности земли до уровня покрытия здания. Тип местности – А (случай строительства промышленного здания на малозастроенной территории) или В (в случае плотной застройки промышленной зоны).
6. Вычисляем коэффициент c_e , учитывающий снос снега с покрытия здания под действием ветра.
7. Для неотапливаемых зданий с потерями тепла, приводящими к таянию снега, учитываем коэффициент $c_t = 0,8$. В остальных случаях $c_t = 1$.
8. Определяем нормативное и расчетное значения снеговой нагрузки на покрытие.

Пример № 4

Сбор снеговой нагрузки на покрытие здания

Требуется определить снеговую нагрузку на ригель рамы одноэтажного промышленного здания в соответствии с требованиями СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» при следующих исходных данных: район строительства – г. Новый Уренгой); режим эксплуатации здания – отапливаемое; длина здания $ДЛ=192 \text{ м}$; высота здания $h=24 \text{ м}$; пролет $L=30 \text{ м}$; шаг колонн $B=12 \text{ м}$. Конструктивная схема поперечной рамы каркаса здания с ограждающими конструкциями представлена на рис. 3.1.

Решение:

Город Новый Уренгой относится к V снеговому району с весом снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли $S_g=320 \text{ кгс/м}^2$.

Покрытие здания плоское малоуклонное, поэтому схема снеговой нагрузки - равномерно распределенная, с коэффициентом $\mu=1$.

Средняя скорость ветра за зимний период в районе строительства составляет $v=4$ м/с.

Коэффициент k , учитывающий изменение ветрового давления по высоте, при высоте покрытия 23,56 м и открытом типе местности А равен 1,29 (по линейной интерполяции).

Коэффициент c_e , учитывающий снос снега с покрытия, равен:

$$c_e = (1,2 - 0,1 \cdot 4 \sqrt{1,29})(0,8 + 0,002 \cdot 30) = 0,64$$

при ширине покрытия здания $b=30$ м.

Так как здание отапливаемое, термический коэффициент $c_t=1$.

Нормативное значение снеговой нагрузки на покрытие:

$$S_0 = 0,7 \cdot 320 \cdot 1 \cdot 0,64 \cdot 1 = 143 \text{ (кгс/м}^2\text{)}.$$

Расчетное значение снеговой нагрузки на покрытие:

$$S = 143 \cdot 1,4 = 200 \text{ (кгс/м}^2\text{)}.$$

Погонная снеговая нагрузка на ригель поперечной рамы при шаге рам $B=12$ м равна:

$$q_{\text{снег}} = S \cdot B = 200 \cdot 12 = 2400 \text{ (кгс/м)}.$$

3.3 Ветровая нагрузка

Ветровая нагрузка на здания и сооружения аналогично снеговой нагрузке задается в зависимости от климатического района строительства. Нормами проектирования СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» предусмотрено районирование территории России по давлению ветра (**карта 3 приложения Ж СП 20.13330.2011**); выделено восемь ветровых районов.

Нормативное значение ветрового давления w_0 в зависимости от ветрового района приведено в **таблице 11.1 СП 20.13330.2011**.

Учитывая динамический характер ветрового воздействия на конструкции, при его анализе выделяют две составляющие:

- **среднюю составляющую ветровой нагрузки** w_m , соответствующую макрометеорологическим пикам с циклом 1-4 суток;
- **пульсационную составляющую** ветровой нагрузки w_p , соответствующую микрометеорологическим пикам с циклом 1-5 минут.

Нормативное значение ветровой нагрузки w определяется как сумма средней w_m и пульсационной w_p составляющих:

$$w = w_m + w_p. \quad (3.7)$$

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m в зависимости от эквивалентной высоты z_e ³ над поверхностью земли определяется по формуле:

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c, \quad (3.8)$$

где w_0 - нормативное значение ветрового давления;

$k(z_e)$ - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, принимается по **таблице 11.2 СП 20.13330.2011**;

c - аэродинамический коэффициент внешнего давления, принимаемый по **приложению Д.1 СП 20.13330.2011** в зависимости от формы здания и покрытия.

Для прямоугольных в плане зданий с двускатными покрытиями ветровое давление на стены с наветренной и подветренной сторон принимаются с аэродинамическими коэффициентами c , равными $+0,8$ и $-0,5$ соответственно (рис. 3.3). Знак «плюс» у значения аэродинамического коэффициента означает создание на поверхности стены положительного давления ветра (напора); знак «минус» - отрицательного давления (отсоса).

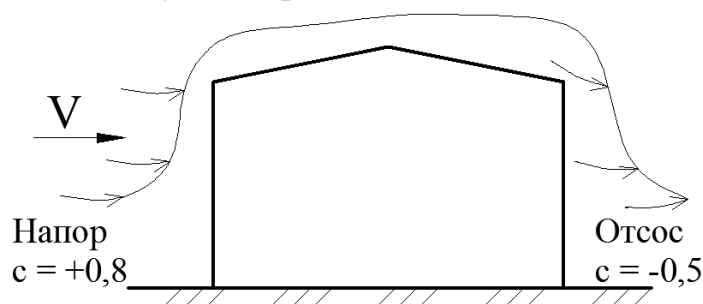


Рисунок 3.3 – Аэродинамические коэффициенты для стен здания с наветренной и подветренной сторон

Эквивалентная высота z_e для одноэтажных зданий принимается равной высоте здания h от поверхности земли до парапета (при плоской кровле) или карниза (при скатной кровле).

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_p на эквивалентной высоте z_e при расчете одноэтажных производственных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролету менее 1,5, размещаемых в местностях типа А и В, определяется по формуле:

$$w_p = w_m \cdot \zeta(z_e) \cdot v, \quad (3.9)$$

³ Эквивалентная высота z_e согласно СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» назначается в зависимости от высоты здания h и размера здания в плане d , определенного в направлении перпендикулярном направлению ветра, по п. 11.1.5. Для одноэтажных промышленных зданий, при высоте, не превышающей длину здания, $h \leq d$ при воздействии ветра на продольный фасад эквивалентная высота принимается равной высоте здания, то есть $z_e = h$.

где w_m - средняя составляющая ветровой нагрузки;

$\zeta(z_e)$ - коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по **таблице 11.4 СП 20.13330.2011** для эквивалентной высоты z_e ;

ν - коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра.

Коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра ν определяется для расчетной поверхности сооружения (рис. 3.4) в зависимости от параметров ρ и χ , значения которых зависят от положения расчетной поверхности относительно основной системы координат. Правила назначения параметров ρ и χ приведены в **таблице 11.7 СП 20.13330.2011**.

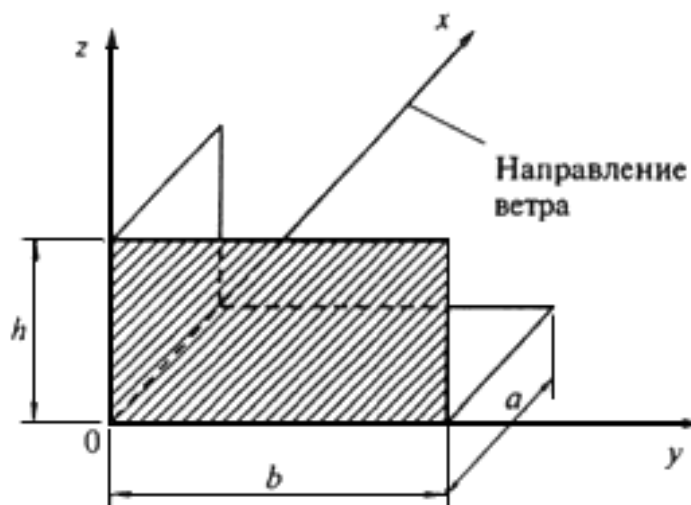


Рисунок 3.4 – Основная система координат при определении коэффициента корреляции

При определении ветровой нагрузки на поперечную раму каркаса здания размеры на рисунке 3.4 соответствуют следующим параметрам: b – длина здания; a – ширина здания; h – высота здания от земли до верха парапета (карниза). Соответственно, параметр ρ при воздействии ветра на продольные фасады здания принимается равным длине здания, а параметр χ – высоте здания.

Значения коэффициента пространственной корреляции пульсаций давления ветра ν в зависимости от параметров ρ и χ приведено в **таблице 11.6 СП 20.13330.2011**.

Расчетное значение ветровой нагрузки получаем путем умножения нормативного значения на коэффициент надежности, который для ветровой нагрузки равен 1,4.

Алгоритм сбора ветровой нагрузки на поперечную раму каркаса здания

1. По району строительства определяем ветровой район, используя справочные данные **карты 3 приложения Ж СП 20.13330.2011**.

2. Определяем величину ветрового давления w_0 в районе строительства по таблице 11.1 СП 20.13330.2011.

3. Определяем значения параметров $k(z_e)$ и $\zeta(z_e)$ для высоты z_e равной высоте здания от поверхности земли верха парапета.

4. Найденные значения $w_0, k(z_e), \zeta(z_e)$ заносим в таблицу (таблица 3.5).

5. Дополнительно определяем коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра ν по таблице 11.6 СП 20.13330.2011.

6. Расчетное значение ветровой нагрузки на поперечную раму каркаса на высоте $z_e = h$ с наветренной (подветренной) стороны определяется по формуле:

$$q_i = w_i \cdot B \cdot \gamma_f, \quad (3.10)$$

где w_i - нормативное значение ветровой нагрузки, определяемое как сумма средней w_{mi} и пульсационной w_{pi} составляющих для наветренной (подветренной) стороны;

B – шаг колонн, м;

γ_f - коэффициент надежности для ветровой нагрузки, равный 1,4.

Таблица 3.5

Табличная форма сбора ветровой нагрузки на поперечную раму каркаса здания

$z_e = h,$ м	$w_0,$ кгс/м ²	$k(z_e)$	$\zeta(z_e)$	$w_m^1,$ кгс/м ²	$w_p^2,$ кгс/м ²	$w^3,$ кгс/м ²	$q^4,$ кгс/м
Примечания:							
1. $w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c$, где $c_D = +0,8$ – для наветренной стороны, $c_E = -0,5$ – для подветренной стороны.							
2. $w_p = w_m \cdot \zeta(z_e) \cdot \nu$, где ν принимается в зависимости от параметров ρ и χ .							
3. $w = w_m + w_p$.							
4. $q = w \cdot B \cdot \gamma_f$, где B – шаг колонн, м; $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по нагрузке.							

Пример № 5

Сбор ветровых нагрузок на поперечную раму каркаса здания

Требуется определить ветровые нагрузки на поперечную раму каркаса одноэтажного промышленного здания в соответствии с требованиями СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» при следующих исходных данных: район строительства – г. Новый Уренгой; длина здания $D/L=192$ м; высота здания $h=24,0$ м; пролет $L=30$ м; шаг колонн $B=12$ м. Конструктивная схема поперечной рамы каркаса здания с ограждающими конструкциями представлена на рис. 3.1.

Решение:

По карте 3 СП 20.13330.2011 определяем, что город Новый Уренгой относится к III ветровому району. Нормативное значение ветрового давления по таблице 11.1 СП 20.13330.2011 равно $w_0=38$ кгс/м².

Аэродинамические коэффициенты для ветрового давления с наветренной и подветренной сторон принимаются равными +0,8 и –0,5 соответственно.

Так как отметка верха парапета составляет 24 м, коэффициенты $k(z_e)$ и $\zeta(z_e)$ определяем линейной интерполяцией в интервале между значениями z_e равными 20 и 40 м.

Коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра ν при $\rho = b = 192$ м и $\chi = h = 24$ м по таблице 11.6 СП 20.13330.2011 равен 0,52.

Расчет ветровой нагрузки представлен в таблице 3.6. Схема ветровой нагрузки приведена на рис. 3.5.

Таблица 3.6

Расчет ветровой нагрузки на поперечную раму здания

z_e $=h$, м	w_0 , кгс/м ²	$k(z_e)$	$\zeta(z_e)$	w_m , кгс/м ²	w_p , кгс/м ²	w , кгс/м ²	q , кгс/м
20		1,25	0,69				
40		1,50	0,62				
24	38	1,30	0,676	39,5 (-24,7)	13,9 (-8,7)	53,4 (-33,4)	897 (-561)

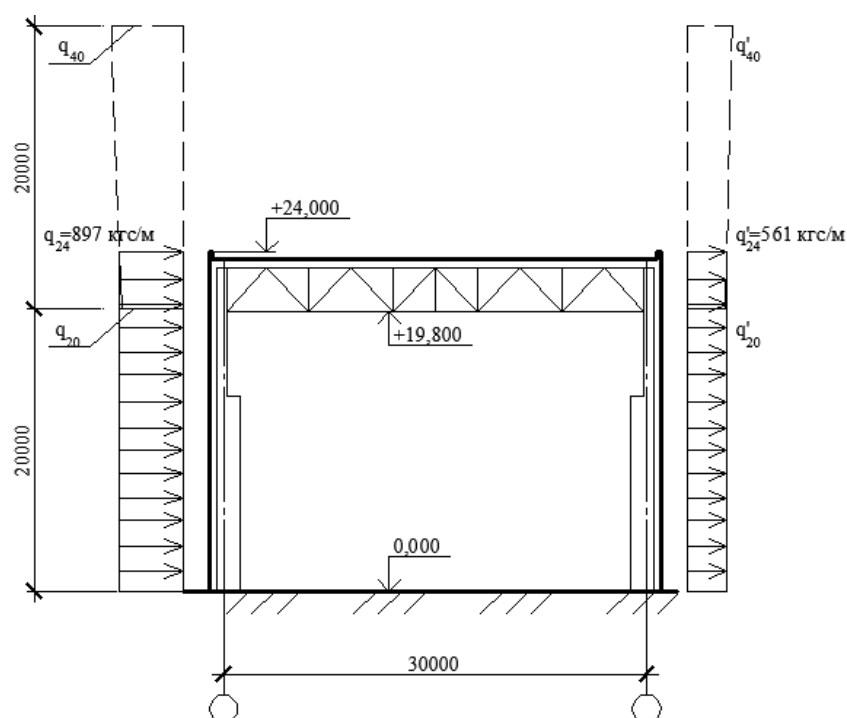


Рисунок 3.5 – Схема ветровой нагрузки на поперечную раму каркаса здания (к примеру №5)

3.4 Крановые воздействия

Воздействия от мостовых опорных кранов на каркас производственного здания передаются в вертикальном и горизонтальных (вдоль и поперек здания) направлениях.

Различают следующие виды крановых нагрузок (рис. 3.6):

- **вертикальная, передаваемая колесами** кранов на балки кранового пути⁴;
- **горизонтальная**, направленная поперек кранового пути и **вызываемая торможением электрической тележки крана**;
- **горизонтальная**, направленная поперек кранового пути и **вызываемая перекосами** мостовых электрических кранов **и непараллельностью крановых путей**;
- **горизонтальная**, направленная вдоль кранового пути, **от торможения моста крана**.

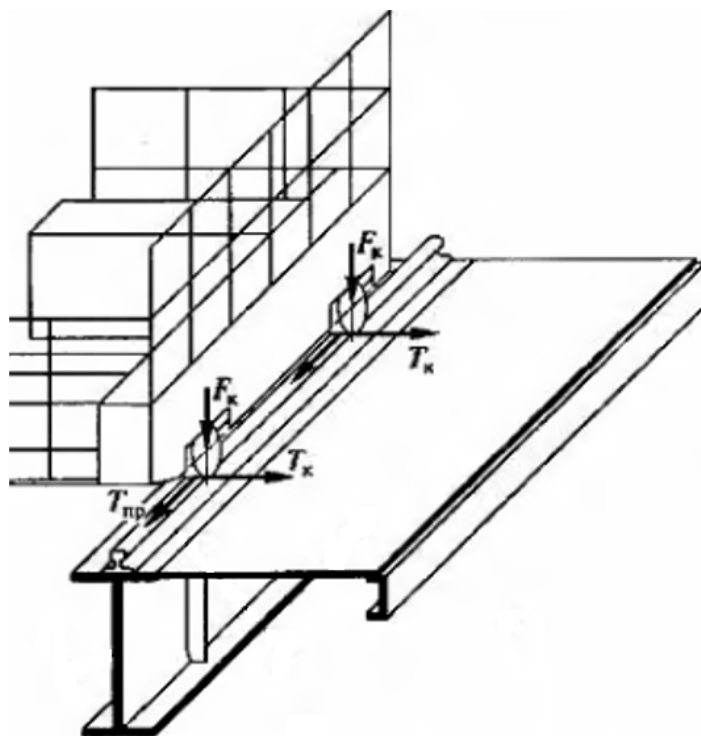


Рисунок 3.6 – Схема крановых нагрузок, передаваемых на балку кранового пути колесами крана

Учитывая динамический характер воздействий крана на строительные конструкции величина крановых нагрузок зависит не только от грузоподъемности крана и его собственного веса, но и от **режима работы крана**, кото-

⁴ Под крановым путем понимаются обе балки, несущие один мостовой кран, и все балки, несущие один подвесной кран (две балки - при однопролетном, три - при двухпролетном подвесном кране и т.п.).

рый характеризует его использование по грузоподъемности, а также по времени или числу циклов⁵ работы. Особые требования предъявляются к конструкциям зданий, оборудованных кранами тяжелых режимов работы 7К-8К.

Вертикальная крановая нагрузка задается с учетом неблагоприятной ситуации, когда тележка крана с максимальным грузом смещена в крайнее положение (максимально возможный подход крана к колонне), в таком случае со стороны груза на балку кранового пути колесами крана будет передаваться максимальная нагрузка $F_{\max}$, в то же время с противоположной стороны будет передаваться минимальная нагрузка $F_{\min}$.

Горизонтальная нагрузка от торможения тележки крана определяется расчетным путем в зависимости от способа подвеса груза (гибкого или жесткого) и учитывается только для одной стороны кранового пути – той, к которой приближена тележка с грузом. Данная нагрузка T_k передается колесами крана на балку кранового пути и имеет двойное направление (внутрь и наружу пролета).

Вертикальная крановая нагрузка и горизонтальная нагрузка от торможения тележки крана учитываются при расчете поперечных рам зданий и балок крановых путей.

Горизонтальная нагрузка, вызываемая перекосами мостовых электрических кранов **и непараллельностью крановых путей**, оказывает существенное влияние на балки кранового пути только при тяжелых режимах работы крана (7К, 8К), принимается равной $0,2F_{\max}$ для каждого ходового колеса и не рассматривается в сочетаниях совместно с горизонтальной нагрузкой от торможения тележки крана T_k .

Горизонтальная нагрузка от торможения моста крана, направленная вдоль кранового пути, принимается равной 10% от суммы вертикальных максимальных крановых нагрузок $F_{\max}$, передаваемых на балку кранового пути колесами крана, и учитывается при расчете продольных конструкций каркаса.

Нормативные значения максимальных вертикальных нагрузок F_H , передаваемых колесами кранов на балки кранового пути, а также габариты кранов, их вес и другие данные, необходимые для расчета, следует принимать в соответствии с требованиями государственных стандартов на краны, а для нестандартных кранов - в соответствии с данными, указанными в паспортах заводов-изготовителей. В учебных целях для расчета крановых воздействий от мостовых опорных кранов можно воспользоваться справочными данными, приведенными в приложении А учебного пособия.

Коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок принимается равным $\gamma_f=1,2$ для всех режимов работы.

⁵ Цикл работы – совокупность операций, связанных с передвижением крана при работе, от момента, когда кран готов к подъему груза, до момента готовности к подъему следующего груза.

При расчете прочности и устойчивости балок кранового пути и их креплений к несущим конструкциям ударный характер крановой нагрузки, связанный с движением кранов по неровностям кранового пути и стыкам рельсов, учитывается *коэффициентом динамичности* $\gamma_d=1,2$, на который следует умножать расчетные значения вертикальных нагрузок. В остальных случаях коэффициент динамичности для крановых нагрузок не учитывается, $\gamma_d=1,0$.

Расчетное значение вертикальной максимальной крановой нагрузки на балку от колеса крана $F_{\max}$ будет равно:

$$F_{\max} = F_H \cdot \gamma_f \cdot \gamma_d, \quad (3.11)$$

где F_H – нормативное значение максимальной вертикальной нагрузки от колеса крана (по справочным данным).

Нормативное значение минимальной крановой нагрузки от колеса крана не приводится в справочных данных стандартов и паспортов, для его определения можно воспользоваться выражением:

$$F_{H,\min} = \frac{Q + G_{кр}}{n_0} - F_H, \quad (3.12)$$

где Q – грузоподъемность крана (по заданию);

$G_{кр}$ – вес крана (по справочным данным);

n_0 – число колес крана с одной стороны (при $Q \leq 50$ т - $n_0=2$; при $80 \leq Q \leq 125$ т - $n_0=4$; у кранов грузоподъемностью $Q=160$ т и более - $n_0=8$);

F_H – нормативное значение максимальной вертикальной нагрузки от колеса крана (по справочным данным).

Расчетное значение вертикальной минимальной крановой нагрузки на балку от колеса крана $F_{\min}$ будет равно:

$$F_{\min} = F_{H,\min} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_d. \quad (3.13)$$

Нормативное значение горизонтальной нагрузки от торможения тележки крана T_{kn} принимается равным:

$$T_{kn} = k \cdot \frac{Q + G_{тел}}{n_0}, \quad (3.14)$$

где Q – грузоподъемность крана (по заданию);

$G_{тел}$ – вес тележки крана (по справочным данным);

n_0 – число колес крана с одной стороны (при $Q \leq 50$ т - $n_0=2$; при $80 \leq Q \leq 125$ т - $n_0=4$; у кранов грузоподъемностью $Q=160$ т и более - $n_0=8$);

k – коэффициент, принимаемый 0,05 для кранов с гибким подвесом груза и 0,1- при жестком подвесе груза.

Соответственно, *расчетное значение горизонтальной нагрузки от торможения тележки крана* T_k будет равно:

$$T_k = T_{kn} \cdot \gamma_f. \quad (3.15)$$

При расчете элементов каркаса здания вертикальная крановая нагрузка принимается в однопролетных зданиях, как правило, от двух наиболее неблагоприятных по воздействию мостовых или подвесных кранов, а в многопролетных зданиях – не более чем от четырех кранов, расположенных по два в смежных пролетах в одном створе. При этом горизонтальные нагрузки учитываются в обоих случаях не более чем от двух кранов, только в многопролетных зданиях рассматривается дополнительно случай торможения тележек кранов, находящихся в смежных пролетах в одном створе.

Горизонтальные нагрузки от продольного торможения крана и поперечного торможения тележки крана в одном расчетном сочетании не учитываются.

При рассмотрении нагрузки от двух или четырех кранов расчетные значения крановых нагрузок следует умножать на *коэффициент сочетаний* ψ_l , учитывающий вероятность появления данной расчетной ситуации:

- при учете двух кранов $\psi_l = 0,85$ для групп режимов работы кранов 1К-6К и $\psi_l = 0,95$ - для групп режимов работы кранов 7К, 8К;
- при учете четырех кранов $\psi_l = 0,7$ для групп режимов работы кранов 1К-6К и $\psi_l = 0,8$ - для групп режимов работы кранов 7К, 8К.

Учитывая подвижный характер крановой нагрузки, ее воздействие на элементы каркаса здания (подкрановые конструкции, колонны каркаса, подстропильные фермы при подвесных кранах) изменчиво, и для расчетов конструкций необходимо определить невыгоднейшее положение кранов по отношению к балкам кранового пути.

Для определения максимального вертикального давления крана на колонну прибегают к построению *линии влияния* для двух смежных подкрановых балок, опирающихся на нее (рис. 3.7).

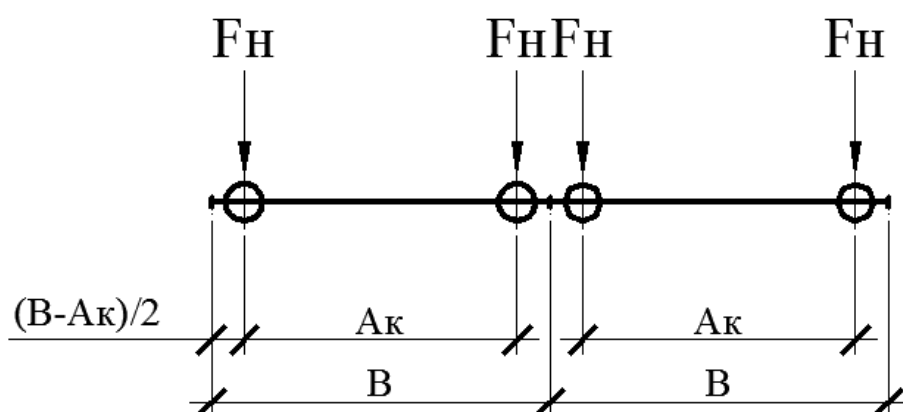


Рисунок 3.7 – Геометрическая схема крановой нагрузки от двух сближенных кранов

Невыгоднейшим положением двух кранов является такое, когда одно из крайних колес сближенных кранов находится над средней опорой (рис. 3.8).

Максимальное вертикальное давление крана на колонну, определенное по линии влияния, будет равно:

$$D_{\max} = \psi_l \cdot \sum_{i=1}^n (F_{\max,i} \cdot y_i), \quad (3.16)$$

где ψ_l - коэффициент сочетаний при учете двух кранов;

$F_{\max,i}$ - максимальное давление колеса крана (следует учитывать, что при числе колес крана с одной стороны базы четыре или восемь давление на эти колеса неодинаковое);

y_i - ордината линии влияния под колесом крана;

n – число ординат на линии влияния с учетом неблагоприятной расстановки кранов.

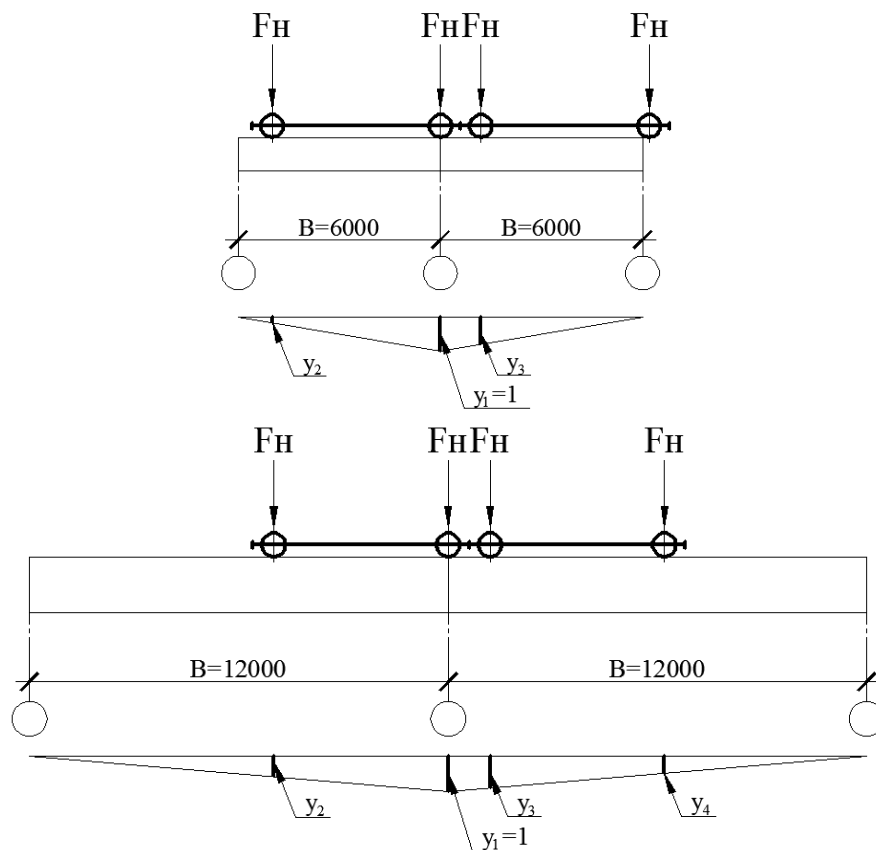


Рисунок 3.8 – К определению давлений на колонну от колес двух кранов

Минимальное вертикальное давление крана и горизонтальная нагрузка от торможения тележки крана вычисляются аналогично:

$$D_{\min} = \psi_l \cdot \sum_{i=1}^n (F_{\min,i} \cdot y_i); \quad (3.17)$$

$$T = \psi_l \cdot \sum_{i=1}^n (T_{k,i} \cdot y_i). \quad (3.18)$$

Алгоритм сбора крановых нагрузок на элементы каркаса здания

1. По справочным данным (государственным стандартам на краны, паспортам заводов-изготовителей или **приложению А учебного пособия**) определяем размеры базы крана, вес крана, вес тележки крана и нормативное значение максимальной нагрузки на колесо крана.

2. Определяем расчетное значение вертикальной максимальной нагрузки от колеса крана по формуле (3.11), для расчета подкрановой балки с учетом коэффициента динамичности $\gamma_d=1,2$, для расчета колонны – при $\gamma_d=1,0$.

3. Определяем нормативное значение вертикальной минимальной нагрузки от колеса крана по формуле (3.12) и соответствующие расчетные значения по формуле (3.13): для расчета подкрановой балки с учетом коэффициента динамичности $\gamma_d=1,2$, для расчета колонны – при $\gamma_d=1,0$.

4. Вычисляем величину нормативного значения горизонтальной нагрузки от поперечного торможения тележки крана по формуле (3.14) и соответствующее расчетное значение по формуле (3.15).

5. Для определения крановой нагрузки на колонну каркаса здания строим геометрическую схему двух смежных подкрановых балок с расстановкой на них колес от двух сближенных кранов (рис. 3.8) и вычисляем ординаты линии влияния y_i .

6. По формулам (3.16), (3.17) и (3.18) определяем расчетные значения максимального и минимального вертикального кранового давления на колонну и тормозной силы.

Пример № 6

Сбор крановых нагрузок на элементы каркаса здания

Требуется определить крановые нагрузки на подкрановую балку и колонны поперечной рамы каркаса одноэтажного промышленного здания в соответствии с требованиями СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» при следующих исходных данных: шаг колонн $B=12$ м; пролет $L=30$ м; грузоподъемность мостовых кранов $Q=80$ т; режим работы – 5К.

Решение:

Размеры базы крана грузоподъемностью $Q=80$ т определены по справочным данным **приложения А учебного пособия** и представлены на рис. 3.9.

Масса крана грузоподъемностью $Q=80$ т пролетом $L_k=28$ м (по справочным данным) равна $G_{кр}=110$ т, масса тележки крана – $G_{тел}=33$ т, нормативное значение максимальной вертикальной нагрузки от колес крана: $F_H = 367$ кН, $F_{iH} = 392$ кН.

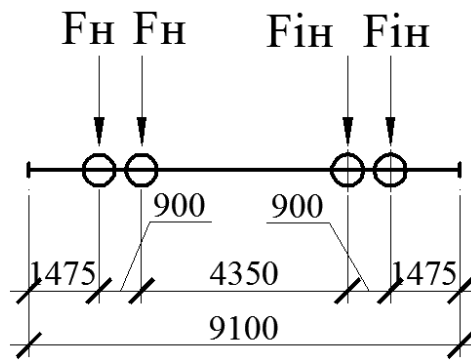


Рисунок 3.9 – Размеры базы крана грузоподъемностью $Q=80$ т (к примеру №6)

Расчетное значение вертикальной максимальной крановой нагрузки на балку от колеса крана $F_{\max}$ будет равно:

– для расчета подкрановой балки:

$$F_{\max} = 36700 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 52848 \text{ (кгс)};$$

$$F_{i\max} = 39200 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 56448 \text{ (кгс)};$$

– для расчета колонны:

$$F_{\max} = 36700 \cdot 1,2 = 44040 \text{ (кгс)};$$

$$F_{i\max} = 39200 \cdot 1,2 = 47040 \text{ (кгс)}.$$

Нормативное значение минимальной крановой нагрузки от колеса крана определим по выражению:

$$F_{H,\min} = \frac{Q + G_{kp}}{n_0} - \frac{F_H + F_{iH}}{2} = \frac{80000 + 110000}{4} + \frac{36700 + 39200}{2} = 9550 \text{ (кгс)}.$$

Расчетное значение вертикальной минимальной крановой нагрузки $F_{\min}$:

– для расчета подкрановой балки:

$$F_{\min} = 9550 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 13752 \text{ (кгс)};$$

– для расчета колонны:

$$F_{\min} = 9550 \cdot 1,2 = 11460 \text{ (кгс)}.$$

Нормативное значение горизонтальной нагрузки от торможения тележки крана T_{kn} при гибком подвесе груза и коэффициенте $k=0,05$:

$$T_{kn} = 0,05 \cdot \frac{80000 + 33000}{4} = 1413 \text{ (кгс)}.$$

Соответственно, расчетное значение горизонтальной нагрузки от торможения тележки крана T_k будет равно:

$$T_k = 1413 \cdot 1,2 = 1696 \text{ (кгс)}.$$

Построим геометрическую схему двух смежных подкрановых балок пролетами $B=12$ м с расстановкой на них колес от двух сближенных кранов (рис. 3.10) и вычислим ординаты линии влияния y_i :

$$y_1=1,0; y_2=0,49; y_3=0,56; y_4=0,93; y_5=0,75; y_6=0,68; y_7=0,32; y_8=0,24 \text{ м}.$$

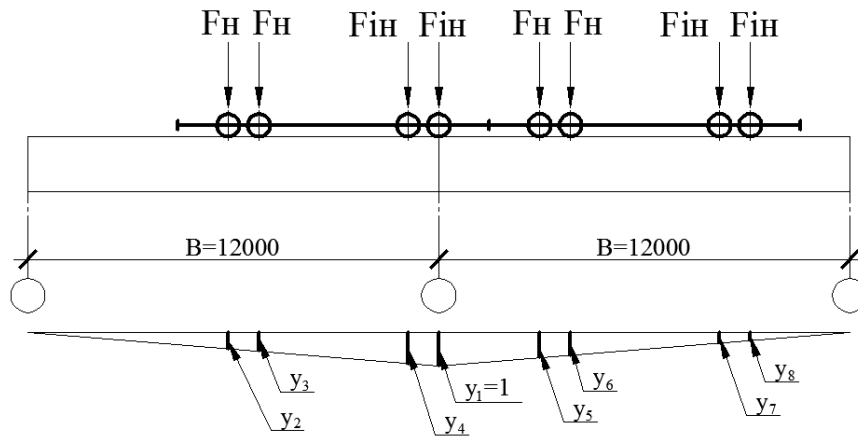


Рисунок 3.10 – К определению давлений на колонну от колес двух кранов
(к примеру №6)

Максимальное вертикальное давление крана на колонну, определенное по линии влияния, с учетом коэффициента сочетаний $\psi_1 = 0,85$ будет равно:

$$D_{\max} = 0,85 \cdot [44040 \cdot (0,49 + 0,56 + 0,75 + 0,68) + 47040 \cdot (0,93 + 1,0 + 0,32 + 0,24)] = 192397 \text{ (кгс)}.$$

Минимальное вертикальное давление крана:

$$D_{\min} = 0,85 \cdot 9550 \cdot (0,49 + 0,56 + 0,93 + 1,0 + 0,75 + 0,68 + 0,32 + 0,24) = 40344 \text{ (кгс)}.$$

Горизонтальная нагрузка от торможения тележки крана:

$$T = 0,85 \cdot 1696 \cdot (0,49 + 0,56 + 0,93 + 1,0 + 0,75 + 0,68 + 0,32 + 0,24) = 7165 \text{ (кгс)}.$$

4 СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ КАРКАСА

4.1 Варианты расчетных схем каркаса промышленного здания

В настоящее время возможности современных счетных компьютерных программ позволяют проводить анализ моделей конструкций любой сложности.

Для металлического каркаса одноэтажного промышленного здания, оборудованного мостовыми кранами, расчетная модель может быть сформирована в виде *пространственной (3D) или плоской (2D) расчетной модели*.

3D-модель каркаса здания более трудоемка в построении, требует поэтапного контроля схемы для исключения накопления ошибок, поэтому ее применение нуждается в обосновании. При моделировании поперечной рамы каркаса (2D-модель) возможны упрощения расчетной схемы, это позволяет уменьшить объем ввода исходных данных и быстрее получить результаты.

Поэтому, при необходимости оперативно оценить работу поперечной рамы каркаса лучшим способом задания расчетной схемы является *упрощенный вариант плоской поперечной рамы со стержнями эквивалентной жесткости*. Также этот способ моделирования подходит для поиска оптимального решения по минимуму усилий в определенных сечениях или площадях усилий по стержням рамы. Проверка несущей способности элементов в данном случае выполняется вручную либо с использованием расчетных модулей с ручным вводом исходных данных (без автоматизированной передачи) [13].

Чтобы воспользоваться возможностями автоматизированного расчета несущей способности элементов, следует *моделировать сечения элементов как есть*, без упрощений. Для этого требуется предварительный расчет элементов или, как минимум, подбор аналога по параметрам рамы и ее нагрузжений.

При наличии мостовых кранов дополнительно требуется *учет пространственной работы каркаса*. В таком случае самый точный анализ работы элементов каркаса может быть получен на основе построения пространственной модели.

4.2 Практические методы расчета

В учебных целях рассматривается расчет плоской поперечной рамы каркаса одноэтажного промышленного здания, оборудованного мостовыми кранами. Расчет поперечной рамы является весьма распространенной задачей в практике рабочего проектирования, так как для металлических кар-

касов одноэтажных зданий рамно-связевая конструктивная система является наиболее применимой, и в составе такой системы поперечные рамы работают почти одинаково.

Расчетная модель поперечной рамы каркаса строится на основе конструктивной схемы с заданными геометрическими размерами длин и сечений элементов.

Расчет поперечной рамы может выполняться с помощью счетных программных комплексов, в большинстве своем реализующих метод конечных элементов (МКЭ), либо вручную с использованием аналитических методов строительной механики, таких как метод перемещений, метод сил.

Метод конечных элементов, основанный на дискретизации расчетных схем и применении матрицы жесткости стержня, широко используется программистами при написании компьютерных программ для расчета конструкций. Подробно о развитии МКЭ, его достоинствах и недостатках можно прочитать в книге А.С. Городецкого, И.Д. Евзерова «Компьютерные модели конструкций» [14].

При расчете в программе сечения элементов рамы задаются из баз сортаментов металлопроката или вводом параметрических данных – геометрических (площадь сечения A , моменты инерции относительно главных осей I_y , I_z , I_t и др.) и механических (модель упругости E , модуль сдвига G , коэффициент поперечных деформаций ν) характеристик сечений.

При ручном расчете поперечной рамы достаточно использовать соотношения поперечных жесткостей сечений элементов EI .

Схема перехода от конструктивной к расчетной схеме для поперечной рамы каркаса одноэтажного промышленного здания представлена на рис. 4.1.

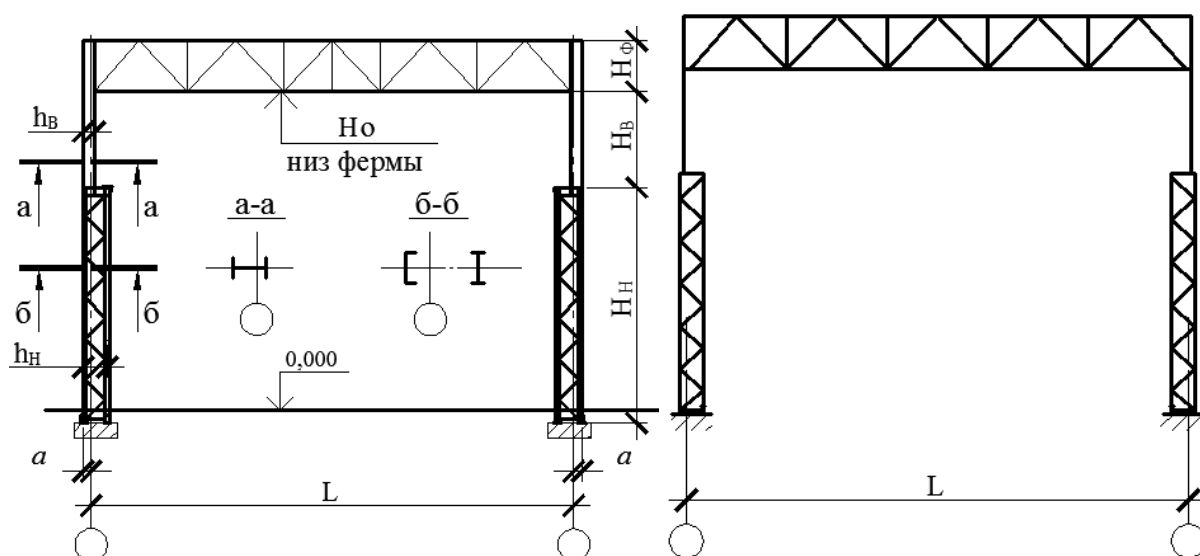


Рисунок 4.1 – Конструктивная (слева) и расчетная (справа) схемы поперечной рамы каркаса одноэтажного промышленного здания

Подробное описание алгоритма расчета поперечной рамы одноэтажного промышленного здания в счетном программном комплексе содержится в учебном пособии под редакцией А.А. Нилова «Современные технологии расчета и проектирования металлических и деревянных конструкций» [15].

Ниже рассмотрен ручной расчет поперечной рамы промышленного здания как основополагающий для профессиональной компетентности инженера-расчетчика, предоставляющий ему возможность проводить верификацию результатов расчета, полученных с помощью компьютерного моделирования в счетных программных комплексах.

4.3 Построение упрощенной расчетной схемы поперечной рамы

Построение расчетной схемы конструкции является отдельной инженерной задачей. Правильно выбранная детализация расчетной модели позволяет не только получить результаты, имеющие прикладное значение, но и при этом сэкономить время на расчет, а самое главное, упростить анализ результатов расчета [16].

Для облегчения расчета поперечной рамы каркаса вводятся следующие упрощения:

- 1) сквозные элементы (ферма, нижняя часть колонны) заменяются сплошными стержнями эквивалентной жесткости;
- 2) ось эквивалентного ригеля-стержня принимается на отметке нижнего пояса фермы;
- 3) оси верхней и нижней частей колонны совмещаются с введением дополнительных изгибающих моментов в месте изменения сечения колонны;
- 4) при симметричном нагружении рамы пренебрегаем весьма малыми линейными перемещениями верхних узлов рамы;
- 5) при несимметричном нагружении и условно бесконечной жесткости ригеля пренебрегаем весьма малыми углами поворота верхних узлов рамы;
- 6) статический расчет рамы ведется по недеформированной схеме.

Замена решетчатых элементов рамы стержнями эквивалентной жесткости приводит в существенному сокращению количества элементов в расчетной системе и значительно упрощает ее. Моменты инерции сквозных ригелей и колонн рам могут быть вычислены по формуле (2.1) учебного пособия, при этом площади сечений поясов ферм и ветвей колонн задаются на основании предварительного расчета или по проектам-аналогам.

Положение эквивалентного ригеля принимается на уровне нижнего пояса фермы (рис. 4.2), что позволяет учесть податливость фланцевых со-

единений ригеля с колоннами, приводящую к снижению моментов в рамных узлах.

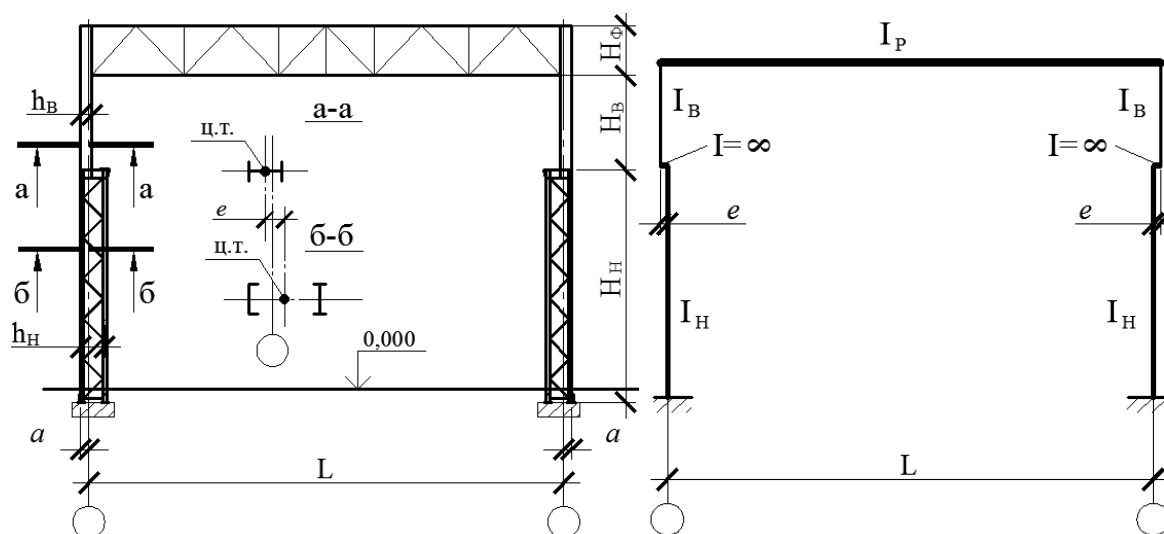


Рисунок 4.2 – Конструктивная (слева) и упрощенная расчетная (справа) схемы поперечной рамы

При построении стержней на расчетной схеме их оси проходят через центры тяжести поперечных сечений. В случае ступенчатых колонн между центрами тяжести верхнего и нижнего участков образуется эксцентриситет e , который может быть определен по приближенному выражению:

$$e \approx (0,5 \dots 0,55)h_H - 0,5h_B, \quad (4.1)$$

где h_H, h_B – высота сечения колонны соответственно в нижней и верхней частях, задаваемые при компоновке поперечной рамы.

Для понижения степени статической неопределимости системы оси верхней и нижней частей колонны совмещаются с введением дополнительных изгибающих моментов $M = F \cdot e$ в месте изменения сечения колонны (рис. 4.3).

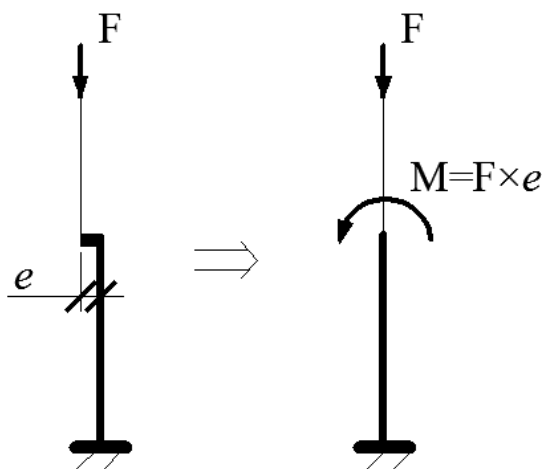


Рисунок 4.3 – Совмещение осей верхней и нижней частей колонны

Упрощенная расчетная схема поперечной рамы после совмещения осей верхней и нижней частей колонны представлена на рис. 4.4.

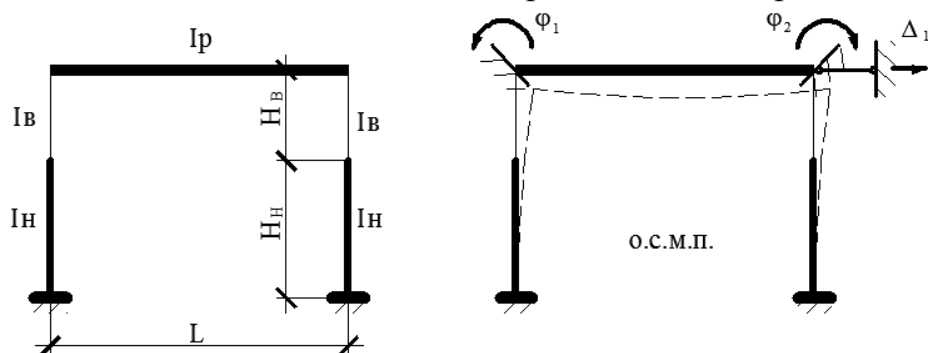


Рисунок 4.4 - Упрощенная расчетная схема поперечной рамы (окончательный вид) и основная система метода перемещений

Рама трижды статически неопределима. Система канонических уравнений метода перемещений имеет вид:

$$\begin{cases} r_{11}\varphi_1 + r_{12}\varphi_2 + r_{13}\Delta_1 + R_{1p} = 0; \\ r_{21}\varphi_1 + r_{22}\varphi_2 + r_{23}\Delta_1 + R_{2p} = 0; \\ r_{31}\varphi_1 + r_{32}\varphi_2 + r_{33}\Delta_1 + R_{3p} = 0. \end{cases} \quad (4.2)$$

Дополнительные упрощения в расчетах позволяют снизить степень статической неопределимости до первой. Для этого рассматриваются два варианта деформирования поперечной рамы:

- симметричное (при постоянной и снеговой нагрузках);
- несимметричное (ветер, вертикальная и горизонтальная крановые нагрузки).

При симметричном нагружении и деформировании рамы горизонтальное линейное перемещение считается пренебрежимо малым по сравнению с угловыми перемещениями $\Delta_1 \approx 0$, а угловые перемещения примерно равны между собой $\varphi_1 \approx \varphi_2$ (рис. 4.5).

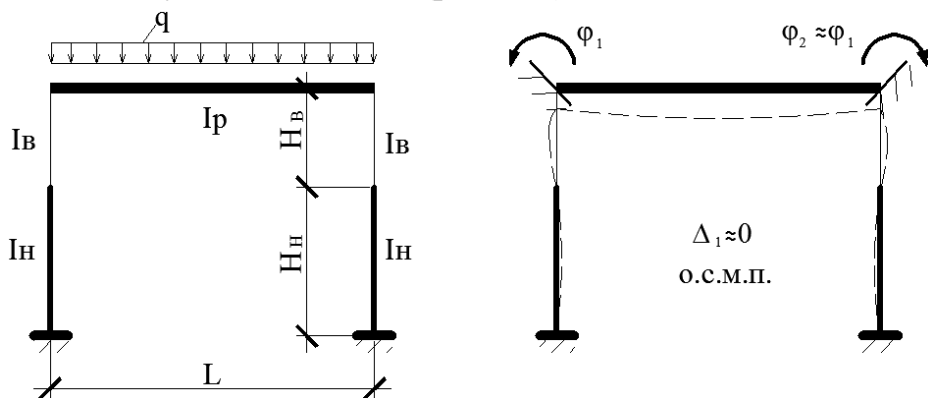


Рисунок 4.5 – Схема деформирования рамы при симметричном нагружении и основная система метода перемещений при $\Delta_1 \approx 0$ и $\varphi_1 \approx \varphi_2$

Каноническое уравнение метода перемещений в таком случае имеет вид:

$$r_{11}\varphi_1 + R_{1p} = 0. \quad (4.3)$$

Известно, что при расчете поперечной рамы на нагрузки, не приложенные непосредственно к ригелю, его деформации практически не влияют на величину расчетных усилий, и в связи с этим можно принять жесткость ригеля бесконечно большой $I_p = \infty$ при условии:

$$k \geq \frac{6}{1 + 1,1\sqrt{\mu}}, \quad (4.4)$$

где

$$k = \frac{I_p \cdot H}{L \cdot I_H}, \quad (4.5)$$

$$\mu = \frac{I_H}{I_B} - 1. \quad (4.6)$$

При несимметричном нагружении (горизонтальные нагрузки от ветра и торможения кранов, неравные моменты на колоннах от вертикальной крановой нагрузки) и деформировании рамы также можно пренебречь весьма малыми углами поворота верхних узлов рамы $\varphi_1 \approx \varphi_2 \approx 0$ (рис. 4.6).

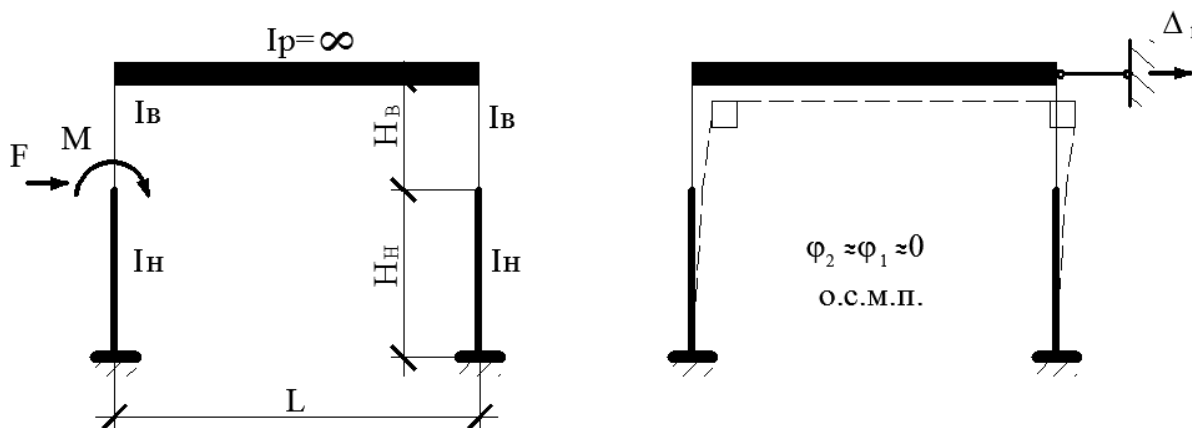


Рисунок 4.6 – Схема деформирования рамы при несимметричном нагружении и основная система метода перемещений при $\varphi_1 \approx \varphi_2 \approx 0$ и $\Delta_1 \neq 0$

Каноническое уравнение метода перемещений при $\varphi_1 = \varphi_2 = 0$ и $\Delta_1 \neq 0$ имеет вид:

$$r_{11}\Delta_1 + R_{1p} = 0. \quad (4.7)$$

И последнее допущение, вводимое при расчете поперечной рамы, касается определения внутренних усилий в раме по недеформированной схеме, то есть при нулевых деформациях. В действительности стержни рамы деформируются, меняются характеристики сечений и очертания стержней, что приводит к изменению внутренних усилий.

4.4 Назначение жесткостей элементам поперечной рамы

Для расчета поперечной рамы, являющейся статически неопределимой системой, необходимы данные по жесткостным характеристикам стержней.

При расчете в компьютерной программе характеристики сечений верхней и нижней частей колонн и фермы могут быть заданы параметрически:

$$EI_B = 1 \cdot 10^{-3} \text{ кН} \cdot \text{м}^2; EI_H = (5 \dots 10) \cdot 10^{-3} \text{ кН} \cdot \text{м}^2; EI_P = (20 \dots 40) \cdot 10^{-3} \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$EA_B = EA_H = EA_P = 0,5 \cdot 10^{-3} \text{ кН}.$$

Для ручного счета достаточно задать соотношение жесткостей:

$$I_H / I_B = 5 \dots 10; I_P / I_H = 2 \dots 6; I_P / I_B = 20 \dots 40.$$

Также соотношение жесткостей для нижней и верхней частей колонны может быть определено по формуле [17]:

$$\frac{I_H}{I_B} = k \left(\frac{h_H}{h_B} \right)^2, \quad (4.8)$$

где $k = 1, 2 \dots 1, 6$ – коэффициент, учитывающий грузоподъемность мостовых кранов $Q = 10 \dots 100$ т.

Используя проекты-аналоги можно вычислить фактические геометрические характеристики сечений и по ним определить соотношения жесткостей, при этом они могут не совпадать с рекомендуемыми диапазонами, что не является ошибкой.

Типовые решения ступенчатых колонн и ферм металлических каркасов промышленных зданий приведены в альбомах чертежей [10, 11, 12]. В таблицах 4.1 и 4.2 представлены справочные данные для подбора сечений ступенчатых колонн и ферм.

Считается, что если после предварительного расчета рамы изгибные жесткости подобранных сечений элементов отличаются от исходных не более чем на 30%, то повторный расчет проводить не требуется.

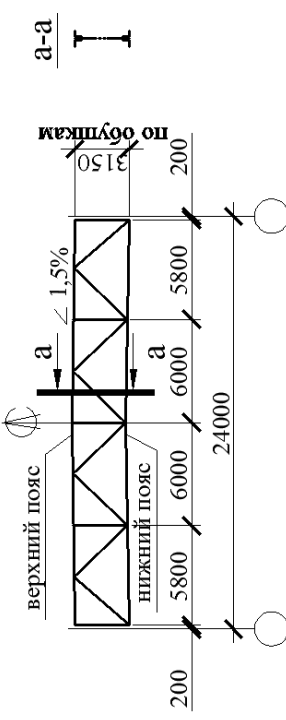
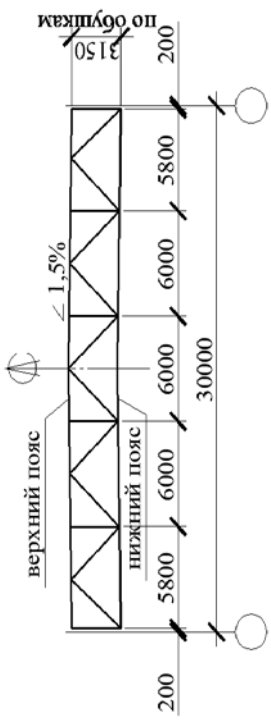
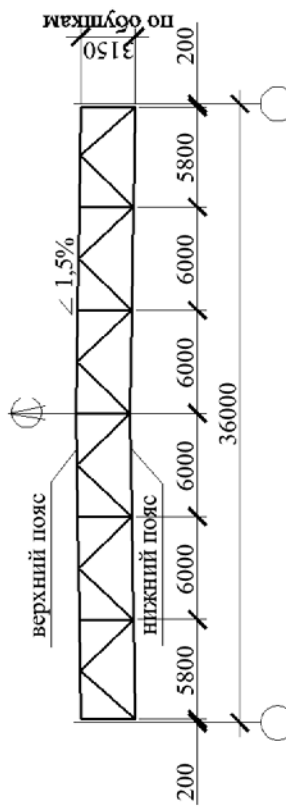
Таблица 4.1

Колонны ступенчатые для металлических каркасов промышленных зданий

Общий вид колонны	Грузо- подъемность крана Q, т	Отм. низа стр. констр., м Пролет, м	Надкрановая часть		Подкрановая часть	
			стенка полка		наружная ветвь (н.в.)	внутренняя ветвь (в.в.)
	20	$\frac{10,8}{24}$	$\frac{400 \times 8}{280 \times 10}$	[36	I 36	
	32	$\frac{14,4}{24}$	$\frac{400 \times 8}{320 \times 12}$	[40	I 40	
	50	$\frac{16,2}{24}$	$\frac{400 \times 8}{320 \times 16}$	ГН [500×152×12	$\frac{500 \times 12}{200 \times 10}$	
	80	$\frac{16,2}{30}$	$\frac{400 \times 8}{360 \times 20}$	ГН [500×177×12	$\frac{500 \times 12}{280 \times 12}$	
	80	$\frac{18,0}{30}$	$\frac{400 \times 8}{360 \times 20}$	ГН [630×162×12	$\frac{630 \times 16}{280 \times 12}$	
	100	$\frac{18,0}{30}$	$\frac{400 \times 8}{360 \times 20}$	ГН [630×162×12	$\frac{630 \times 16}{280 \times 12}$	

Таблица 4.2

Фермы стропильные с параллельными поясами для металлических каркасов

Общий вид фермы	Пролет L , м	Погонная нагрузка q , кН/м	Сечения поясов	
			верхний пояс	нижний пояс
	24	31,0	2 L 125x8	2 L 100x6,5
		60,0	2 L 160x10	2 L 125x10
	30	31,5	2 L 140x10	2 L 125x9
		69	2 L 200x13	2 L 160x16
	36	36,5	2 L 160x12	2 L 125x12
		67	2 L 200x20	2 L 160x16

Пример № 7

Построение расчетной схемы и назначение жесткостей элементов поперечной рамы каркаса здания

Требуется построить расчетную схему и назначить жесткости элементов поперечной рамы каркаса здания при следующих исходных данных: расчетная температура $t = -53\text{ }^{\circ}\text{C}$ (г. Новый Уренгой); режим эксплуатации здания – отапливаемое; шаг колонн $B = 12\text{ м}$; пролет $L = 30\text{ м}$; грузоподъемность мостовых кранов $Q = 80\text{ т}$; режим работы – 5К; высота от уровня пола до уровня головки кранового рельса $H_{\text{УГР}} = 15,6\text{ м}$; погонная нагрузка на ригель поперечной рамы от веса покрытия, включая собственный вес фермы и связей по покрытию, равна $q_{\text{пост}} = 2052\text{ кгс/м}$ (пример № 3); снеговая нагрузка равна $q_{\text{снег}} = 2400\text{ кгс/м}$ (пример № 4). Конструктивная схема поперечной рамы каркаса представлена на рис. 2.3.

Решение:

Упрощенная расчетная схема поперечной рамы с учетом высоты нижней и верхней частей колонн и пролета приведена на рис. 4.7.

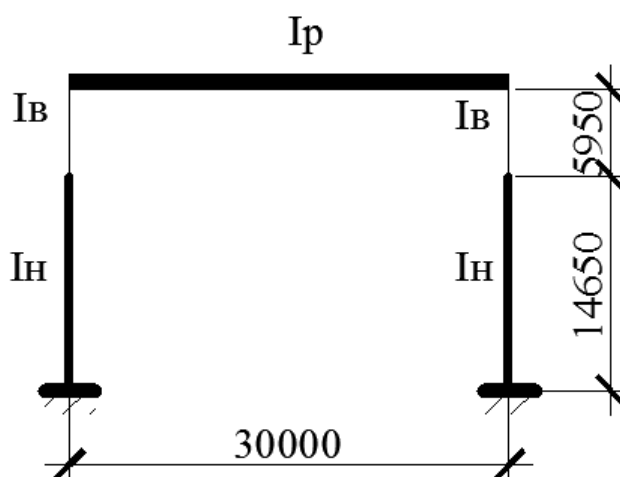


Рисунок 4.7 – Расчетная схема поперечной рамы (к примеру № 7)

Согласно ранее произведенным расчетам постоянной и снеговой нагрузок на покрытие суммарная погонная нагрузка на ферму покрытия составляет $q = 4452\text{ кгс/м} \approx 44,52\text{ кН/м}$. По справочным данным (табл. 4.2) верхний пояс фермы пролетом 30 м при погонной нагрузке $q = 31,5\text{ кН/м}$ имеет сечение 2 L 140×10, а при нагрузке $q = 69,0\text{ кН/м}$ – 2 L 200×13. Нижний пояс соответственно 2 L 125×9 и 2 L 160×16.

Современный сокращенный сортамент не содержит некоторых сечений, заложенных в серии типовых металлических конструкций, в таком случае принимаем ближайший номер металлопроката. Например, в нашем случае, в сокращенном сортаменте отсутствует уголок L 200×13, принимаем площадь по ближайшему номеру L 200×14.

Для определения требуемых площадей сечений используем линейную интерполяцию:

– для верхнего пояса требуемая площадь уголка составного сечения

$$A_{mp} = \frac{54,6 - 27,3}{69 - 31,5} \cdot (44,52 - 31,5) + 27,3 = 36,8 \text{ (см}^2\text{)};$$

– для нижнего пояса требуемая площадь уголка составного сечения

$$A_{mp} = \frac{49,1 - 22}{69 - 31,5} \cdot (44,52 - 31,5) + 22 = 31,4 \text{ (см}^2\text{)}.$$

По полученным данным принимаем сечение верхнего пояса фермы из парных уголков 2 L 180×11 с площадью сечения $A_B = 38,8 \times 2 = 77,6 \text{ см}^2$, сечение нижнего пояса - 2 L 160×10 с площадью сечения $A_H = 31,4 \times 2 = 62,8 \text{ см}^2$.

Момент инерции сечения фермы при высоте $h = 3,15 \text{ м}$ определим по формуле (2.1):

$$I_p = 0,9 \frac{77,6 \cdot 62,8 \cdot 315^2}{77,6 + 62,8} = 3099687 \text{ (см}^4\text{)}.$$

Для ступенчатой колонны по справочным данным (табл. 4.1) принимаем для верхней части колонны составное сварное сечение из стенки размерами 700×8 мм (с учетом предварительно подобранной высоты сечения) и полок размерами 360×20 мм. Нижняя часть колонны - из двух ветвей: сечение наружной ветви (н.в.) принимаем из гнутого швеллера ГН [630×162×12, сечение внутренней ветви (в.в.) – составное сварное, из стенки размерами 630×16 мм и полок размерами 280×12 мм. Высота сечения нижней части колонны (с учетом предварительно подобранной высоты сечения) равна 1500 мм.

Момент инерции сечения верхней части колонны определяем по известной формуле Штейнера:

$$I = \sum (I_{i0} + A_i \cdot y_i^2), \quad (4.9)$$

где I_{i0} – момент инерции элементарной фигуры относительно собственного центра тяжести;

A_i – площадь сечения элементарной фигуры;

y_i – расстояние между собственным центром тяжести элементарной фигуры и общим центром тяжести всего сечения.

Тогда момент инерции сечения верхней части колонны будет равен:

$$I_B = \frac{0,8 \cdot 70^3}{12} + 2 \left[\frac{36 \cdot 2^3}{12} + 36 \cdot 2 \cdot 36^2 \right] = 209539 \text{ (см}^4\text{)}.$$

Момент инерции сечения нижней части колонны при высоте сечения $h = 1,5 \text{ м}$ определим по формуле (2.1), при этом площадь сечения гнутого

швеллера примем также, как для составного двутавра, по геометрическим размерам сечения⁶: $A_{н.в.}=108,8 \text{ см}^2$; $A_{в.в.}=63 \times 1,6 + 2 \times 28 \times 1,2 = 142,8 \text{ см}^2$. Тогда момент инерции сечения нижней части колонны будет равен:

$$I_H = 0,9 \frac{142,8 \cdot 108,8 \cdot 150^2}{142,8 + 108,8} = 1250465 \text{ (см}^4\text{)}.$$

Соответственно, соотношение жесткостей (моментов инерции) нижней и верхней частей колонны будет равно:

$$\frac{I_H}{I_B} = \frac{1250465}{209539} \approx 6,$$

а соотношение жесткостей ригеля и верхней части колонны будет равно:

$$\frac{I_P}{I_B} = \frac{3099687}{209539} \approx 15.$$

Для ручного статического расчета назначаем следующие жесткости элементов рамы: $I_B=I$; $I_H=6I$; $I_P=15I$.

4.5 Приложение нагрузок на поперечную раму

Нагрузки на поперечную раму собирают отдельно по видам (от собственного веса конструкций, снега, кранов, ветра и т.д.), при этом ширина грузовой площади назначается в зависимости от шага колонн.

Нагрузку от веса конструкций на расчетную схему рамы прикладывают в виде плоской равномерно распределенной нагрузки на ригель рамы:

$$q_{пост} = q_p \cdot B, \quad (4.10)$$

где q_p - расчетная нагрузка от веса покрытия, включая собственный вес ферм и связей, собранная на 1 м^2 поверхности покрытия; и сосредоточенных сил в уровне верхней и нижней частей колонн:

$$\begin{aligned} F_B &= G_{ст,в} + G_{к,в}; \\ F_H &= G_{ст,н} + G_{к,н}, \end{aligned} \quad (4.11)$$

где $G_{ст,в}$ и $G_{ст,н}$ - вес стенового ограждения соответственно в уровне верхней и нижней частях колонны;

$G_{к,в}$ и $G_{к,н}$ - вес надкрановой и подкрановой частей колонны.

Схема приложения постоянной нагрузки на расчетную схему поперечной рамы каркаса приведена на рис. 4.8.

Моменты в уровне уступов колонн от действия постоянной нагрузки принимаются равными:

⁶ Для определения геометрических характеристик сечений различной формы удобно использовать сателлиту SCAD Office Консул.

$$M_{пост} = \left[\frac{q_{пост} \cdot L}{2} + F_B \right] \cdot \frac{h_H - h_B}{2}, \quad (4.12)$$

где L – пролет рамы, м;

h_H и h_B – высота сечения нижней и верхней частей колонны, соответственно, м.

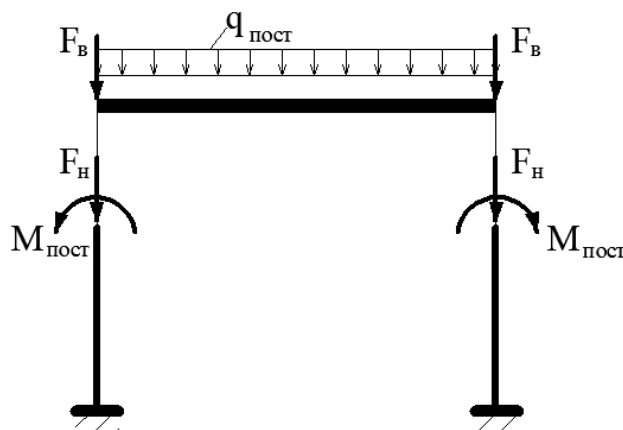


Рисунок 4.8 – Схема приложения постоянной нагрузки на расчетную схему поперечной рамы каркаса

Снеговую нагрузку на расчетную схему рамы прикладывают в виде плоской распределенной нагрузки на ригель рамы, с учетом вариантов распределения коэффициента μ . При равномерно распределенной снеговой нагрузке на покрытие, плоская распределенная нагрузка на ригель рамы будет равна:

$$q_{сн\epsilon\gamma} = S \cdot B, \quad (4.13)$$

где S – расчетная снеговая нагрузка на покрытие, м^2 .

Схема приложения снеговой нагрузки на расчетную схему поперечной рамы каркаса приведена на рис. 4.9.

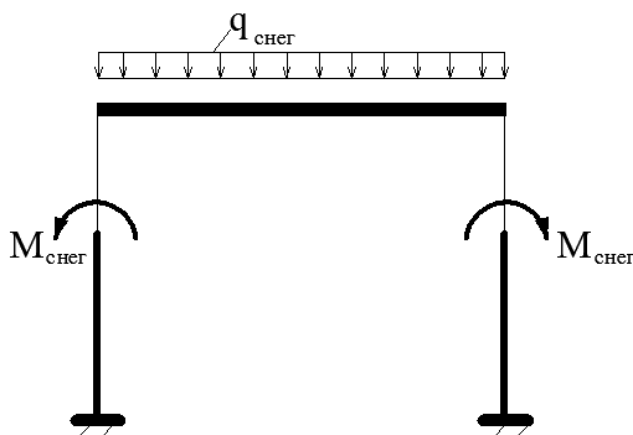


Рисунок 4.9 – Схема приложения снеговой нагрузки на расчетную схему поперечной рамы каркаса

Моменты в уровне уступов колонн от действия снеговой нагрузки принимаются равными:

$$M_{\text{снег}} = \frac{q_{\text{снег}} \cdot L}{2} \cdot \frac{h_H - h_B}{2}, \quad (4.14)$$

где L – пролет рамы, м;

h_H и h_B – высота сечения нижней и верхней частей колонны, соответственно, м.

Ветровая нагрузка, действующая на продольные стены здания в уровне шатра (выше уровня нижнего пояса фермы), на расчетной схеме прикладывается в виде сосредоточенных сил W и W' , определяемых по формулам:

$$W = q_i \cdot h_{\Pi}, \quad (4.15)$$

где h_{Π} – высота от уровня нижнего пояса фермы до верха парапета;

$$W' = W \cdot \frac{c_E}{c_D}, \quad (4.16)$$

где $c_E = -0,5$ и $c_D = +0,8$ – аэродинамические коэффициенты соответственно для подветренной и наветренной сторон здания.

Схема приложения ветровой нагрузки на расчетную схему поперечной рамы каркаса приведена на рис. 4.10.

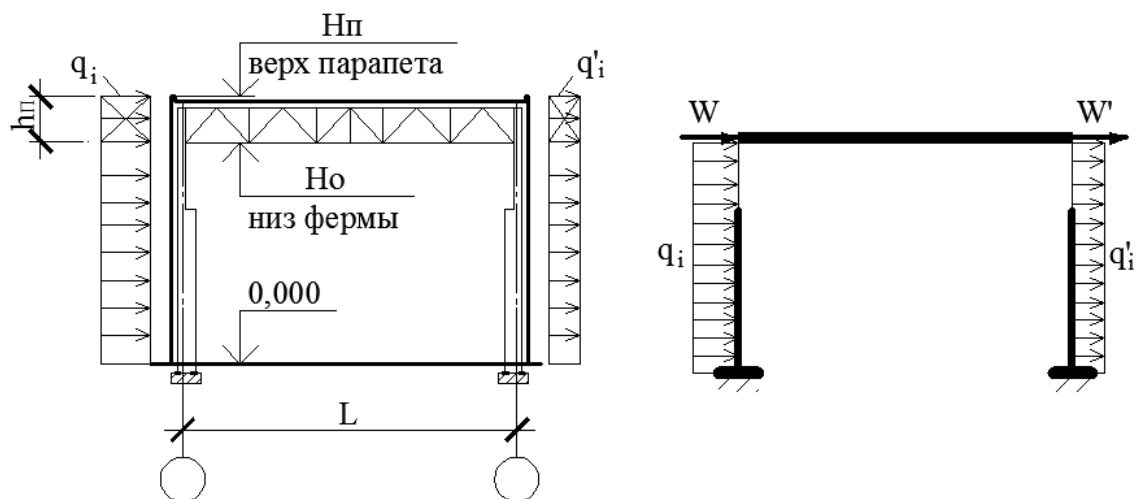


Рисунок 4.10 – Схема приложения ветровой нагрузки на поперечную раму и расчетную схему

Крановая нагрузка при расчете рам считается квазистатической и одинаковой для колес с одной стороны крана. Крановые нагрузки на раму – вертикальные $D_{\max}$, $D_{\min}$ и горизонтальная T – определяются по линиям влияния.

Вертикальные крановые нагрузки прикладываются на расчетную схему рамы в уровне уступа колонны, при этом величина нагрузок увеличивается на собственный вес подкрановых конструкций $G_{\delta n}$:

$$D_{\max}^* = D_{\max} + G_{\delta n}, \quad (4.17)$$

$$D_{\min}^* = D_{\min} + G_{\delta n}. \quad (4.18)$$

Эксцентриситет приложения вертикальной крановой нагрузки относительно центра тяжести сечения нижней части колонны (рис. 4.11) учитывается введением на расчетную схему изгибающих моментов $M_{\max}$ и $M_{\min}$, определяемых по следующему выражению:

$$M_{\max(\min)} = D_{\max(\min)} \cdot e_K, \quad (4.19)$$

где e_K – эксцентриситет, определяемый по формуле:

$$e_K = \frac{A_{н.в.} \cdot h_H}{A_{н.в.} + A_{в.в.}}. \quad (4.20)$$

Горизонтальная крановая нагрузка прикладывается к стойке рамы со стороны расположения вертикальной крановой нагрузки $D_{\max}$, что соответствует нахождению в этой стороны пролета тележки крана с максимальным грузом.

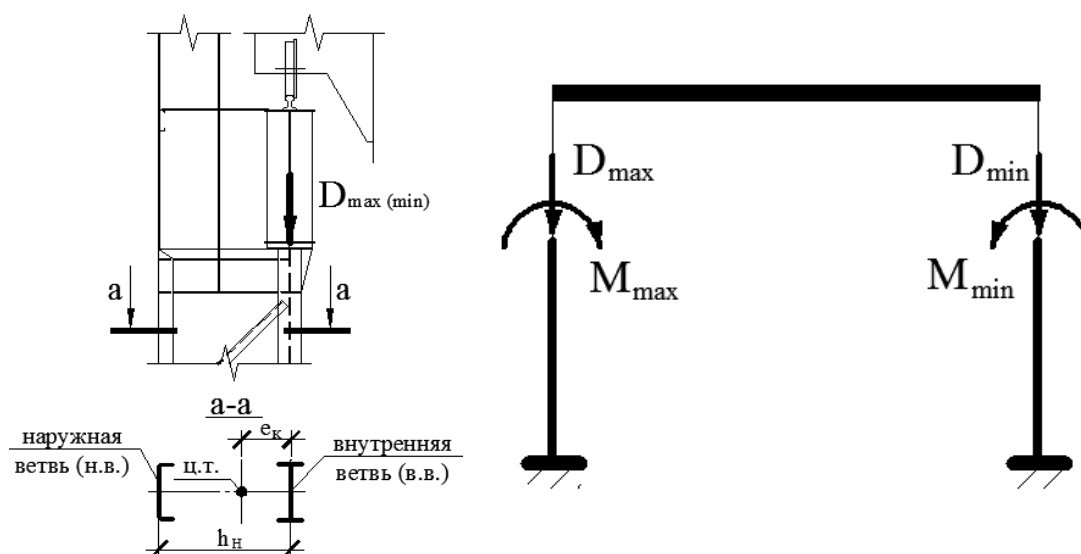


Рисунок 4.11 – К определению эксцентриситета вертикальной крановой нагрузки (слева) и схема приложения вертикальной крановой нагрузки на расчетную схему рамы

Особенностью тормозного воздействия является переменность направления, то есть сила может действовать из пролета в сторону стойки и наоборот. Горизонтальная крановая нагрузка передается на колонну

рамы через подкрановые конструкции, в уровне верхнего пояса подкрановой балки, но для простоты ручного расчета допускается рассматривать горизонтальную крановую нагрузку, приложенной в уровне уступа колонны (рис. 4.12).

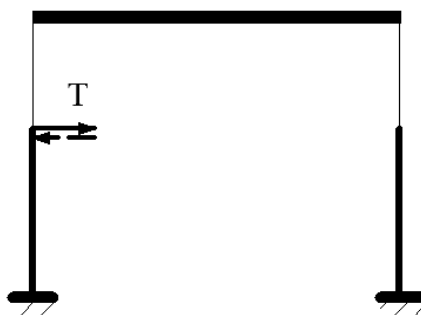


Рисунок 4.12 – Схема приложения горизонтальной крановой нагрузки на расчетную схему поперечной рамы каркаса

Пример № 8

Составление схем приложения нагрузок на поперечную раму каркаса здания

Используя данные сбора нагрузок на каркас здания (примеры №№ 3÷6), составить схемы приложения постоянной, снеговой, ветровой и крановой нагрузок на расчетную схему поперечной рамы каркаса, представленную в примере № 7 (рис. 4.7).

Решение:

1. Ширина грузовой площади для определения нагрузок на поперечную раму равна шагу колонн $B=12$ м.

Плоская равномерно распределенная нагрузка на ригель рамы *от веса покрытия* определена в примере № 3 и равна $q_{пост} = 2052$ кгс/м.

Сосредоточенные силы в уровне верхней и нижней частей колонн:

$$F_B = G_{ст,в} + G_{к,в} = 6127 + 1890 = 8017 \text{ (кгс)};$$

$$F_H = G_{ст,н} + G_{к,н} = 7038 + 7560 = 14598 \text{ (кгс)}.$$

Моменты в уровне уступов колонн от действия *постоянной нагрузки* при высоте сечения верхней части колонны $h_B=700$ мм и нижней части колонны $h_H=1500$ мм равны:

$$M_{пост} = \left[\frac{2052 \cdot 30}{2} + 8017 \right] \cdot \frac{1,5 - 0,7}{2} = 15519 \text{ (кгс} \cdot \text{м)}.$$

2. Плоская равномерно распределенная нагрузка на ригель рамы *от веса снега* определена в примере № 4 и равна $q_{снег} = 2400$ кгс/м.

Моменты в уровне уступов колонн от действия *снеговой нагрузки*:

$$M_{снег} = \frac{2400 \cdot 30}{2} \cdot \frac{1,5 - 0,7}{2} = 14400 \text{ (кгс} \cdot \text{м)}.$$

3. Схема *ветровой нагрузки* на поперечную раму каркаса здания приведена в примере № 5 (рис. 3.5). Плоская равномерно распределенная нагрузка с наветренной стороны здания равна $q=897$ кгс/м, с подветренной стороны – $q'=561$ кгс/м.

Высота покрытия от уровня нижнего пояса фермы до верха парапета равна:

$$h_{II}=24,0-19,8=4,2 \text{ (м)}.$$

Сосредоточенная сила, равнодействующая распределенной нагрузке в уровне шатра, с наветренной стороны здания равна:

$$W = 897 \cdot 4,2 = 3767 \text{ (кгс)},$$

а с подветренной стороны:

$$W' = 3767 \cdot \frac{0,5}{0,8} = 2354 \text{ (кгс)}.$$

4. Вертикальные *крановые нагрузки* $D_{\max}$, $D_{\min}$ и горизонтальная крановая нагрузка T рассчитаны в примере № 6 учебника и равны:

$$D_{\max}=192397 \text{ кгс}; D_{\min}=40344 \text{ кгс}; T=7165 \text{ кгс}.$$

Вес подкрановых конструкций определен в примере № 3 и равен $G_{\text{он}}=9450$ кгс.

Вертикальные крановые нагрузки с учетом собственного веса подкрановых конструкций:

$$D_{\max}^* = 192397 + 9450 = 201847 \text{ (кгс)},$$

$$D_{\min}^* = 40344 + 9450 = 49794 \text{ (кгс)}.$$

Изгибающие моменты от внецентренного приложения вертикальной крановой нагрузки определим с учетом эксцентриситета e_K с учетом ранее заданных размеров сечения нижней части колонны $A_{\text{н.в.}}=108,8 \text{ см}^2$; $A_{\text{в.в.}}=142,8 \text{ см}^2$; $h_H=1500 \text{ мм}$:

$$e_K = \frac{108,8 \cdot 150}{108,8 + 142,8} = 65 \text{ (см)};$$

$$M_{\max} = 201847 \cdot 0,65 = 131201 \text{ (кгс} \cdot \text{м)};$$

$$M_{\min} = 49794 \cdot 0,65 = 32366 \text{ (кгс} \cdot \text{м)}.$$

Схемы приложения нагрузок представлены на рис. 4.13.

4.6 Определение внутренних усилий в элементах поперечной рамы

Приложение нагрузки к любому сооружению вызывает его деформацию, при этом части сооружения выходят из состояния покоя, приобретают некоторые скорости и ускорения [18]. При плавном (постепенном) при-

ложении нагрузки ее называют **статической**, при нагрузке, приложенной с ускорениями – **динамической**.

В пределах зависимости нагрузок и перемещений, удовлетворяющих **закону Гука**, перемещения отдельных точек прямо пропорциональны числовой величине вызывающей их нагрузке $\Delta = \alpha P$, этот принцип положен в основу одного из аналитических методов определения усилий **метода перемещений**.

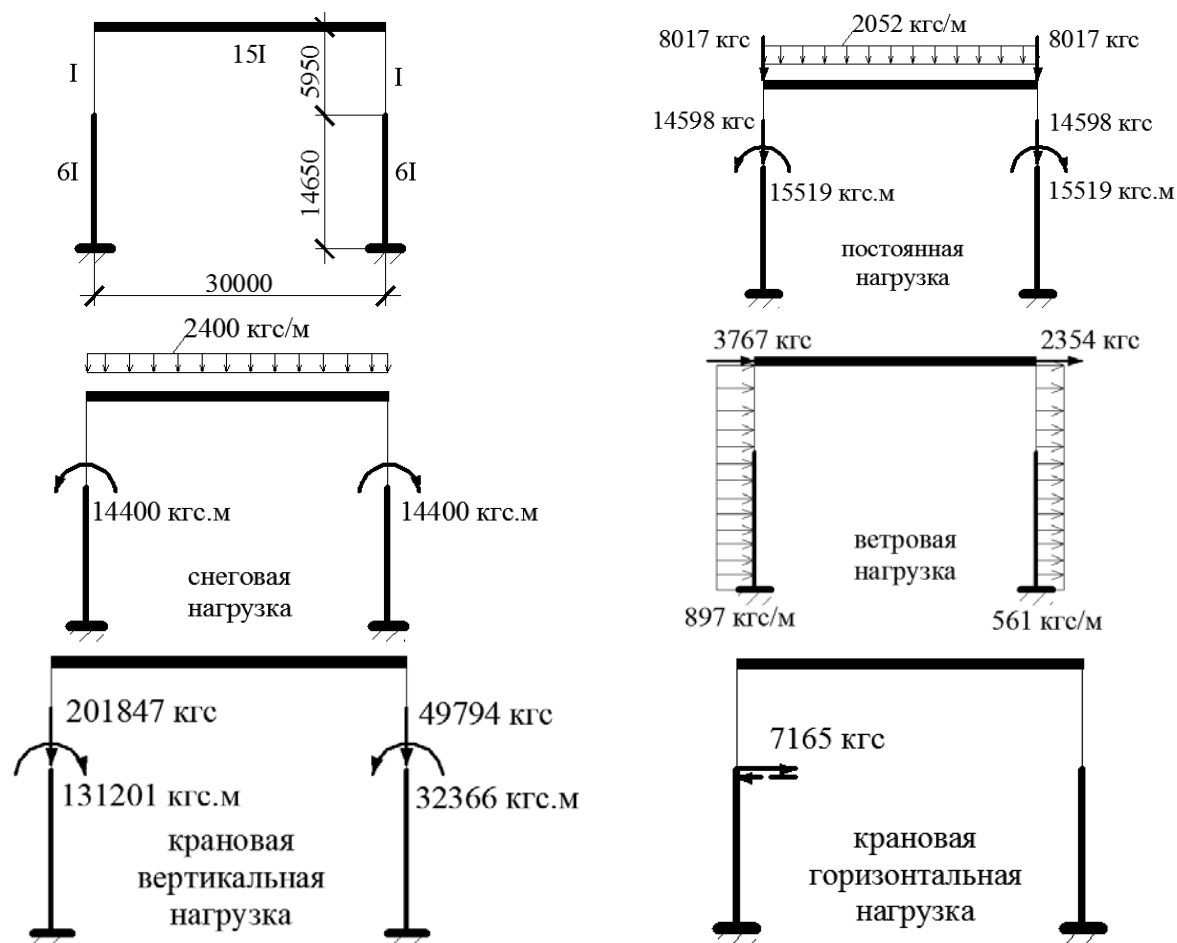


Рисунок 4.13 – Расчетная схема и схемы приложения постоянной, снеговой, ветровой, крановой вертикальной и горизонтальной нагрузок (к примеру № 8)

Универсальный метод определения перемещений (линейных перемещений и углов поворота), возникающих в любой стержневой системе от произвольной нагрузки, имеет особенно большое значение для расчета статически неопределимых систем. Основное выражение, используемое для определения перемещений в стержневых системах, носит название **интеграла Мора** и имеет вид:

$$\Delta = \sum \frac{1}{EI} \int_0^l \overline{M} \cdot M dx + \sum \frac{1}{EA} \int_0^l \overline{N} \cdot N dx + \sum \frac{\nu}{GA} \int_0^l \overline{Q} \cdot Q dx. \quad (4.21)$$

Определение перемещений с помощью интеграла Мора производится в следующем порядке:

1) находятся выражения усилий M, N, Q от заданной нагрузки как функции координаты произвольного сечения;

2) по направлению искомого перемещения прикладывается соответствующая ему единичная сила (при линейном перемещении – сосредоточенная сила, при угле поворота – сосредоточенный момент);

3) определяются усилия $\bar{M}$, $\bar{N}$ и $\bar{Q}$ от единичной силы как функции координаты x произвольного сечения;

4) найденные выражения усилий $M, N, Q, \bar{M}, \bar{N}$ и $\bar{Q}$ подставляются в правую часть формулы (4.21) и интегрированием по участкам в пределах всего сооружения определяется искомое перемещение Δ .

Практически в большинстве случаев плоской задачи используется лишь один член формулы перемещений, то есть, если рассматривается рама, стержни которой работают преимущественно на изгиб, то в формуле (4.21) достаточно оставить только интеграл, зависящий от изгибающих моментов. Интеграл $\int_0^l \bar{M} \cdot M dx$ может быть вычислен *по правилу Вереща-*

гина, путем перемножения единичной и грузовой эпюр моментов. Определение перемещений с использованием правила Верещагина достаточно трудоемкий процесс, вычисление может быть значительно упрощено при использовании специальных справочных данных – табличных значений коэффициентов для грузовых и единичных моментов в стойке рамы и реакций отпора R (табл. 4.3).

При использовании табличных данных *алгоритм определения усилий в стержнях рамы* следующий:

1. Усилия определяются для каждого вида нагружения (от собственного веса конструкций, снега, ветра, вертикального давления кранов и торможения тележки крана) отдельно. Учитывая характер приложения нагрузки, выбирается схема эпюры грузовых моментов для стойки рамы, строится соответствующая эпюра грузовых моментов в раме, определяются реакции отпора.

2. Согласно ранее рассмотренным упрощениям расчетной схемы и выбору основной системы метода перемещений при симметричном и несимметричном нагружениях выбирается соответствующая схема с единичным линейным Δ или угловым φ перемещением. Строится соответствующая эпюра единичных моментов в раме, определяются реакции отпора.

3. Из канонического уравнения, соответствующего виду перемещений системы при рассматриваемом виде нагружения, определяем перемещения (линейные или угловые):

$$\begin{aligned}\Delta_1 &= -\frac{R_{1p}}{r_{11}}; \\ \varphi_1 &= -\frac{R_{1p}}{r_{11}}\end{aligned}\tag{4.22}$$

Таблица 4.3

Коэффициенты для определения изгибающих моментов и реакций отпора в ступенчатой стойке с защемленными концами

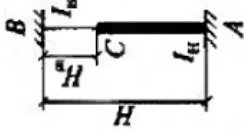
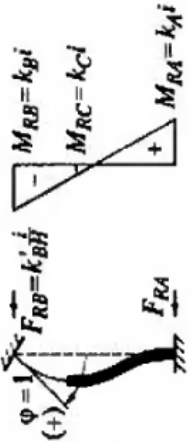
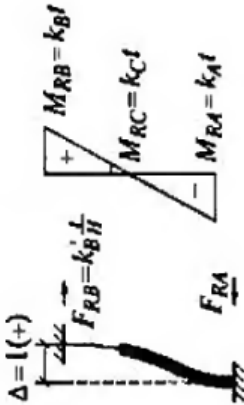
		Исходные параметры для нахождения коэффициентов: $\alpha = H_B/H$; $n = I_B/I_H$; $i = EI_H/H$; $k_C^H = k_C$; $k_C^B = k_C + 1$				
Схема	k	α	n			
			0,1	0,15	0,2	1,0
	k_B	0,2	-0,664	-0,948	-1,216	-4
		0,25	-0,607	-0,871	-1,114	
		0,3	-0,58	-0,827	-1,055	
		0,35	-0,563	-0,797	-1,02	
		0,4	-0,566	-0,789	-1,006	
	k_C	0,2	-0,401	-0,614	-0,806	-2,8
		0,25	-0,29	-0,465	-0,621	-2,5
		0,3	-0,2	-0,341	-0,472	-2,2
		0,35	-0,116	-0,229	-0,34	-1,9
		0,4	-0,04	-0,137	-0,218	-1,6
	k_A	0,2	0,6	0,724	0,835	2
		0,25	0,657	0,753	0,858	
		0,3	0,687	0,795	0,887	
		0,35	0,715	0,828	0,922	
		0,4	0,749	0,869	0,965	
	k'_B	0,2	1,264	1,672	2,051	6
		0,25	1,265	1,624	1,972	
		0,3	1,268	1,622	1,942	
		0,35	1,278	1,625	1,942	
		0,4	1,315	1,658	1,971	
	k_B	0,2	1,264	1,672	2,051	6
		0,25	1,265	1,624	1,972	
		0,3	1,268	1,622	1,942	
		0,35	1,278	1,625	1,942	
		0,4	1,315	1,658	1,971	
	k_C	0,2	0,224	0,508	0,778	3,6
		0,25	-0,234	0,174	0,392	3
		0,3	-0,287	-0,109	0,092	2,4
		0,35	-0,51	-0,38	-0,248	1,8
		0,4	-0,668	-0,61	-0,529	1,2
	k_A	0,2	-3,94	-4,15	-4,314	-6
		0,25	-3,931	-4,18	-4,343	
		0,3	-3,915	-4,15	-4,341	
		0,35	-3,832	-4,11	-4,321	
		0,4	-3,642	-4,01	-4,277	
	k'_B	0,2	5,203	5,82	6,365	12
		0,25	5,195	5,8	6,315	
		0,3	5,182	5,77	6,283	

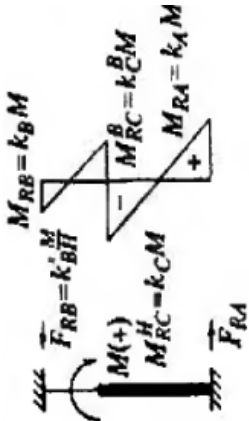
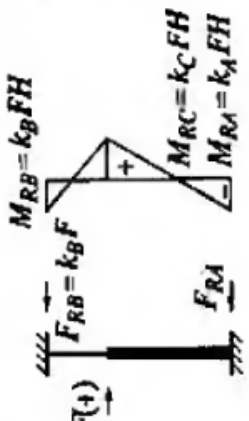
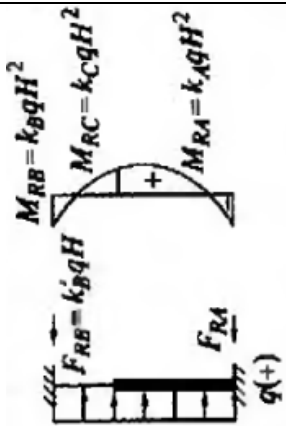
Схема	k	α	n			
			0,1	0,15	0,2	1,0
	k'_B	0,35	5,11	5,73	6,263	12
		0,4	4,956	5,67	6,248	
	k_B	0,2	-0,075	-0,044	-0,011	0,32
		0,25	-0,13	-0,108	-0,084	0,2
		0,3	-0,171	-0,159	-0,145	0,07
		0,35	-0,194	-0,196	-0,188	0,02
		0,4	-0,213	-0,223	-0,224	-0,12
	k_C	0,2	-0,778	-0,753	-0,728	-0,488
		0,25	-0,755	-0,735	-0,715	-0,52
		0,3	-0,729	-0,708	-0,695	-0,522
		0,35	-0,709	-0,684	-0,666	-0,548
		0,4	-0,695	-0,669	-0,647	-0,544
	k_A	0,2	0,411	0,411	0,403	0,28
		0,25	0,37	0,392	0,393	0,305
		0,3	0,3	0,344	0,353	0,33
		0,35	0,193	0,266	0,302	0,325
		0,4	0,08	0,16	0,218	0,32
	k'_B	0,2	1,487	1,455	1,514	0,96
		0,25	1,5	1,5	1,477	1,11
		0,3	1,471	1,503	1,5	1,26
		0,35	1,387	1,462	1,49	1,32
		0,4	1,293	1,383	1,442	1,44
	k_B	0,2	-0,085	-0,88	-0,092	-0,128
		0,25	-0,092	-0,097	-0,101	-0,138
		0,3	-0,095	-0,101	-0,106	-0,147
		0,35	-0,092	-0,1	-0,106	-0,146
		0,4	-0,086	-0,096	-0,103	-0,144
	k_C	0,2	0,079	0,077	0,075	0,05
		0,25	0,094	0,095	0,094	0,069
		0,3	0,103	0,107	0,105	0,088
		0,35	0,106	0,111	0,113	0,102
		0,4	0,103	0,111	0,115	0,115
	k_A	0,2	-0,067	-0,059	-0,055	-0,032
		0,25	-0,097	-0,082	-0,077	-0,048
		0,3	-0,133	-0,111	-0,102	-0,063
		0,35	-0,177	-0,146	-0,129	-0,08
		0,4	-0,21	-0,175	-0,158	-0,096
	k'_B	0,2	0,817	0,829	0,837	0,896
		0,25	0,745	0,765	0,775	0,84
		0,3	0,663	0,692	0,704	0,784
		0,35	0,565	0,604	0,627	0,716
		0,4	0,477	0,521	0,545	0,648

Схема	k	α	n			
			0,1	0,15	0,2	1,0
	k_B	0,2	-0,042	-0,045	-0,049	-0,083
		0,25	-0,046	-0,05	-0,053	
		0,3	-0,05	-0,053	-0,056	
		0,35	-0,052	-0,056	-0,059	
		0,4	-0,054	-0,059	-0,061	
	k_C	0,2	0,025	0,023	0,021	-0,003
		0,25	0,031	0,03	0,029	0,01
		0,3	0,036	0,036	0,035	0,022
		0,35	0,037	0,038	0,038	0,03
		0,4	0,033	0,036	0,039	0,037
	k_A	0,2	-0,108	-0,104	-0,101	-0,083
		0,25	-0,113	-0,105	-0,101	
		0,3	-0,117	-0,108	-0,104	
		0,35	-0,125	-0,113	-0,108	
		0,4	-0,137	-0,122	-0,113	
	k'_B	0,2	0,434	0,442	0,448	0,5
		0,25	0,433	0,443	0,451	
		0,3	0,432	0,445	0,452	
		0,35	0,428	0,443	0,451	
		0,4	0,417	0,437	0,449	

4. Строим окончательную эпюру моментов в раме по правилу:

$$M_{ок} = \overline{M} \cdot \Delta_1(\varphi_1) + M. \quad (4.23)$$

5. По эпюре моментов строим эпюру поперечных сил, используя формулу:

$$Q_n = Q_{0n} + \frac{M_n - M_{n-1}}{l_n}, \quad (4.24)$$

где Q_{0n} – поперечная сила, приложенная к стержню длиной l_n ;

M_n и M_{n-1} – моменты соответственно в конце и начале стержня.

Знак поперечного усилия определяем по условному повороту стержня к эпюре моментов: при повороте по часовой стрелке знак поперечного усилия положительный, при повороте против часовой стрелки – отрицательный.

6. Для построения эпюры N следует вырезать узлы рамы и прикладывать к ним действующую нагрузку, включая ранее найденные поперечные усилия. Затем для узлов составляются уравнения равновесия, из которых определяются продольные усилия.

7. Правильность построения окончательных эпюр M , N , Q определяется правилами строительной механики.

Пример № 9

Определение внутренних усилий в элементах поперечной рамы

Требуется произвести статический расчет поперечной рамы каркаса здания на схемы приложения нагрузок, составленные в примере № 8 (рис. 4.13).

Решение:

Определяем исходные параметры для нахождения коэффициентов k_i по таблице 4.3 для определения изгибающих моментов и реакций отпора в ступенчатой стойке поперечной рамы:

$$\alpha = H_B / H = 5,95 / 20,60 = 0,29 \approx 0,3;$$

$$n = I_B / I_H = 1/6 = 0,17;$$

$$i = EI_H / H = E \cdot 6I / 20,6 = 0,29EI .$$

При действии *постоянной нагрузки* в рассматриваемой (левой) стойке поперечной рамы возникает сосредоточенный момент в уровне уступа $M_{ном} = -15519^7$ кгс·м.

При $\alpha=0,3$ и $n=0,17$ коэффициенты для определения изгибающих моментов и реакций отпора равны:

$$k_B = -0,153; k_C = -0,703; k_A = 0,348; k'_B = 1,502.$$

Соответственно, грузовые моменты в сечениях рассматриваемой (левой) стойки при действии момента от постоянной нагрузки равны:

$$M_{RB} = k_B \cdot M = -0,153 \cdot (-15519) = 2374 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_{RC}^H = k_C \cdot M = -0,703 \cdot (-15519) = 10910 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_{RC}^B = (k_C + 1) \cdot M = (-0,703 + 1) \cdot (-15519) = -4609 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_{RA} = k_A \cdot M = 0,348 \cdot (-15519) = -5401 \text{ (кгс·м)}.$$

Момент в опорном сечении ригеля при равномерно распределенной нагрузке определяется по формуле:

$$M_{RB}^P = -\frac{ql^2}{12}. \quad (4.25)$$

При постоянной нагрузке на ригель рамы $q_{ном} = 2052$ кгс/м момент в опорном сечении равен:

$$M_{RB}^P = -\frac{2052 \cdot 30^2}{12} = -153900^8 \text{ (кгс·м)}.$$

⁷ В таблице 4.3 момент от нагрузки положительного знака соответствует вращению по часовой стрелке, в нашем случае момент от усилий в верхней части колонны с эксцентриситетом e действует против часовой стрелки, соответственно, учитываем его со знаком «минус».

Равнодействующая усилий грузовой эпюры моментов при постоянной нагрузке в узле B равна:

$$R_{1p} = M_{RB} + M_{RB}^P = 2374 + 153900 = 156274 \text{ (кгс·м)}.$$

При единичном угловом перемещении узла B $\varphi=1$ моменты в сечениях стойки равны:

$$\overline{M}_{RB} = k_B \cdot i = -0,918 \cdot 0,29EI = -0,27EI;$$

$$\overline{M}_{RC} = k_C \cdot i = -0,393 \cdot 0,29EI = -0,11EI;$$

$$\overline{M}_{RA} = k_A \cdot i = 0,832 \cdot 0,29EI = 0,24EI.$$

В опорном узле ригеля рамы от единичного углового перемещения момент равен:

$$\overline{M}_{RB}^P = \frac{2EI_P}{l} = \frac{2E \cdot 15I}{30} = EI. \quad (4.26)$$

Равнодействующая усилий единичной эпюры моментов от углового перемещения в узле B равна:

$$r_{11} = \overline{M}_{RB} + \overline{M}_{RB}^P = -0,27EI - EI = -1,27EI.$$

Перемещения узла B равны:

$$\varphi_1 = -\frac{R_{1p}}{r_{11}} = -\frac{156274}{(-1,27EI)} = \frac{123050}{EI}.$$

Значения моментов в сечениях стойки и ригеля при действии постоянной нагрузки равны:

$$M_B = \overline{M}_{RB} \cdot \varphi_1 + M_{RB} = (-0,27EI) \cdot \frac{123050}{EI} + 2374 = -30850 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_C^H = \overline{M}_{RC} \cdot \varphi_1 + M_{RC}^H = (-0,11EI) \cdot \frac{123050}{EI} + 10910 = -2626 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_C^B = \overline{M}_{RC} \cdot \varphi_1 + M_{RC}^B = (-0,11EI) \cdot \frac{123050}{EI} - 4609 = -18145 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_A = \overline{M}_{RA} \cdot \varphi_1 + M_{RA} = 0,24EI \cdot \frac{123050}{EI} - 5401 = 24131 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_B^P = \overline{M}_{RB}^P \cdot \varphi_1 + M_{RB}^P = EI \cdot \frac{123050}{EI} - 153900 = -30850 \text{ (кгс·м)}.$$

Проверкой правильности определения изгибающих моментов в поперечной раме являются:

а) равенство моментов в сечениях стойки и ригеля в точке B :

⁸ При построении эпюры моментов в раме принято следующее правило знаков: знак «плюс» изгибающего момента соответствует растяжению внутренних волокон стержней рамы (стоек, ригелей), знак «минус» - растяжению наружных волокон.

$$M_B = M_B^P;$$

б) величина скачка момента в точке C равна сосредоточенному моменту от нагрузки:

$$M_C^B - M_C^H = 18145 - 2626 = 15519 \text{ (кгс}\cdot\text{м)} = M_{ном} = 15519 \text{ (кгс}\cdot\text{м)}.$$

По эпюре моментов строим эпюру поперечных сил, используя формулу (4.24):

- в нижней части стойки $Q^H = -\frac{2626 + 24131}{14,65} = -1826 \text{ (кгс)}$;
- в верхней части стойки $Q^B = -\frac{30850 - 18145}{5,95} = -2135 \text{ (кгс)}$;
- в ригеле $Q^P = \pm \frac{q_{ном} \cdot l}{2} = \pm \frac{2052 \cdot 30}{2} = \pm 30780 \text{ (кгс)}$.

Поперечные усилия в верхней и нижней частях стойки при отсутствии приложенной к ней поперечной нагрузки должны быть примерно равны: $Q^B \approx Q^H$ ($\Delta=17\%$ - приемлемо).

Продольные усилия от постоянной нагрузки в стойках и ригеле поперечной рамы определим через равновесие сил в узле с учетом продольных нагрузок на стойки рамы:

- в ригеле $N^P = Q^B = -2135 \text{ (кгс)}$;
- в верхней части стойки $N^B = -(Q^P + F_B) = -(30780 + 8017) = -38797 \text{ (кгс)}$;
- в нижней части стойки $N^H = -(N^B + F_H) = -(38797 + 14598) = -53395 \text{ (кгс)}$.

Окончательные эпюры усилий при действии постоянной нагрузки представлены на рис. 4.14.

При действии *снеговой нагрузки* в рассматриваемой (левой) стойке поперечной рамы также как при постоянной нагрузке возникает сосредоточенный момент в уровне уступа $M_{снз} = -14400 \text{ кгс}\cdot\text{м}$.

Грузовые моменты в сечениях рассматриваемой (левой) стойки при действии момента от снеговой нагрузки равны:

$$M_{RB} = k_B \cdot M = -0,153 \cdot (-14400) = 2203 \text{ (кгс}\cdot\text{м)};$$

$$M_{RC}^H = k_C \cdot M = -0,703 \cdot (-14400) = 10123 \text{ (кгс}\cdot\text{м)};$$

$$M_{RC}^B = (k_C + 1) \cdot M = (-0,703 + 1) \cdot (-14400) = -4277 \text{ (кгс}\cdot\text{м)};$$

$$M_{RA} = k_A \cdot M = 0,348 \cdot (-14400) = -5011 \text{ (кгс}\cdot\text{м)}.$$

Равнодействующая усилий грузовой эпюры моментов при снеговой нагрузке в узле B равна:

$$R_{1p} = M_{RB} + M_{RB}^P = 2203 + 180000 = 182203 \text{ (кгс}\cdot\text{м)}.$$

Равнодействующая усилий единичной эпюры моментов от углового перемещения $\varphi=1$ в узле B определена ранее, при расчете усилий от постоянной нагрузки, и равна:

$$r_{11} = -1,27EI.$$

Перемещения узла B равны:

$$\varphi_1 = -\frac{R_{1p}}{r_{11}} = -\frac{182203}{(-1,27EI)} = \frac{143467}{EI}.$$

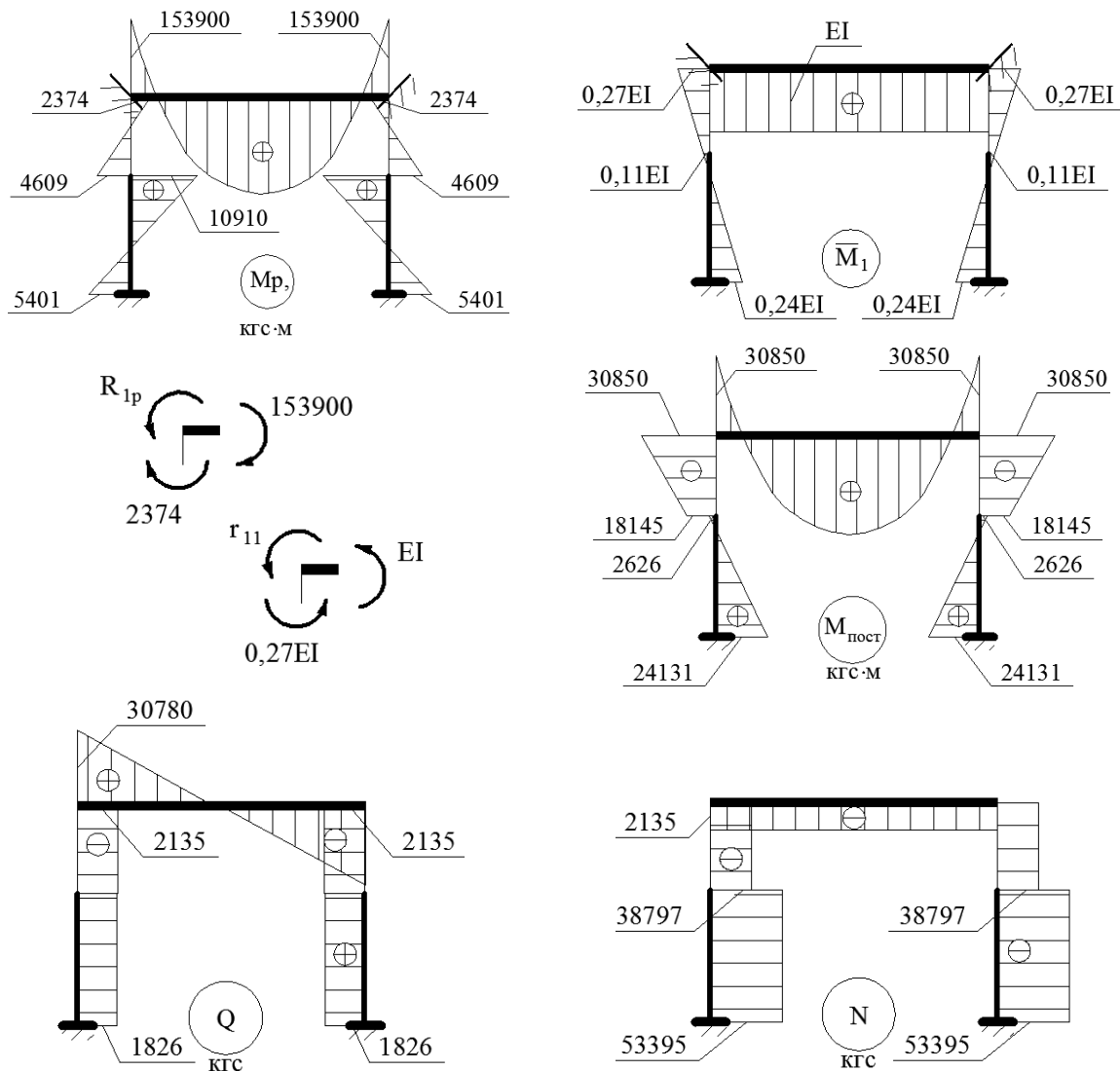


Рисунок 4.14 – Эпюры усилий в поперечной раме от постоянной нагрузки (к примеру № 9)

Значения моментов в сечениях стойки и ригеля при действии снеговой нагрузки равны:

$$M_B = \overline{M}_{RB} \cdot \varphi_1 + M_{RB} = (-0,27EI) \cdot \frac{143467}{EI} + 2203 = -36533 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_C^H = \overline{M}_{RC} \cdot \varphi_1 + M_{RC}^H = (-0,11EI) \cdot \frac{143467}{EI} + 10123 = -5658 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_C^B = \overline{M}_{RC} \cdot \varphi_1 + M_{RC}^B = (-0,11EI) \cdot \frac{143467}{EI} - 4277 = -20058 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_A = \overline{M}_{RA} \cdot \varphi_1 + M_{RA} = 0,24EI \cdot \frac{143467}{EI} - 5011 = 29421 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_B^P = \overline{M}_{RB}^P \cdot \varphi_1 + M_{RB}^P = EI \cdot \frac{143467}{EI} - 180000 = -36533 \text{ (кгс·м)}.$$

Проверкой правильности определения изгибающих моментов в поперечной раме являются:

а) равенство моментов в сечениях стойки и ригеля в точке B :

$$M_B = M_B^P;$$

б) величина скачка момента в точке C равна сосредоточенному моменту от нагрузки:

$$M_C^B - M_C^H = 20058 - 5658 = 14400 \text{ (кгс·м)} = M_{\text{снег}} = 14400 \text{ (кгс·м)}.$$

По эпюре моментов строим эпюру поперечных сил:

- в нижней части стойки $Q^H = -\frac{5658 + 29421}{14,65} = -2394 \text{ (кгс)};$
- в верхней части стойки $Q^B = -\frac{36533 - 20058}{5,95} = -2769 \text{ (кгс)};$
- в ригеле $Q^P = \pm \frac{q_{\text{снег}} \cdot l}{2} = \pm \frac{2400 \cdot 30}{2} = \pm 36000 \text{ (кгс)}.$

Поперечные усилия в верхней и нижней частях стойки при отсутствии приложенной к ней поперечной нагрузки должны быть примерно равны: $Q^B \approx Q^H$ ($\Delta=16\%$ - приемлемо).

Продольные усилия от снеговой нагрузки в стойках и ригеле поперечной рамы определим через равновесие сил в узле:

- в ригеле $N^P = Q^B = -2769 \text{ (кгс)};$
- в стойке $N^B = Q^P = -36000 \text{ (кгс)}.$

Окончательные эпюры усилий при действии снеговой нагрузки представлены на рис. 4.15.

Определим возможность принять жесткость ригеля рамы при несимметричном нагружении крановой и ветровой нагрузками равным бесконечно большой величине, воспользовавшись формулами (4.4)÷(4.6):

$$\mu = \frac{I_H}{I_B} - 1 = 6 - 1 = 5;$$

$$k = \frac{I_P \cdot H}{L \cdot I_H} = \frac{15I \cdot 20,6}{30 \cdot 6I} = 1,7;$$

$$\frac{6}{1+1,1\sqrt{\mu}} = \frac{6}{1+1,1\sqrt{5}} = 1,7;$$

$$k \geq \frac{6}{1+1,1\sqrt{\mu}} - \text{условие выполняется,}$$

следовательно, при расчете поперечной рамы на нагрузки, не приложенные непосредственно к ригелю, деформации ригеля практически не влияют на величину расчетных усилий в раме, и жесткость ригеля может быть принята $I_p = \infty$.

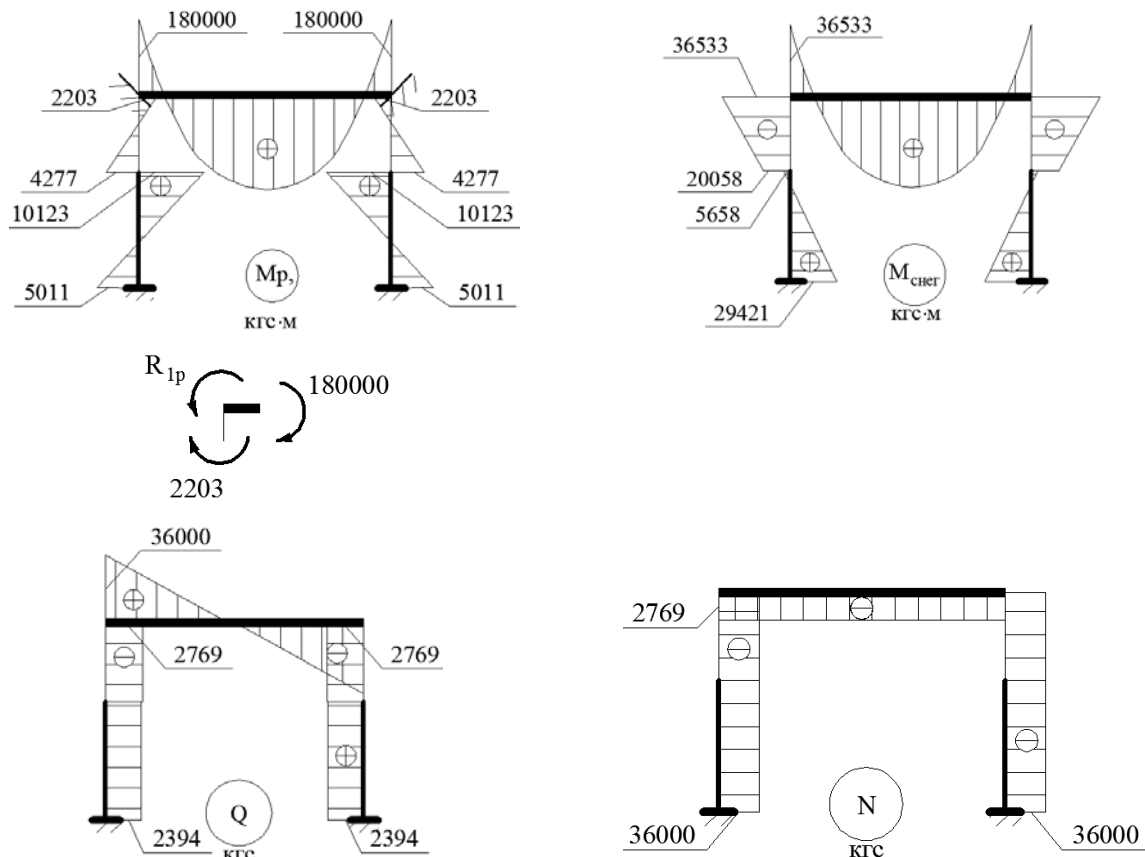


Рисунок 4.15 – Эпюры усилий в поперечной раме от снеговой нагрузки (к примеру № 9)

При *ветровой нагрузке* на левую стойку поперечной рамы действует равномерно распределенная эквивалентная нагрузка $q_{экр} = 897$ кгс/м.

При $\alpha = 0,3$ и $n = 0,17$ коэффициенты для определения изгибающих моментов и реакций отпора в стойке при действии равномерно распределенной ветровой нагрузки равны:

$$k_B = -0,052; k_C = 0,036; k_A = -0,106; k'_B = 0,448.$$

Соответственно, грузовые моменты в сечениях рассматриваемой (левой) стойки при действии равномерно распределенной ветровой нагрузки равны:

$$M_{RB}=k_B \cdot qH^2 = -0,052 \cdot 897 \cdot 20,6^2 = -19794 \text{ (кгс}\cdot\text{м)};$$

$$M_{RC}=k_C \cdot qH^2 = 0,036 \cdot 897 \cdot 20,6^2 = 13703 \text{ (кгс}\cdot\text{м)};$$

$$M_{RA}=k_A \cdot qH^2 = -0,106 \cdot 897 \cdot 20,6^2 = -40349 \text{ (кгс}\cdot\text{м)}.$$

Реакция отпора в точке B :

$$F_{RB}^{лев} = k'_B \cdot qH = 0,448 \cdot 897 \cdot 20,6 = 8278 \text{ (кгс)}.$$

На правую стойку поперечной рамы в то же время действует равномерно распределенная эквивалентная нагрузка $q'_{экв}=561$ кгс/м, соответствующие грузовые моменты в сечениях стойки и реакция отпора равны:

$$M_{RB}=k_B \cdot qH^2 = 0,052 \cdot 561 \cdot 20,6^2 = 12379 \text{ (кгс}\cdot\text{м)};$$

$$M_{RC}=k_C \cdot qH^2 = -0,036 \cdot 561 \cdot 20,6^2 = -8570 \text{ (кгс}\cdot\text{м)};$$

$$M_{RA}=k_A \cdot qH^2 = 0,106 \cdot 561 \cdot 20,6^2 = 25235 \text{ (кгс}\cdot\text{м)};$$

$$F_{RB}^{np} = k'_B \cdot qH = 0,448 \cdot 561 \cdot 20,6 = 5177 \text{ (кгс)}.$$

Равнодействующая реакций отпора и сосредоточенных сил в уровне ригеля от напора и отсоса ветра в уровне покрытия $W=3767$ кгс и $W'=2354$ кгс равна:

$$R_{1p} = F_{RB}^{лев} + F_{RB}^{np} + R_W + R_{W'} = -8278 - 5177 - 3767 - 2354 = -19576 \text{ (кгс)}.$$

При единичном линейном перемещении узла B $\Delta=1$ моменты в сечениях стойки и реакция отпора равны:

$$\overline{M}_{RB}=k_B \cdot t=1,75t;$$

$$\overline{M}_{RC}=k_C \cdot t=-0,102t;$$

$$\overline{M}_{RA}=k_A \cdot t=-4,226t;$$

$$\overline{F}_{RB} = k'_B \cdot \frac{t}{H} = 5,975 \cdot \frac{t}{20,6} = 0,29t.$$

Равнодействующая реакций отпора при единичном линейном перемещении равна:

$$r_{11} = 2\overline{F}_{RB} = 2 \cdot 0,29t = 0,58t.$$

Линейные перемещения ригеля рамы равны:

$$\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{r_{11}} = -\frac{(-19576)}{0,58t} = \frac{33752}{t}.$$

Значения моментов в сечениях левой стойки от действия ветровой нагрузки равны:

$$M_B^{лев} = \overline{M}_{RB} \cdot \Delta_1 + M_{RB} = 1,75t \cdot \frac{33752}{t} - 19794 = 39302 \text{ (кгс}\cdot\text{м)};$$

$$M_C^{лев} = \overline{M}_{RC} \cdot \Delta_1 + M_{RC} = -0,102t \cdot \frac{33752}{t} + 13703 = 10260 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_A^{лев} = \overline{M}_{RA} \cdot \Delta_1 + M_{RA} = -4,226t \cdot \frac{33752}{t} - 40349 = -182985 \text{ (кгс·м)}.$$

В то же время значения моментов в сечениях правой стойки от действия ветровой нагрузки равны:

$$M_B^{np} = \overline{M}_{RB} \cdot \Delta_1 + M_{RB} = -1,75t \cdot \frac{33752}{t} + 12379 = -46687 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_C^{np} = \overline{M}_{RC} \cdot \Delta_1 + M_{RC} = 0,102t \cdot \frac{33752}{t} - 8570 = -5127 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_A^{np} = \overline{M}_{RA} \cdot \Delta_1 + M_{RA} = 4,226t \cdot \frac{33752}{t} + 25235 = 167871 \text{ (кгс·м)}.$$

По эпюре моментов строим эпюру поперечных сил:

– в точке *A* левой стойки:

$$Q_A^{лев} = \frac{q \cdot H}{2} + \frac{M_B - M_A}{H} = \frac{897 \cdot 20,6}{2} + \frac{39302 + 182985}{20,6} = 20030 \text{ (кгс)};$$

– в точке *B* левой стойки:

$$Q_B^{лев} = Q_A^{лев} - q \cdot H = 20030 - 897 \cdot 20,6 = 1552 \text{ (кгс)};$$

– в точке *A* правой стойки:

$$Q_A^{np} = \frac{q' \cdot H}{2} + \frac{M_B^{np} - M_A^{np}}{H} = \frac{561 \cdot 20,6}{2} + \frac{46687 + 167871}{20,6} = 16194 \text{ (кгс)};$$

– в точке *B* правой стойки:

$$Q_B^{np} = Q_A^{np} - q' \cdot H = 16194 - 561 \cdot 20,6 = 4637 \text{ (кгс)}.$$

Проверкой правильности определения усилий в поперечной раме от ветровой нагрузки является равенство суммы поперечных сил в нижних сечениях стоек сумме всех горизонтальных нагрузок:

$$Q_A^{лев} + Q_A^{np} = (q + q') \cdot H + W + W'. \quad (4.27)$$

В нашем случае:

$$Q_A^{лев} + Q_A^{np} = 20030 + 16194 = 36224 \text{ (кгс)},$$

$$(q + q') \cdot H + W + W' = (897 + 561) \cdot 20,6 + 3767 + 2354 = 36156 \text{ (кгс)},$$

$$36224 \approx 36156 (\Delta = 0,2\%).$$

Продольные усилия от ветровой нагрузки в ригеле поперечной рамы определим через равновесие сил в узле с учетом сосредоточенных сил *W* и *W'*:

$$N^{лев} = -(W + Q_B^{лев}) = -(3767 - 1552) = -2215 \text{ (кгс)};$$

$$N^{np} = W' + Q_B^{np} = 2354 - 4637 = -2283 \text{ (кгс)};$$

$$-2215 \approx -2283 (\Delta = 3\%).$$

Окончательные эпюры усилий при действии ветровой нагрузки представлены на рис. 4.16.

При действии *вертикальной крановой нагрузки* в левой стойке поперечной рамы возникает сосредоточенный момент в уровне уступа $M_{\max}=131201$ кгс·м.

Грузовые моменты в сечениях левой стойки при действии момента $M_{\max}$ от вертикальной крановой нагрузки будут равны:

$$M_{RB}=k_B \cdot M = -0,153 \cdot 131201 = -20074 \text{ (кгс·м);}$$

$$M_{RC}^H = k_C \cdot M = -0,703 \cdot 131201 = -92234 \text{ (кгс·м);}$$

$$M_{RC}^B = (k_C + 1) \cdot M = (-0,703 + 1) \cdot 131201 = 38967 \text{ (кгс·м);}$$

$$M_{RA} = k_A \cdot M = 0,348 \cdot 131201 = 45658 \text{ (кгс·м).}$$

Реакция отпора в точке В:

$$F_{RB}^{лев} = k'_B \cdot \frac{M}{H} = 1,502 \cdot \frac{131201}{20,6} = 9566 \text{ (кгс).}$$

В то же время в правой стойке поперечной рамы от вертикальной крановой нагрузки возникает сосредоточенный момент в уровне уступа $M_{\min}=-32366$ кгс·м.

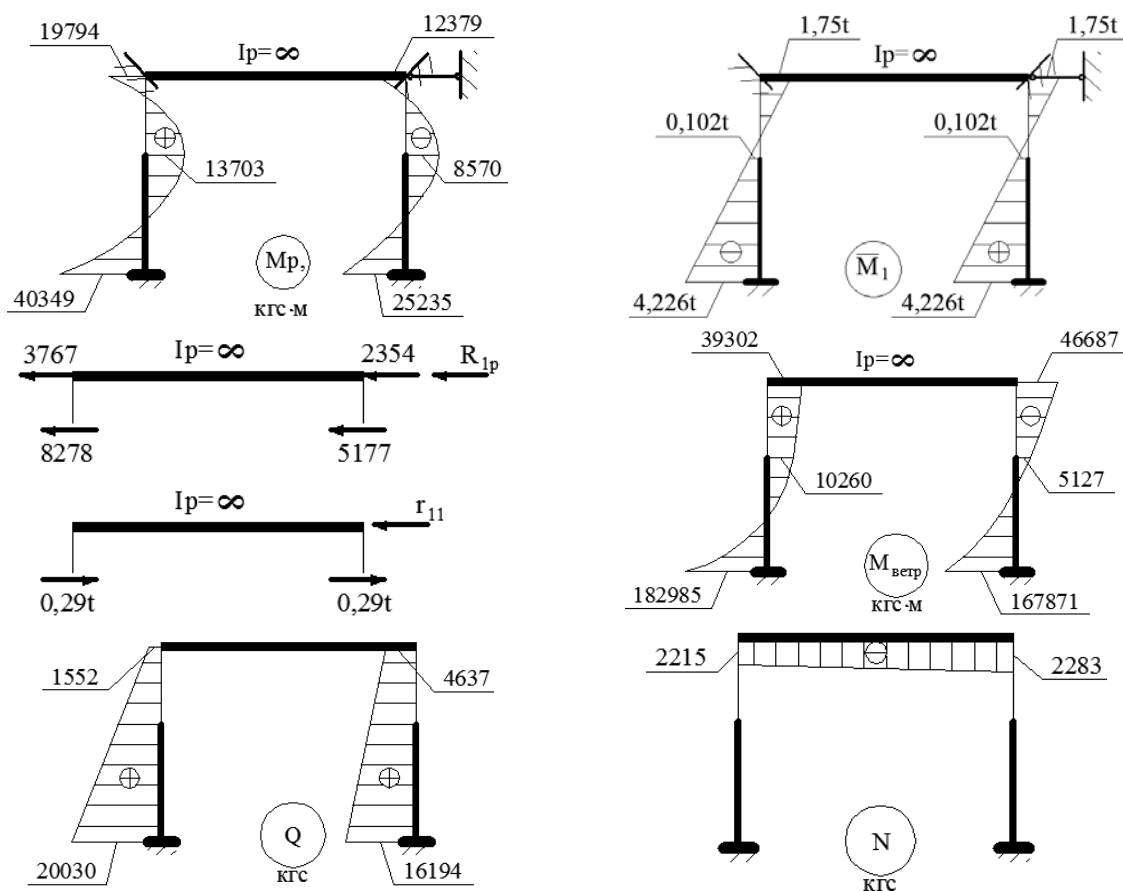


Рисунок 4.16 – Эпюры усилий в поперечной раме от ветровой нагрузки (к примеру № 9)

Грузовые моменты в сечениях правой стойки при действии момента $M_{\min}$ от вертикальной крановой нагрузки будут равны:

$$M_{RB} = k_B \cdot M = -0,153 \cdot 32366 = -4952 \text{ (кгс} \cdot \text{м)};$$

$$M_{RC}^H = k_C \cdot M = -0,703 \cdot 32366 = -22753 \text{ (кгс} \cdot \text{м)};$$

$$M_{RC}^B = (k_C + 1) \cdot M = (-0,703 + 1) \cdot 32366 = 9613 \text{ (кгс} \cdot \text{м)};$$

$$M_{RA} = k_A \cdot M = 0,348 \cdot 32366 = 11263 \text{ (кгс} \cdot \text{м)}.$$

Реакция отпора в точке B правой стойки:

$$F_{RB}^{np} = k'_B \cdot \frac{M}{H} = 1,502 \cdot \frac{(-32366)}{20,6} = -2360 \text{ (кгс)}.$$

Равнодействующая реакций отпора при вертикальной крановой нагрузке в уровне ригеля равна:

$$R_{1p} = F_{RB}^{лев} + F_{RB}^{np} = -9566 + 2360 = -7206 \text{ (кгс)}.$$

Равнодействующая реакций отпора при единичном линейном перемещении $\Delta=1$ определена ранее, при расчете усилий от ветровой нагрузки, и равна:

$$r_{11} = 0,58t.$$

Линейные перемещения ригеля рамы равны:

$$\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{r_{11}} = -\frac{(-7206)}{0,58t} = \frac{12424}{t}.$$

Вертикальные и горизонтальные нагрузки от кранов, расположенных невыгоднейшим образом по отношению к рассматриваемой раме, одновременно воздействуют и на смежные рамы. Снижение реакции отпора R или бокового перемещения Δ_{np} учитывается коэффициентом пространственной работы α_{np} :

$$R = \alpha_{np} \cdot F;$$

$$\Delta_{np} = \alpha_{np} \cdot \Delta. \quad (4.28)$$

Исследования показывают, что для учета совместной работы поперечных рам достаточно рассмотреть блок из пяти смежных рам, дальнейшее увеличение числа рам в расчетном блоке незначительно влияет на усилия в рассматриваемой раме.

Коэффициент пространственной работы определяется по формуле:

$$\alpha_{np} = 1 - \alpha - \alpha' \cdot \left(\frac{n_0}{\sum y} - 1 \right), \quad (4.29)$$

где α, α' – коэффициенты, принимаемые по таблице 4.4 в зависимости от параметра β ;

n_0 – число колес кранов на одной нитке подкрановых балок;
 Σy – сумма ординат линии влияния реакции кранового давления на рассматриваемую раму.

Таблица 4.4

Коэффициенты α и α' для определения коэффициента пространственной работы α_{np}

β	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,10	0,15	0,20	0,50
α	0,86	0,77	0,73	0,71	0,69	0,67	0,62	0,58	0,56	0,46
α'	-0,14	-0,20	-0,22	-0,24	-0,25	-0,25	-0,26	-0,26	-0,26	-0,26

Параметр β характеризует соотношение жесткостей поперечной рамы каркаса и конструкции покрытия здания:

$$\beta = \frac{B^3 \cdot \sum I_H \cdot d}{H^3 \cdot I_{\Pi}}, \quad (4.30)$$

где B – шаг поперечных рам;

H – высота колонны;

ΣI_H – сумма моментов инерции нижних частей колонн расчетного блока;

d – коэффициент приведения ступенчатой колонны к эквивалентной по смещению колонне постоянного сечения;

I_{Π} – момент инерции покрытия, включающий моменты инерции продольных связей по нижним поясам ферм и покрытия.

Соотношение жесткостей колонн и покрытия $\Sigma I_H / I_{\Pi}$ в зависимости от типа покрытия может принято в следующих пределах [8]:

– покрытие с профилированным настилом или панелями сэндвич $\Sigma I_H / I_{\Pi} = 1/2 \div 1/6$;

– стальные монопанели покрытия с плоским листом - $\Sigma I_H / I_{\Pi} = 1/5 \div 1/10$;

– мелкогабаритные железобетонные плиты по прогонам покрытия - $\Sigma I_H / I_{\Pi} = 1/10 \div 1/25$;

– железобетонный настил покрытия - $\Sigma I_H / I_{\Pi} = 1/40 \div 1/100$.

Коэффициент приведения d при шарнирном сопряжении ригеля с колонной принимается равным $d=1/c$, где $c = 1 + \left(\frac{H_B}{H} \right) \cdot \left(\frac{I_H}{I_B} - 1 \right)$, а при жестком сопряжении $d = k'_b / 12$, где k'_b – коэффициент для определения реакции F_{RB} верхнего жесткого узла колонны при единичном перемещении $\Delta=1$ (см. табл. 4.3).

Определим коэффициент пространственной работы рамы в составе каркаса α_{np} по формуле (4.28), предварительно вычислив параметр β по формуле (4.29):

$$\beta = \frac{B^3 \cdot \sum I_H \cdot d}{H^3 \cdot I_{II}} = \frac{12^3 \cdot 1 \cdot 5,975}{20,6^3 \cdot 4 \cdot 12} = 0,02,$$

тогда при $\alpha = 0,73$ и $\alpha' = -0,22$, определенным по таблице 4.4, коэффициент пространственной работы равен:

$$\alpha_{np} = 1 - \alpha - \alpha' \cdot \left(\frac{n_0}{\sum y} - 1 \right) = 1 - 0,73 + 0,22 \cdot \left(\frac{8}{4,97} - 1 \right) = 0,4,$$

где $\sum y = 0,49 + 0,56 + 0,93 + 1,0 + 0,75 + 0,68 + 0,32 + 0,24 = 4,97$ – сумма ординат линии влияния реакции кранового давления на рассматриваемую раму, определенных в примере № 6 учебника.

Перемещения ригеля рамы с учетом пространственной работы равны:

$$\Delta_{np} = \alpha_{np} \cdot \Delta = 0,4 \cdot \frac{12424}{t} = \frac{4970}{t}.$$

Значения моментов в сечениях левой стойки от действия вертикальной крановой нагрузки равны:

$$M_B^{лев} = \overline{M}_{RB} \cdot \Delta_{np} + M_{RB} = 1,75t \cdot \frac{4970}{t} - 20074 = -11377 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_C^{H,лев} = \overline{M}_{RC} \cdot \Delta_{np} + M_{RC} = -0,102t \cdot \frac{4970}{t} - 92234 = -92741 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_C^{B,лев} = \overline{M}_{RC} \cdot \Delta_{np} + M_{RC} = -0,102t \cdot \frac{4970}{t} + 38967 = 38461 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_A^{лев} = \overline{M}_{RA} \cdot \Delta_{np} + M_{RA} = -4,226t \cdot \frac{4970}{t} + 45658 = 24655 \text{ (кгс·м)}.$$

В то же время значения моментов в сечениях правой стойки от действия вертикальной крановой нагрузки равны:

$$M_B^{np} = \overline{M}_{RB} \cdot \Delta_{np} + M_{RB} = -1,75t \cdot \frac{4970}{t} - 4952 = -13650 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_C^{H,np} = \overline{M}_{RC} \cdot \Delta_1 + M_{RC} = 0,102t \cdot \frac{4970}{t} - 22753 = -22246 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_C^{B,np} = \overline{M}_{RC} \cdot \Delta_1 + M_{RC} = 0,102t \cdot \frac{4970}{t} + 9613 = 10120 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_A^{np} = \overline{M}_{RA} \cdot \Delta_1 + M_{RA} = 4,226t \cdot \frac{4970}{t} + 11263 = 32266 \text{ (кгс·м)}.$$

Проверкой правильности определения изгибающих моментов в поперечной раме является равенство скачка момента в точке C сосредоточенному моменту от нагрузки:

$$M_C^{B,лев} - M_C^{H,лев} = 38461 + 92741 = 131202 \text{ (кгс·м)} \approx M_{\max} = 131201 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_C^{B,пр} - M_C^{H,пр} = 10120 + 22246 = 32366 \text{ (кгс·м)} = M_{\min} = 32366 \text{ (кгс·м)}.$$

По эпюре моментов строим эпюру поперечных сил:

- в нижней части левой стойки $Q^{H,лев} = -\frac{24655 + 92741}{14,65} = -8013 \text{ (кгс)};$
- в верхней части левой стойки $Q^{B,лев} = -\frac{38461 + 11377}{5,95} = -8376 \text{ (кгс)};$
- в нижней части правой стойки $Q^{H,пр} = \frac{32266 + 22246}{14,65} = 3721 \text{ (кгс)};$
- в верхней части правой стойки $Q^{B,пр} = \frac{10120 + 13650}{5,95} = 3995 \text{ (кгс)}.$

Поперечные усилия в верхней и нижней частях стоек при отсутствии приложенной к ним поперечной нагрузки должны быть примерно равны: $Q^B \approx Q^H$ (для левой стойки $\Delta = 4,5\%$, для правой стойки $\Delta = 7\%$, что приемлемо).

Продольные усилия от вертикальной крановой нагрузки в стойках и ригеле поперечной рамы определим через равновесие сил в узлах с учетом продольных нагрузок на стойки рамы $D_{\max} = 201847 \text{ кгс}$ и $D_{\min} = 49794 \text{ кгс}$:

- в ригеле $N^{P,лев} = Q^{B,лев} = -8376 \text{ (кгс)}$, $N^{P,пр} = Q^{B,пр} = -3995 \text{ (кгс)}$;
- в нижней части левой стойки $N^{H,лев} = -D_{\max} = -201847 \text{ (кгс)}$;
- в нижней части правой стойки $N^{H,пр} = -D_{\min} = -49794 \text{ (кгс)}$.

Окончательные эпюры усилий при действии вертикальной крановой нагрузки представлены на рис. 4.17.

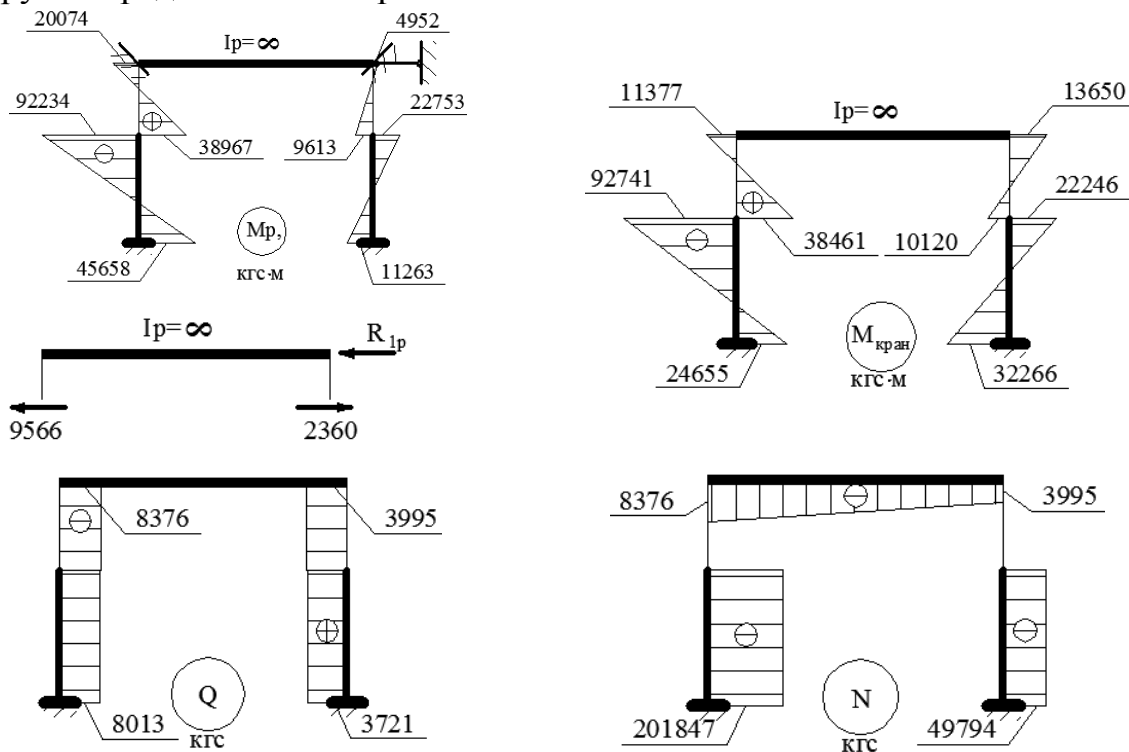


Рисунок 4.17 – Эпюры усилий в поперечной раме от вертикальной крановой нагрузки (к примеру № 9)

При горизонтальной крановой нагрузке, сопровождающей вертикальную крановую нагрузку, на левую стойку поперечной рамы действует знакопеременная горизонтальная сосредоточенная сила $T=\pm 7165$ кгс.

При $\alpha=0,3$ и $n=0,17$ коэффициенты для определения изгибающих моментов и реакций отпора в стойке при действии на нее горизонтальной сосредоточенной силы равны:

$$k_B = -0,103; k_C = 0,106; k_A = -0,109; k'_B = 0,697.$$

Соответственно, грузовые моменты в сечениях рассматриваемой (левой) стойки при действии горизонтальной сосредоточенной силы равны:

$$M_{RB} = k_B \cdot FH = -0,103 \cdot 7165 \cdot 20,6 = -15203 \text{ (кгс}\cdot\text{м)};$$

$$M_{RC} = k_C \cdot FH = 0,106 \cdot 7165 \cdot 20,6 = 15645 \text{ (кгс}\cdot\text{м)};$$

$$M_{RA} = k_A \cdot FH = -0,107 \cdot 7165 \cdot 20,6 = -15793 \text{ (кгс}\cdot\text{м)}.$$

Реакция отпора в точке B :

$$F_{RB}^{лев} = k'_B \cdot F = 0,697 \cdot 7165 = 4994 \text{ (кгс)}.$$

Грузовая эпюра по правой стойке нулевая, так как к ней не приложено никаких воздействий, следовательно, равнодействующая реакций отпора равна реакции отпора в точке B левой стойки:

$$R_{1p} = F_{RB}^{лев} = -4994 \text{ (кгс)}.$$

Равнодействующая реакций отпора при единичном линейном перемещении $\Delta=1$ определена ранее, при расчете усилий от ветровой нагрузки, и равна:

$$r_{11} = 0,58t.$$

Линейные перемещения ригеля рамы равны:

$$\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{r_{11}} = -\frac{(-4994)}{0,58t} = \frac{8610}{t},$$

а с учетом пространственной работы рамы в составе каркаса перемещения ригеля рамы при горизонтальных крановых нагрузках равны:

$$\Delta_{np} = \alpha_{np} \cdot \Delta = 0,4 \cdot \frac{8610}{t} = \frac{3444}{t}.$$

Значения моментов в сечениях левой стойки от действия горизонтальной крановой нагрузки равны:

$$M_B^{лев} = \overline{M}_{RB} \cdot \Delta_{np} + M_{RB} = 1,75t \cdot \frac{3444}{t} - 15203 = -9176 \text{ (кгс}\cdot\text{м)};$$

$$M_C^{лев} = \overline{M}_{RC} \cdot \Delta_{np} + M_{RC} = -0,102t \cdot \frac{3444}{t} + 15645 = 15294 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_A^{лев} = \overline{M}_{RA} \cdot \Delta_{np} + M_{RA} = -4,226t \cdot \frac{3444}{t} - 15793 = -30347 \text{ (кгс·м)}.$$

В то же время значения моментов в сечениях правой стойки будут равны:

$$M_B^{np} = \overline{M}_{RB} \cdot \Delta_{np} = -1,75t \cdot \frac{3444}{t} = -6027 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_C^{np} = \overline{M}_{RC} \cdot \Delta_{np} = 0,102t \cdot \frac{3444}{t} = 351 \text{ (кгс·м)};$$

$$M_A^{np} = \overline{M}_{RA} \cdot \Delta_{np} = 4,226t \cdot \frac{3444}{t} = 14554 \text{ (кгс·м)}.$$

По эпюре моментов строим эпюру поперечных сил:

- в нижней части левой стойки $Q^{H,лев} = \frac{30347 + 15294}{14,65} = 3115 \text{ (кгс)};$
- в верхней части левой стойки $Q^{B,лев} = -\frac{15294 + 9176}{5,95} = -4113 \text{ (кгс)};$
- в нижней части правой стойки $Q^{H,np} = \frac{14554 + 351}{14,65} = 1017 \text{ (кгс)};$
- в верхней части правой стойки $Q^{B,np} = \frac{6027 - 351}{5,95} = 954 \text{ (кгс)}.$

Проверкой правильности определения поперечных усилий в левой стойке является равенство скачка поперечных усилий в точке C горизонтальной сосредоточенной силе:

$$Q_C^{H,лев} - Q_C^{B,лев} = 3115 + 4113 = 7228 \text{ (кгс·м)} \approx T = 7165 \text{ (кгс)},$$

погрешность составляет $\Delta = 0,9\%$, что приемлемо.

К правой стойке внешние воздействия не приложены, поэтому проверкой правильности построения эпюры поперечных усилий является примерное равенство усилий в верхней и нижней частях стойки: $Q^{B,np} \approx Q^{H,np}$ ($\Delta = 7\%$, что приемлемо).

Продольные усилия от горизонтальной крановой нагрузки возникают только в ригеле поперечной рамы, значения продольного усилия по концам ригеля определим через равновесие сил в узлах:

- $N^{P,лев} = Q^{B,лев} = -4113 \text{ (кгс)},$
- $N^{P,np} = Q^{B,np} = -954 \text{ (кгс)}.$

Окончательные эпюры усилий при действии горизонтальной крановой нагрузки представлены на рис. 4.18.

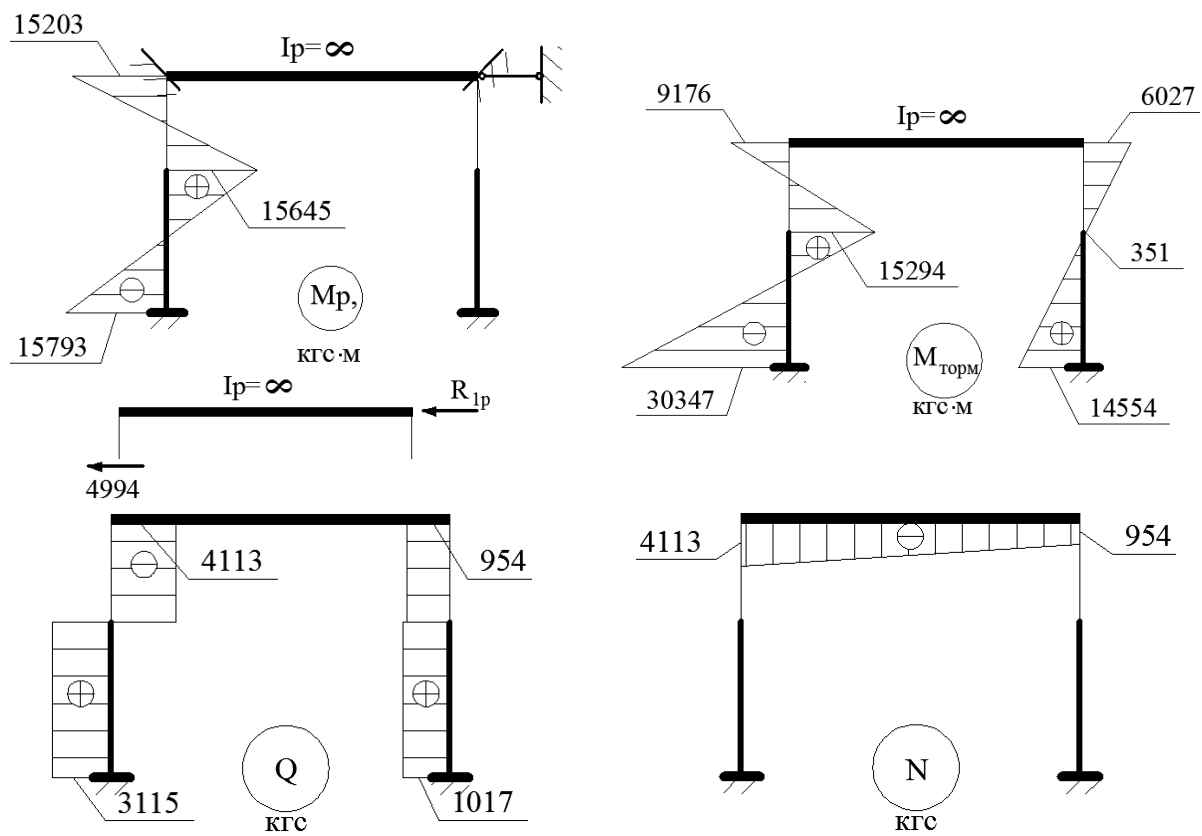


Рисунок 4.18 – Эпюры усилий в поперечной раме от горизонтальной крановой нагрузки (к примеру № 9)

5 РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ КАРКАСА

5.1 Определение расчетных усилий в сечениях колонны

Согласно норм проектирования СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» при расчете конструкций необходимо устанавливать наиболее неблагоприятные сочетания нагрузок, позволяющие получить в каждом расчетном сечении элемента максимально возможные усилия.

В общем случае на поперечную раму каркаса одноэтажного промышленного здания, оборудованного мостовыми кранами, в период эксплуатации действуют четыре вида нагрузок: от собственного веса, ветра, снега и мостовых кранов. Крановая нагрузка дополнительно подразделяется на вертикальную (от давления колес кранов) и горизонтальную (от торможения тележки крана).

Поиск наиболее неблагоприятного сочетания нагрузок для получения максимально возможных усилий является крайне трудоемким процессом, так как предполагает перебор всех возможных вариантов сочетаний. Такой подход реализован в счетных программных комплексах при автоматизированном формировании расчетных сочетаний нагрузок (РСН). При ручном счете удобнее проводить анализ усилий по видам нагрузок для получения максимально возможных усилий в сечениях элементов. Подход к формированию сочетаний при этом сохраняется, то есть при отсутствии особых нагрузок рассматриваются основные сочетания, в которых учитывается полное значение постоянной нагрузки и полные или пониженные значения временных нагрузок с учетом количества нагрузок, длительности их действия и порядка учета в формуле сочетаний:

$$C_m = P_d + (\psi_{l1}P_{l1} + \psi_{l2}P_{l2} + \psi_{l3}P_{l3} + \dots) + (\psi_{t1}P_{t1} + \psi_{t2}P_{t2} + \psi_{t3}P_{t3} + \dots), \quad (5.1)$$

где C_m - нагрузка для основного сочетания;

P_d - постоянные нагрузки;

P_l - временные длительные нагрузки;

P_t - кратковременные нагрузки;

ψ_{li} - коэффициенты сочетаний для длительных нагрузок, $\psi_{l1}=1,0$; $\psi_{l2} = \psi_{l3} = \dots = 0,95$;

ψ_{ti} - коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок, $\psi_{t1} = 1,0$; $\psi_{t2} = 0,9$, $\psi_{t3} = \psi_{t4} = \dots = 0,7$.

Нагрузки, действующие на поперечную раму каркаса одноэтажного промышленного здания, оборудованного мостовыми кранами, с учетом длительности воздействия приведены в таблице 5.1.

Таблица 5.1

Группы нагрузок на поперечную раму по длительности воздействия

Постоянные нагрузки P_d	Кратковременные нагрузки P_t	Временные длительные нагрузки P_l
- от собственного веса конструкций $L1$	- полное значение снеговой нагрузки $L2$	- пониженное значение снеговой нагрузки при $T \leq -5^\circ\text{C}$ $0,7 \cdot L2$
	- полное значение ветровой нагрузки $L3$	
	- полное значение крановой нагрузки $L4+L5$	- пониженное значение крановой нагрузки: $0,7(L4+L5)$ для 8К $0,6(L4+L5)$ для 7К $0,5(L4+L5)$ для 4К...6К

Из таблицы 5.1 видно, что временные длительные нагрузки составляют максимум 70% от полного значения временной нагрузки, поэтому при поиске максимально возможных усилий в сечениях элементов пониженные значения временных нагрузок можно вообще не рассматривать и вести расчет с учетом только полных значений временных нагрузок.

В таком случае коэффициенты сочетаний для временных нагрузок будут равны: для первой $\psi_{t1} = 1,0$; для второй $\psi_{t2} = 0,9$, для третьей и последующих $\psi_{t3} = \psi_{t4} = \dots = 0,7$.

Алгоритм формирования расчетных сочетаний усилий в сечениях ступенчатой колонны поперечной рамы следующий:

1. Для формирования расчетных сочетаний усилий в сечениях колонны поперечной рамы в таблицу заносятся значения внутренних усилий M , N , Q по каждому из видов нагружений (постоянная, снег, ветер, крановая вертикальная, крановая горизонтальная) для четырех расчетных сечений, расположение которых принимается по краям верхней и нижней частей колонны.

2. Учитывая несимметричный характер ветровой и крановых нагрузок, усилия в колонне по данным видам нагрузок заносятся в таблицу дважды, сначала по левой стойке рамы, затем по правой стойке рамы, при этом имитируется по два варианта воздействий: ветер слева и справа; $D_{\max}$ на левую стойку и на правую стойку; T на левую стойку и на правую стойку.

3. Значения временных нагрузок для удобства анализа целесообразно записывать с тремя коэффициентами сочетаний $\psi_{t1} = 1,0$; $\psi_{t2} = 0,9$ и $\psi_{t3} = 0,7$.

4. В сочетании может использоваться одна, две или все три временных нагрузки (ветер, снег и крановая), при этом следует учитывать особенности нагрузок: *сочетаемость* (в одном сочетании нельзя использовать усилия от взаимоисключающих нагрузок, например, ветер слева и справа одновременно); *сопутствие* (усилия от торможения тележки крана могут возникать только при наличии вертикальной крановой нагрузки, при чем при расположении $D_{\max}$ со стороны T).

5. Для расчета колонны, работающей в составе рамы, наиболее неблагоприятными являются сочетания с наибольшими изгибающими моментами и

соответствующими продольными усилиями $M_{\max}$ и $N_{\text{соотв}}$. Учитывая то, что знак моментов в сечениях разный, следует отдельно определять наибольший изгибающий момент положительного знака $M_{\max+}$ (растягивающего внутренние волокна стоек рамы) и наибольший изгибающий момент отрицательного знака $M_{\max-}$ (растягивающего внешние волокна стоек рамы).

6. При определении порядка учета временных нагрузок с соответствующими коэффициентами сочетаний первой следует учитывать временную нагрузку, создающую в сечении усилие изгибающего момента наибольшей величины, а последней – нагрузку, создающую момент наименьшей величины.

7. В расчетном сечении колонны у обреза фундамента для расчета анкерного крепления дополнительно определяется сочетание усилий $M_{\max}$ и $N_{\min}$, в котором усилие N от постоянной нагрузки принимается в понижающим коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$ согласно п. 7.4 СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».

Пример № 10

Определение расчетных усилий в сечениях ступенчатой колонны

Требуется определить наиболее неблагоприятные сочетания нагрузок на раму, соответствующие максимально возможным изгибающим моментам в четырех расчетных сечениях колонны (рис. 5.1). Усилия в поперечной раме от видов нагружений определены в примере № 9.

Решение:

Формируем сводную таблицу усилий M , N , Q для четырех расчетных сечений левой стойки рамы (таблица 5.2). В таблицу заносим значения усилий от постоянной нагрузки ($L1$), снеговой нагрузки ($L2$), ветра слева ($L3$) и справа ($L3^*$), $D_{\max}$ на левую стойку ($L4$) и на правую стойку ($L4^*$), T на левую стойку ($L5$) и на правую стойку ($L5^*$).

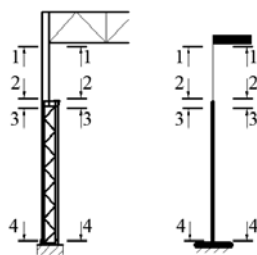


Рисунок 5.1 – Расчетные сечения ступенчатой колонны

В каждом расчетном сечении определяем максимально возможное усилие $M_{\max+}$ и $M_{\max-}$, учитывая правила сочетаний и сопутствия видов нагрузок.

В результате анализа работы поперечной рамы каркаса на основе данных по внутренним усилиям можно констатировать, что в рассматриваемой раме максимально возможные усилия в верхней части колонны возникают при сочетании $L1+L3^*+0,9\cdot L2+0,7\cdot(L4+L5)$, а в нижней части колонны наиболее неблагоприятные моменты, нагружающие внутреннюю (крановую) ветвь, соответствуют сочетанию $L1+L3+0,9\cdot(L4+L5(-))$, а наружную (шатровую) – $L1+L3^*+0,9\cdot(L4+L5(+))+0,7\cdot L2$.

Таблица 5.2

Расчетные усилия в сечениях ступенчатой колонны

№ нагр.	Нагрузка и комбинация	ψ	Сечения и усилия <i>M</i> , кгс·м; <i>N</i> , кгс; <i>Q</i> , кгс											
			1-1			2-2			3-3			4-4		
			<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>Q</i>	
<i>L1</i>	Постоянная	1,0	-30850	-38797	-18145	-38797	-2626	-53395	24131	-53395	-1826			
<i>L2</i>		Снеговая	1,0	-36533	-36000	-20058	-36000	-5658	-36000	29421	-36000	-2394		
	0,9		-32880	-32400	-18052	-32400	-5092	-32400	26479	-32400	-2155			
	0,7		-25573	-25200	-14041	-25200	-3961	-25200	20595	-25200	-1676			
<i>L3</i>	Ветровая	1,0	39302	0	10260	0	10260	0	-182985	0	20030			
		0,9	35372	0	9234	0	9234	0	-164687	0	18027			
		0,7	27511	0	7182	0	7182	0	-128090	0	14021			
<i>L3*</i>	справа	1,0	-46687	0	-5127	0	-5127	0	167871	0	-16194			
		0,9	-42018	0	-4614	0	-4614	0	151084	0	-14575			
		0,7	-32681	0	-3589	0	-3589	0	117510	0	-11336			
<i>L4</i>	Д _{max}	1,0	-11377	0	38461	0	-92741	-201847	24655	-201847	-8013			
		0,9	-10239	0	34615	0	-83467	-181662	22190	-181662	-7212			
		0,7	-7964	0	26923	0	-64919	-141293	17259	-141293	-5609			
<i>L4*</i>	справа	1,0	-13650	0	10120	0	-22246	-49794	32266	-49794	-3721			
		0,9	-12285	0	9108	0	-20021	-44815	29039	-44815	-3349			
		0,7	-9555	0	7084	0	-15572	-34856	22586	-34856	-2605			
<i>L5</i>	Т(+/-)	1,0	-9176	0	15294	0	15294	0	-30347	0	3115			
		0,9	-8258	0	13765	0	13765	0	-27312	0	2804			
		0,7	-6423	0	10706	0	10706	0	-21243	0	2181			
<i>L5*</i>	справа	1,0	-6027	0	-351	0	-351	0	14554	0	1017			
		0,9	-5424	0	-316	0	-316	0	13099	0	915			
		0,7	-4219	0	-246	0	-246	0	10188	0	712			

Окончание таблицы 5.2

Расчетные сочетания	Сечения, комбинации нагрузок и усилия M , кгс·м; N , кгс; Q , кгс									
	1-1		2-2		3-3		4-4			
	M	N	M	N	M	N	M	N		
	$L1+L3$		$L1+(L4+L5)+0,9 \cdot L3$		$L1+L3$		$L1+L3^*+0,9 \cdot (L4+L5(+))+0,7 \cdot L2$			
$M_{\max+}$ и $N_{\text{соотв}}$	8452	-38797	44844	-38797	7634	-53395	262098,5	-260257	-29711	
	$L1+L3^*+0,9 \cdot L2+0,7 \cdot (L4+L5)$		$L1+L2+0,9 \cdot L3^*$		$L1+(L4+L5(-))+0,9 \cdot L2+0,7 \cdot L3^*$		$L1+L3+0,9 \cdot (L4+L5(-))$			
$M_{\max+}$ и $N_{\min}$	-124804	-71197	-42817	-74797	-119342	-287642	-163977	-235057	13796	
	$L1(0,9)+L3^*$									
							192002	-48055,5		
$M_{\max-}$ и $N_{\min}$	$L1(0,9)+L3$									
							-158854	-48055,5		
$Q_{\max}$	$L1+L3^*+0,9 \cdot (L4+L5(-))+0,7 \cdot L2$									
							-29711			

5.2 Расчетные длины колонн

Высокий уровень напряжений в стальных конструкциях требует выполнения расчета на устойчивость поперечной рамы каркаса в физически нелинейной постановке [4]. Решение такой задачи возможно с применением счетных компьютерных программ, которые позволяют проводить анализ моделей конструкций любой сложности, но требует больших затрат времени и машинных ресурсов. Поэтому в проектной практике используется инженерный метод расчета, основанный на применении *расчетных длин*.

Использование понятия расчетной длины предполагает разделение стержневых систем на отдельные элементы, при этом необходимо учитывать взаимодействие рассматриваемого элемента с основанием и другими элементами (в первую очередь, примыкающими к нему в узлах) [19].

Под расчетной длиной стержня обычно понимают условную длину однопролетного стержня, критическая сила которого при шарнирном закреплении его концов такая же, как для заданного стержня. По физическому смыслу расчетная длина стержня с произвольными закреплениями концов является наибольшим расстоянием между двумя точками перегиба изогнутой оси, определяемым из расчета этого стержня на устойчивость по методу Эйлера.

При проектировании расчетную длину стержня l_{ef} обычно определяют по формуле:

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (5.2)$$

где l – геометрическая длина стержня или отдельного его участка;

μ – коэффициент расчетной длины, зависящий от условий закрепления концов стержня и вида нагрузки.

Для плоских стержневых систем расчетную длину сжатых стержней следует определять, как в плоскости, так и из плоскости системы (перпендикулярной ей).

Предполагается, что устойчивость поперечной рамы в целом обеспечивается устойчивостью колонн, при этом граничные условия колонн задаются в соответствии с условиями их работы в составе рамы.

В плоскости рамы расчетная длина колонны зависит от типа колонны (постоянного сечения, ступенчатая) и от закреплений ее концов.

Закрепление колонны на уровне базы (жесткое или шарнирное) зависит от конструкции самой базы и сопоставления возникающих усилий с сечением колонны (насколько сечение может воспринимать упругий момент). В случае частичного защемления, то есть восприятия сечением неполного упругого момента, закрепление колонны считается упругим с коэффициентом жесткости K_m (см. таблицу И.1 СП 16.13330.2011).

Закрепление верхнего конца колонны зависит от конструкции рамы (жесткое или шарнирное крепление ригеля). При этом, в колоннах постоянного сечения защемление верхнего конца при жестком креплении ригеля определяется отношением погонных жесткостей ригеля и колонны (рис. 5.2):

$$n = \frac{I_s \cdot l_c}{I_c \cdot l}, \quad (5.3)$$

где I_s, I_c – моменты инерции сечений ригеля и колонны соответственно;
 l, l_c – длины стержней ригеля и колонны соответственно.

При шарнирном опирании ригеля на колонну параметр n принимается равным нулю.

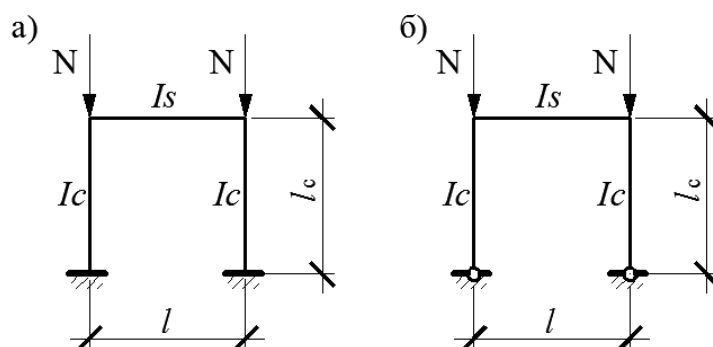


Рисунок 5.2 – К определению расчетных длин колонн постоянного сечения

В одноступенчатых колоннах (рис. 5.3) расчетная длина каждой части колонны в плоскости рамы определяется отдельно и зависит от условий закрепления рассматриваемой колонны, соотношения погонных жесткостей верхней и нижней частей колонны n и отношения расчетных осевых усилий в верхней и нижней частях колонны β :

$$n = \frac{I_2 \cdot l_1}{I_1 \cdot l_2}; \quad (5.4)$$

$$\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2}. \quad (5.5)$$

В плоскости рамы коэффициенты расчетной длины μ колонн постоянного сечения при жестком закреплении в фундаменте (рис. 5.4, а) определяют по формуле:

$$\mu = \sqrt{\frac{n + 0,56}{n + 0,14}}, \quad (5.6)$$

а при шарнирном креплении (рис. 5.4, б):

$$\mu = 2 \sqrt{1 + \frac{0,38}{n}}. \quad (5.7)$$

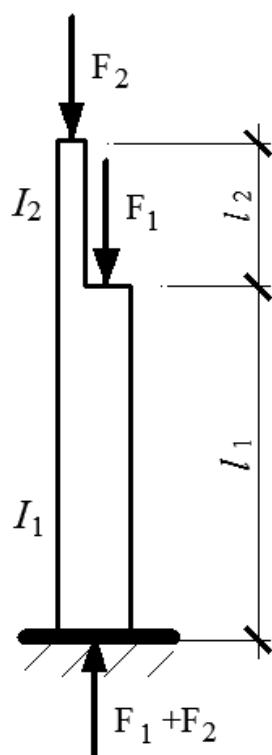


Рисунок 5.3 – К определению расчетных длин частей одноступенчатой колонны

Для одноступенчатых колонн коэффициент расчетной длины нижнего участка μ_1 при жестком закреплении в фундаменте и при закреплении верхнего конца от поворота, но при возможности его свободного смещения (рис. 5.4, а), следует определять по таблице И.4 СП 16.13330.2011, а при верхнем конце свободном от закреплений (рис. 5.4, б) по таблице И.3 того же документа.

Параметр α_1 для нахождения коэффициента μ_1 определяется по формуле:

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \cdot \sqrt{\frac{I_1}{\beta I_2}} \quad (5.8)$$

где β – параметр, определяемый по формуле (5.4).

Коэффициент расчетной длины для верхней части одноступенчатой колонны μ_2 во всех случаях следует определять по формуле:

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} \leq 3 \quad (5.9)$$

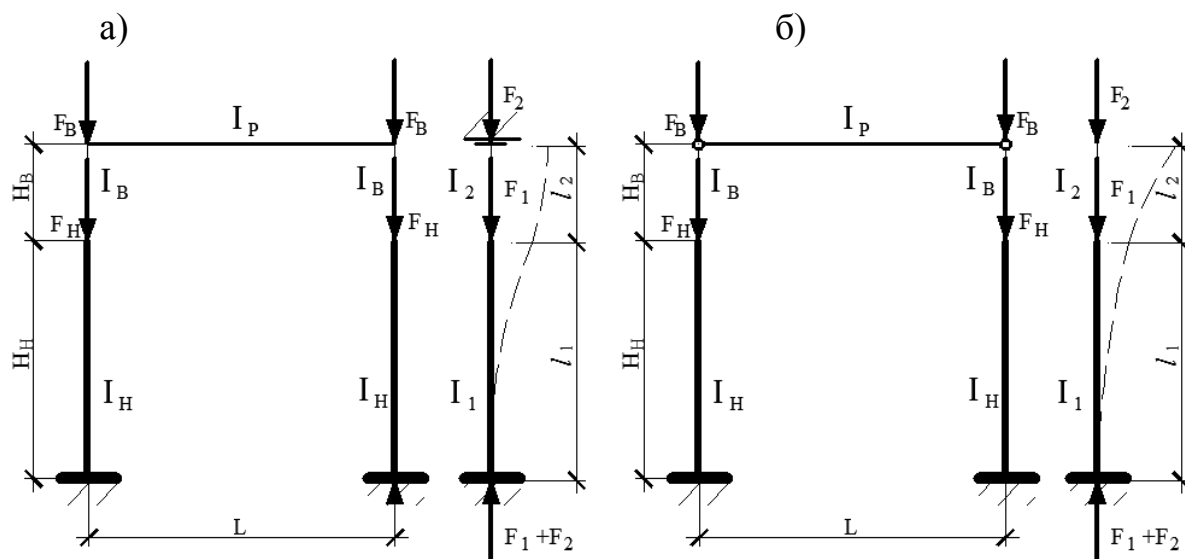


Рисунок 5.4 – К определению расчетных длин ступенчатых колонн: а) при жестком сопряжении ригеля с колонной; б) при шарнирном сопряжении ригеля с колонной

Из плоскости поперечной рамы расчетная длина колонны назначается в соответствии с п. 10.3.9 СП 16.13330.2011 равной расстояниям меж-

ду закрепленными от смещения из плоскости рамы точками (опорами колонн, подкрановых балок и подстропильных ферм, узлами крепления связей и ригелей и т.п.).

Закрепление колонны из плоскости рамы осуществляется при помощи вертикальных связей между колоннами и продольных элементов – подкрановых балок и распорок (рис. 5.5).

В местах прикрепления продольных элементов закрепление считается шарнирным, хотя допускается учитывать фактические условия закрепления концов колонн.

При рассмотрении шарнирного закрепления узлов коэффициент расчетной длины μ для участков колонн из плоскости принимается равным 1,0. При учете упруго податливого соединения, которое более точно отражает закрепление сквозной колонны на уровне базы, коэффициент расчетной длины μ для участков колонн из плоскости может быть снижен до 0,8.

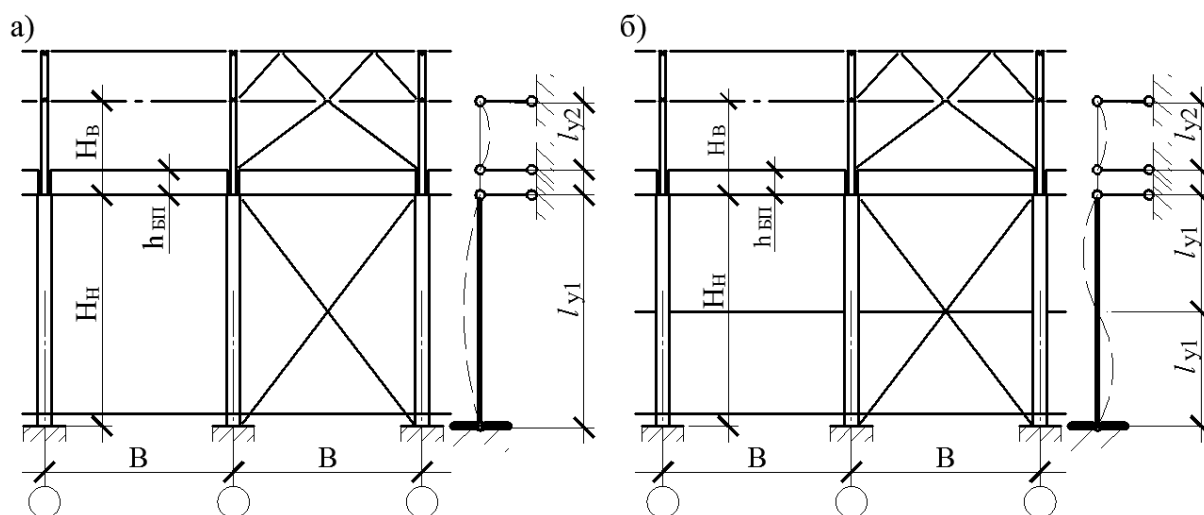


Рисунок 5.5 – К определению расчетных длин колонн из плоскости рамы:
а) без постановки дополнительных распорок по длине нижней части колонны,
б) с применением дополнительных распорок

Пример № 11

Определение расчетных длин ступенчатой колонны в плоскости и из плоскости рамы

Требуется определить расчетные длины одноступенчатой колонны в плоскости и из плоскости рамы при следующих исходных данных: закрепление колонны на уровне базы в плоскости рамы жесткое, из плоскости рамы шарнирное; верхний конец колонны в плоскости рамы закреплен от поворота, но с возможностью свободного перемещения (жесткий узел свободной рамы); из плоскости рамы колонны раскреплены вертикальными связями, подкрановыми балками и распорками (рис. 5.6).

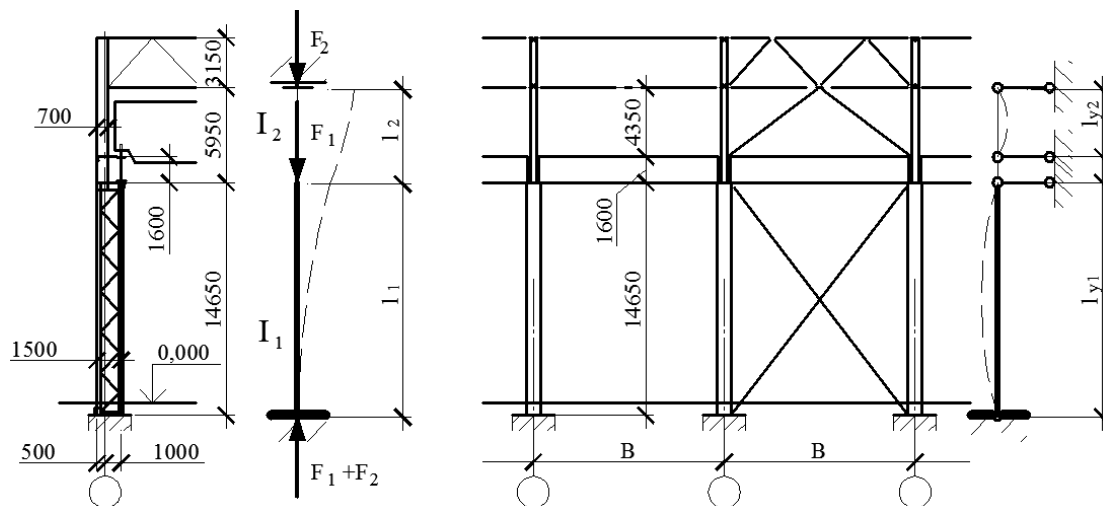


Рисунок 5.6 – К определению расчетных длин колонны в плоскости и из плоскости рамы (к примеру № 11)

Соотношение моментов инерции сечений верхней I_2 и нижней I_1 частей колонны равно $I_2/I_1 = 1/6$. Длина нижней части колонны равна 14,65 м, верхней части – 5,95 м. Высота подкрановых балок $h_{БП} = 1,6$ м.

В верхней части колонны действует нагрузка от веса покрытия, стенового ограждения и надкрановой части колонны (см. пример №3), а также снеговая нагрузка (см. пример № 4) общим весом:

$$F_2 = \frac{q_{носм} l}{2} + G_{ст,в} + G_{к,в} + \frac{q_{снег} l}{2} = \frac{2052 \cdot 30}{2} + 6127 + 1890 + \frac{2400 \cdot 30}{2} = 74797 \text{ (кгс)}.$$

В нижней части колонны действует нагрузка от веса стенового ограждения и подкрановой части колонны (см. пример №3), а также максимальное давление от крана на колонну с учетом собственного веса подкрановых балок (см. пример №8) общим весом:

$$F_1 = G_{ст,н} + G_{к,н} + D_{\max}^* = 7038 + 7560 + 201847 = 216445 \text{ (кгс)}.$$

Решение:

Определяем параметры соотношения погонных жесткостей верхней и нижней частей колонны n и отношения расчетных осевых усилий в верхней и нижней частях колонны β :

$$n = \frac{I_2 \cdot l_1}{I_1 \cdot l_2} = \frac{1 \cdot 14,65}{6 \cdot 5,95} = 0,4;$$

$$\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \frac{216445 + 74797}{74797} = 3,9.$$

Параметр α_1 для нахождения коэффициента μ_1 определяется по формуле:

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \cdot \sqrt{\frac{I_1}{\beta I_2}} = \frac{5,95}{14,65} \cdot \sqrt{\frac{6}{3,9 \cdot 1}} = 0,5.$$

При жестком закреплении колонны в фундаменте и при закреплении верхнего конца от поворота, но при возможности его свободного смещения (рис. 5.4, а) коэффициент μ_1 для нижней части колонны определяется по таблице И.4 СП 16.13330.2011, при $n=0,4$ и $\alpha_1=0,5$ он равен (по линейной интерполяции)

$$\mu_1 = \frac{1,77 + 1,83}{2} = 1,8.$$

Коэффициент расчетной длины для верхней части одноступенчатой колонны μ_2 определяется по формуле:

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} = \frac{1,8}{0,5} = 3,6,$$

и принимается не более 3,0.

В нашем случае $3,6 > 3,0$, следовательно, окончательно принимаем $\mu_2=3,0$.

Рассчитываем расчетные длины одноступенчатой колонны в плоскости рамы:

$$l_{efx,1} = l_1 \cdot \mu_1 = 14,65 \cdot 1,8 = 26,37 \text{ (м)};$$

$$l_{efx,2} = l_2 \cdot \mu_2 = 5,95 \cdot 3,0 = 17,85 \text{ (м)}.$$

Из плоскости рамы расчетные длины для нижней и верхней частей колонны назначаем с учетом раскрепления связями и подкрановыми балками при коэффициенте $\mu=1,0$:

$$l_{efy,1} = l_{y1} \cdot \mu = 14,65 \cdot 1,0 = 14,65 \text{ (м)};$$

$$l_{efy,2} = l_{y2} \cdot \mu = 4,35 \cdot 1,0 = 4,35 \text{ (м)}.$$

5.3 Подбор сплошного сечения внецентренно сжатого стержня колонны

Подбор сплошного сечения внецентренно сжатого стержня колонны может быть выполнен на основе приближенной формулы [2]:

$$A_r \geq \frac{N}{R_y \gamma_c} \left(1,25 + 2,2 \frac{M}{Nh} \right), \quad (5.10)$$

где A_r – требуемая площадь сечения;

M и N – расчетные усилия в сечении, определенные по невыгоднейшему сочетанию нагрузок (см. п. 5.1);

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести для марки стали, принятой с учетом группы конструкций и района строительства согласно таблице В.1 СП 16.13330.2011;

γ_c – коэффициент условий работы, определяемый по таблице 1 СП 16.13330.2011, для колонн одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами $\gamma_c=1,05$;

h – высота сечения, заданная при компоновке поперечной рамы.

При распределении требуемой площади сечения между стенкой и полками следует стремиться к передаче большей части площади на полки с целью повышения общей устойчивости стержня. Но при этом на стенку остается мало материала, и ее толщина может оказаться недостаточной для обеспечения местной устойчивости.

Обычно толщину стенки составного сплошного сечения колонны назначают не менее 8 мм, с гибкостью стенки $\lambda_w = h_w/t_w = 60...120$.

Если повышение местной устойчивости стенки увеличением ее толщины не рационально, что характерно для сплошных сечений высотой 1000 мм и более, из расчетного сечения следует исключить неустойчивую часть стенки, в этом случае расчетная площадь будет состоять из полок и прилегающих к ним участков стенки (рис. 5.7).

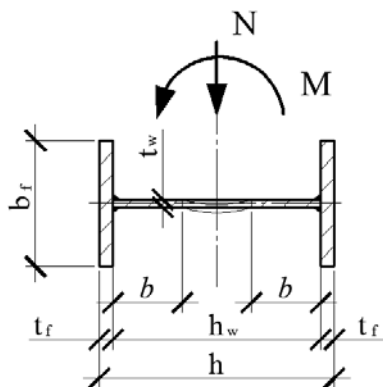


Рисунок 5.7 – Сплошное сечение верхней части колонны

Согласно норм проектирования [5] расчетная уменьшенная площадь сечения A_d учитывается взамен полной площади сечения A в случаях, когда фактическое значение условной гибкости стенки:

$$\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t_w) \sqrt{R_y/E} \quad (5.11)$$

превышает значение предельной условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_{uw}$.

На этапе подбора сечения устойчивую часть стенки можно определить по формуле:

$$h_d = 2b = 2 \cdot 0,85 t_w \sqrt{E/R_y}, \quad (5.12)$$

тогда площадь сечения, учитываемая при расчете устойчивости стержня, будет равна:

$$A_d = h_d \cdot t_w + 2t_f \cdot b_f. \quad (5.13)$$

Для обеспечения устойчивости стержня из плоскости рамы ширину полок b_f принимают в пределах $1/20 \div 1/30$ высоты колонны, а толщину полки t_f назначают из приближенного условия местной устойчивости полки $t_f \approx b_f \sqrt{R_y/E}$.

Фактическая площадь принятого сечения A , а в случае неустойчивой части стенки уменьшенная площадь сечения A_d , должна превышать требуемую площадь A_r .

Другой, более классический подход к нахождению требуемой площади сечения внецентренно сжатого стержня заключается в использовании условия общей устойчивости в плоскости действия момента (рамы) [5]:

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (5.14)$$

откуда требуемая площадь сечения должна быть принята:

$$A_r \geq \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c}. \quad (5.15)$$

Коэффициент устойчивости стержня при внецентренном сжатии в плоскости рамы φ_e определяется по таблице Д.3 СП 16.13330.2011 в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}_x$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} :

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{efx}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (4.16)$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m, \quad (4.17)$$

где l_{efx} – расчетная длина колонны или части ступенчатой колонны в плоскости рамы;

i_x – радиус инерции сечения колонны относительно оси Ox ;

η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по таблице Д.2 СП 16.13330.2011;

m – относительный эксцентриситет, определяемый по формуле:

$$m = \frac{M \cdot A}{N \cdot W_c}, \quad (5.18)$$

где W_c – момент сопротивления сечения, вычисленный для наиболее сжатого волокна (для симметричного сечения $W_c = W_x$).

Так как на предварительном этапе мы не всегда можем располагать всеми геометрическими характеристиками сечения (включая площадь сечения A , момент сопротивления W_x , радиус инерции i_x), а также чтобы избежать громоздких вычислений параметров $\bar{\lambda}_x$ и m_{ef} , при подборе сечения можно воспользоваться приближенными формулами [4]:

$$\bar{\lambda}_x \approx \frac{l_{efx}}{0,42h} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (5.19)$$

$$m_x \approx \frac{M_x}{N \cdot 0,35h}, \quad (5.20)$$

где $0,42h \approx i_x$ – приближенное значение радиуса инерции двутаврового сечения;

$0,35h \approx \rho_x$ – приближенное значения ядрового расстояния $\rho_x = W_x/A$.

Коэффициент влияния формы сечения на предварительном этапе рекомендуется принимать при $A_f/A_w \approx 0,5$ (номер типа сечения 5 **таблицы Д.2 СП 16.13330.2011**), тогда при $0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$ и $0,1 \leq m \leq 5$:

$$\eta = (1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}, \quad (5.21)$$

в остальных случаях при $0,1 \leq m \leq 20$ $\eta = 1,25$.

Выполнив компоновку сплошного сечения, проводят проверки прочности, общей и местной устойчивости как для элемента, подверженного действию продольной силы с изгибом по СП 16.13330.2011, раздел 9.

Пример № 12

Подбор сечения и расчет верхней части ступенчатой колонны

Требуется подобрать сплошное сечение верхней части ступенчатой колонны и выполнить необходимые проверки при следующих исходных данных: район строительства г. Новый Уренгой (расчетная температура $t = -53$ °С); режим эксплуатации здания – отапливаемое; грузоподъемность крана $Q=80$ т; режим работы крана 5К; пролет здания $L=30$ м; шаг колонн $B=12$ м; высота от уровня пола до уровня головки кранового рельса $H_{УГР}=15,6$ м. Поперечная рама каркаса представлена на рис. 2.3.

По результатам статического расчета получены расчетные усилия в верхней части колонны (таблица 5.2, сечения 1-1, 2-2): $|M_{\max}|=124804$ кгс·м; $N_{\text{соем}}=71197$ кгс (при расчетном сочетании $M_{\max}$ - и $N_{\text{соем}}$ и комбинации нагрузок $L1+L3*+0,9 \cdot L2++0,7 \cdot (L4+L5)$).

Расчетные длины верхней части колонны: в плоскости рамы $l_{efx,2}=17,85$ м; из плоскости рамы $l_{efy,2}=4,35$ м.

Решение:

Назначаем материал колонны. Согласно СП 16.13330.2011 при расчетной температуре $-55 \leq t = -53 < -45$ °С для конструкций 3-ей группы (см. **приложение В СП 16.13330.2011**) рекомендуется применение стали марки С345-1 по ГОСТ 27772-88*. Расчетное сопротивление стали по пределу текучести равно (**таблица В.5 СП 16.13330.2011**) $R_y=3200$ кгс/см². Коэффициент условий работы, определяемый по **таблице 1 СП**

16.13330.2011, для колонн одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами равен $\gamma_c=1,05$.

Определим требуемую площадь сечения по приближенной формуле (5.10) при высоте сечения верхней части колонны, заданной при компоновке поперечной рамы каркаса, $h=700$ мм:

$$A_r \geq \frac{N}{R_y \gamma_c} \left(1,25 + 2,2 \frac{M}{Nh} \right) = \frac{71197}{3200 \cdot 1,05} \cdot \left(1,25 + 2,2 \cdot \frac{12480400}{71197 \cdot 70} \right) = 143 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Требуемая толщина стенки принимается не менее $t_w \geq h_w / \lambda_w = 70/120 = 0,6$ (см) и не менее 0,8 см. Следовательно, принимаем толщину стенки двутавра $t_w=8$ мм. Тогда площадь стенки двутавра равна:

$$A_w = h_w \cdot t_w = 70 \cdot 0,8 = 56 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Площадь поясов:

$$A_f \geq \frac{A - A_w}{2} = \frac{143 - 56}{2} = 43,5 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Учитывая то, что для обеспечения общей устойчивости стержня из плоскости рамы ширина полок b_f должна быть не менее $1/20 \div 1/30$ высоты колонны (свободной длины колонны из плоскости рамы), то есть в нашем случае $b_f \approx (1/20 \div 1/30) \cdot 435 = 22 \div 15$ (см), а из приближенного условия местной устойчивости поясных свесов толщина полки должны быть не менее $b_f \sqrt{R_y/E}$, определим ширину поясов двутаврового сечения:

$$b_f = \left(\frac{A_f}{\sqrt{R_y/E}} \right)^{0,5} = \left(\frac{43,5}{\sqrt{3200/2,1 \cdot 10^6}} \right)^{0,5} = 33,4 \approx 34 \text{ (см)} > 15 \div 22 \text{ (см)}$$

и соответствующую толщину поясов:

$$t_f = b_f \sqrt{R_y/E} = 34 \cdot \sqrt{3200/2,1 \cdot 10^6} = 1,3 \approx 1,4 \text{ (см)}.$$

Устойчивая часть стенки определяется по приближенной формуле:

$$h_d = 2 \cdot 0,85 t_w \sqrt{E/R_y} = 2 \cdot 0,85 \cdot 0,8 \cdot \sqrt{2,1 \cdot 10^6 / 3200} = 34,8 \text{ (см)},$$

тогда расчетная площадь сформированного сечения будет равна:

$$A_d = h_d \cdot t_w + 2 t_f \cdot b_f = 34,8 \cdot 0,8 + 2 \cdot 1,4 \cdot 34 = 123 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Это меньше требуемой площади сечения $A_r=143 \text{ см}^2$, поэтому увеличиваем толщину поясов:

$$t_f \geq \frac{A_r - h_d \cdot t_w}{2 b_f} = \frac{143 - 34,8 \cdot 0,8}{2 \cdot 34} = 1,7 \approx 1,8 \text{ (см)}.$$

Откорректированная площадь сечения с учетом устойчивой части стенки равна:

$$A_d = h_d \cdot t_w + 2t_f \cdot b_f = 34,8 \cdot 0,8 + 2 \cdot 1,8 \cdot 34 = 150 \text{ (см}^2\text{)} > 143 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Определим требуемую площадь сечения из условия общей устойчивости стержня сплошного сечения в плоскости действия момента (рамы), задаваясь условной гибкостью:

$$\bar{\lambda}_x \approx \frac{l_{efx}}{0,42h} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1785}{0,42 \cdot 70} \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 2,4$$

и относительным эксцентриситетом:

$$m_x \approx \frac{M_x}{N \cdot 0,35h} = \frac{12480400}{71197 \cdot 0,35 \cdot 70} = 7,2.$$

Коэффициент влияния формы сечения при $A_f/A_w \approx 0,5$, $0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$ и $5 \leq m \leq 20$:

$$\eta = 1,25,$$

тогда приведенный относительный эксцентриситет равен:

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,25 \cdot 7,2 = 9,0,$$

а коэффициент устойчивости стержня при внецентренном сжатии в плоскости рамы **по таблице Д.3 СП 16.13330.2011** (по линейной интерполяции):

$$\varphi_e = \frac{0,130 - 0,138}{2,5 - 2,0} \cdot (2,4 - 2,0) + 0,138 = 0,132.$$

Требуемая площадь сечения из условия (5.14):

$$A_r \geq \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c} = \frac{71197}{0,132 \cdot 3200 \cdot 1,05} = 161 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Это несколько больше площади подобранного сечения, поэтому увеличиваем толщину поясов до $t_f = 2,0$ см, тогда

$$A_d = h_d \cdot t_w + 2t_f \cdot b_f = 34,8 \cdot 0,8 + 2 \cdot 2,0 \cdot 34 = 164 \text{ (см}^2\text{)} > 161 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Определяем геометрические характеристики сформированного составного двутаврового сечения:

- площадь сечения

$$A = h_w \cdot t_w + 2t_f \cdot b_f = 70 \cdot 0,8 + 2 \cdot 2,0 \cdot 34 = 192 \text{ (см}^2\text{)};$$

- момент инерции сечения относительно оси Oх

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left[\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h_{ef}}{2} \right)^2 \right] = \frac{0,8 \cdot 70^3}{12} + 2 \left[\frac{34 \cdot 2^3}{12} + 34 \cdot 2 \cdot \left(\frac{72}{2} \right)^2 \right] = 199168 \text{ (см}^4\text{)};$$

- момент инерции сечения относительно оси Oy

$$I_y = \frac{h_w t_w^3}{12} + 2 \cdot \frac{t_f b_f^3}{12} = \frac{70 \cdot 0,8^3}{12} + 2 \cdot \frac{2 \cdot 34^3}{12} = 13104 \text{ (см}^4\text{)};$$

- радиус инерции сечения относительно оси Ox

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{199168}{192}} = 32,2 \text{ (см)};$$

- радиус инерции сечения относительно оси Oy

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{13104}{192}} = 8,3 \text{ (см)};$$

- момент сопротивления сечения относительно оси Ox

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 199168}{74} = 5383 \text{ (см}^3\text{)}.$$

Относительный эксцентриситет сечения в плоскости изгиба рамы равен:

$$m = \frac{M \cdot A}{N \cdot W_c} = \frac{12480400 \cdot 192}{71197 \cdot 5383} = 6,3.$$

Условная гибкость стержня относительно оси Ox:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{efx}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1785}{32,2} \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 2,2.$$

Коэффициент влияния формы сечения η определяем по таблице Д.2 СП 16.13330.2011 при $A_f/A_w = (34 \cdot 2)/(70 \cdot 0,8) = 0,8$ и $5 < m \leq 20$ линейной интерполяцией между значениями, определенными при $A_f/A_w = 0,5$

$$\eta = 1,25 \text{ и при } A_f/A_w = 1,0 \quad \eta = 1,4 - 0,02\bar{\lambda} = 1,4 - 0,02 \cdot 2,2 = 1,36.$$

$$\eta = \frac{1,36 - 1,25}{1 - 0,5} \cdot (0,8 - 0,5) + 1,25 = 1,32.$$

Тогда приведенный относительный эксцентриситет равен:

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,32 \cdot 6,3 = 8,3.$$

Так как приведенный относительный эксцентриситет $m_{ef} \leq 20$, а также отсутствуют ослабления сечения, расчет на прочность верхней части колонны выполнять не требуется.

Для проверки общей устойчивости верхней части колонны в плоскости рамы определим коэффициент устойчивости стержня при внецентренном сжатии **по таблице Д.3 СП 16.13330.2011** (по линейной интерполяции) для значений $\bar{\lambda}=2,2$ и $m_{ef}=8,3$ (таблица 5.3).

Таблица 5.3

Линейная интерполяция значения коэффициента устойчивости φ_e

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Значение φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}		
	8,0	8,3	9,0
2,0	153		138
2,2	149	145	135
2,5	144		130

Примечание - Значения коэффициентов φ_e в таблице увеличены в 1000 раз.

Коэффициент устойчивости равен $\varphi_e = 0,145$.

Определим гибкость стенки двутаврового сечения:

$$\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t_w) \sqrt{R_y/E} = (70/0,8) \sqrt{3200/2,1 \cdot 10^6} = 3,4.$$

Значение предельной условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_{uw}$ при $1 \leq m_x = 6,3 \leq 10$ и $\bar{\lambda}_x = 2,2 \geq 2$ определяется в соответствии с **п. 9.4.2 СП 16.13330.2011** и не должно превышать 3,1, следовательно, в нашем случае условие не соблюдается, и стенка не устойчива.

Определим уменьшенную площадь двутаврового сечения при уменьшенной (устойчивой) высоте стенки:

$$h_d = t_w \left[\bar{\lambda}_{uw} - \left(\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1 \right) (\bar{\lambda}_{uw} - 1,2 - 0,15 \bar{\lambda}) \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} =$$

$$= 0,8 \cdot \left[3,1 - \left(\frac{3,4}{3,1} - 1 \right) (3,1 - 1,2 - 0,15 \cdot 2,2) \right] \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{3200}} = 60,4 \text{ (см)},$$

$$A_d = A - (h_{ef} - h_d) t_w = 192 - (70 - 60,4) \cdot 0,8 = 184,3 \text{ (см}^2\text{)}.$$

В условии общей устойчивости учтем уменьшенную площадь сечения A_d вместо полной площади сечения A :

$$\frac{N}{\varphi_e A_d R_y \gamma_c} = \frac{71197}{0,145 \cdot 184,3 \cdot 3200 \cdot 1,05} = 0,79 < 1.$$

Условие устойчивости обеспечивается с запасом по несущей способности $(1-0,79) \cdot 100\% = 21\%$. С целью экономного расходования материала целесообразно уменьшить сечение, например, за счет толщины поясов.

Тогда, при толщине поясов $t_f = 1,6$ см геометрические характеристики составного двутаврового сечения будут равны: $A=164,8$ см²; $I_x=162332,4$ см⁴; $I_y=10484,1$ см⁴; $i_x=31,4$ см; $i_y=8,0$ см; $W_x=4534$ см³.

Относительный эксцентриситет сечения в плоскости изгиба рамы $m=6,4$; условная гибкость стержня $\bar{\lambda}_x = 2,2$; коэффициент влияния формы сечения $\eta = 1,4 - 0,02\bar{\lambda} = 1,4 - 0,02 \cdot 2,2 = 1,36$ при $A_f/A_w = (34 \cdot 1,6)/(70 \cdot 0,8) = 1,0$ и $5 < m \leq 20$; приведенный относительный эксцентриситет $m_{ef} = \eta \cdot m = 1,36 \cdot 6,4 = 8,7$; коэффициент устойчивости $\varphi_e = 0,139$.

Так как размеры стенки не изменялись, то гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$ и уменьшенная высота стенки h_d остались неизменными.

Уменьшенная площадь двутаврового сечения будет равна:

$$A_d = A - (h_{ef} - h_d) t_w = 164,8 - (70 - 60,4) \cdot 0,8 = 157,1 \text{ (см}^2\text{)}.$$

В условии общей устойчивости учтем уменьшенную площадь сечения A_d вместо полной площади сечения A :

$$\frac{N}{\varphi_e A_d R_y \gamma_c} = \frac{71197}{0,139 \cdot 157,1 \cdot 3200 \cdot 1,05} = 0,97 < 1.$$

Условие устойчивости обеспечивается с запасом по несущей способности $(1-0,97) \cdot 100\% = 3\%$. Экономия материала составила 14%.

Окончательный вариант сечения верхней части колонны представлен на рис. 5.8.

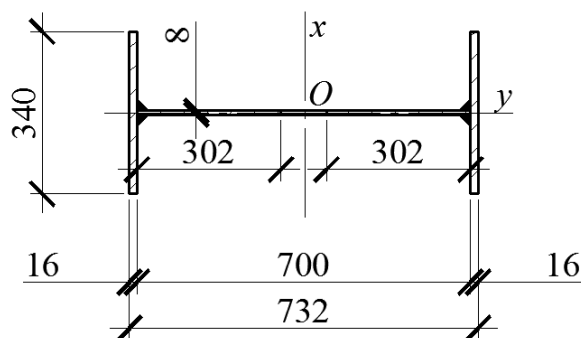


Рисунок 5.8 – Сечение верхней части колонны (к примеру № 12)

Для проверки общей устойчивости стержня из плоскости рамы необходимо вычислить относительный эксцентриситет $m_x = \frac{M_x \cdot A}{N \cdot W_c}$ для значения расчетного момента M_x , принятого по максимальному моменту в пределах средней трети длины, но не менее половины наибольшего момента по длине стержня.

Расчетный момент $M_{\max} = -124804$ кгс·м действует в сечении 1-1 при сочетании нагрузок $L1+L3^*+0,9 \cdot L2+0,7 \cdot (L4+L5)$. При этом же сочетании нагрузок в сечении 2-2 изгибающий момент равен $M_{2-2} = -25107$ кгс·м.

Максимальный момент в средней трети длины верхней части колонны будет равен:

$$M_{1/3} = \frac{2}{3}(M_{\max} - M_{2-2}) + M_{2-2} = \frac{2}{3}(124804 - 25107) + 25107 = 91572 \text{ (кгс·м)}.$$

Половина наибольшего момента в верхней части колонны равна:

$$0,5 \cdot M_{\max} = 0,5 \cdot 124804 = 62402 \text{ (кгс·м)}.$$

За расчетный момент M_x принимаем наибольшее из полученных значений:

$$M_x = 91572 \text{ (кгс·м)}.$$

Относительный эксцентриситет:

$$m_x = \frac{M_x \cdot A}{N \cdot W_c} = \frac{9157200 \cdot 164,8}{71197 \cdot 4534} = 4,7 < 5,$$

тогда по таблице 21 СП 16.13330.2011 коэффициент α равен:

$$\alpha = 0,65 + 0,05m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 4,7 = 0,885.$$

Условная гибкость стержня верхней части колонны из плоскости рамы равна:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{efy}}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{435}{8,0} \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 2,1 < 3,14,$$

тогда по таблице 21 СП 16.13330.2011 находим коэффициент $\beta = 1,0$.

При значении $m_x \leq 5$ коэффициент c определяем по формуле (112) СП 16.13330.2011:

$$c = \beta / (1 + \alpha m_x) = 1 / (1 + 0,885 \cdot 4,7) = 0,19 < 1.$$

Коэффициент устойчивости при центральном сжатии φ_y при условной гибкости $\bar{\lambda}_y = 2,1$ и типе сечения «b» (таблица 7 СП 16.13330.2011) определим по таблице Д.1 СП 16.13330.2011 линейной интерполяцией:

$$\varphi_y = \frac{0,826 + 0,794}{2} = 0,810.$$

Условие устойчивости внецентренно сжатого стержня сплошного постоянного сечения из плоскости действия момента:

$$\frac{N}{c\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{71197}{0,19 \cdot 0,81 \cdot 157,1 \cdot 3200 \cdot 1,05} = 0,88 < 1.$$

Устойчивость обеспечивается с запасом по несущей способности $(1-0,88) \cdot 100\% = 12\%$.

Произведенный расчет условной гибкости стенки двутаврового сечения показал, что $\bar{\lambda}_w = 3,4 > 2,3$, следовательно, стенку следует укреплять ребрами жесткости, располагаемыми с шагом $(2,5 \div 3,0)h_{ef} = 175 \div 210$ (см). Ширину парного симметричного ребра жесткости принимаем

$$b_r \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 = \frac{700}{30} + 40 = 63 \approx 100 \quad (\text{мм}), \quad \text{а} \quad \text{толщину}$$

$$t_r \geq 2b_r \sqrt{R_y/E} = 2 \cdot 10 \sqrt{3200/2,1 \cdot 10^6} = 0,8 \quad (\text{см}).$$

Условная гибкость свеса пояса (полки) определяется по формуле:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{34 - 0,8}{2 \cdot 1,6} \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 0,4.$$

Предельная условная гибкость свеса пояса составного двутаврового сечения при относительном эксцентриситете $5 < m_x = 6,3 < 20$ определяется линейной интерполяцией между значениями, вычисленными **по формулам таблицы 23 СП 16.13330.2011** при $m_x = 5$, и согласно **п. 8.5.18 и п. 8.5.19 СП 16.13330.2011** при $m_x = 20$ соответственно.

При $m_x = 5$ предельная условная гибкость свеса пояса определяется по формуле:

$$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(1,5 + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x, \quad (5.22)$$

$$\text{где} \quad \bar{\lambda}_{ufc} = 0,36 + 0,10\bar{\lambda} = 0,36 + 0,10 \cdot 2,2 = 0,58, \quad (5.23)$$

$$\text{тогда} \quad \bar{\lambda}_{uf} = 0,58 - 0,01(1,5 + 0,7 \cdot 2,2) \cdot 5 = 0,43.$$

При $m_x = 20$ предельная условная гибкость свеса пояса двутаврового сечения без окаймления и отгибов определяется по формуле:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}}, \quad (5.24)$$

и при $\sigma_c = M/(W_{xnc} \cdot \gamma_c) = 12480400/(4534 \cdot 0,9) = 3058$ (кгс/см²) равна:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{3200}{3058}} = 0,51.$$

Соответственно, при $m_x = 6,3$ предельная условная гибкость свеса пояса будет равна:

$$\bar{\lambda}_{uf} = \frac{0,51 - 0,43}{20 - 5} \cdot (6,3 - 5) + 0,43 = 0,44.$$

Так как условная гибкость свеса пояса (полки) не превышает предельной условной гибкости $\bar{\lambda}_f = 0,4 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,44$, местная устойчивость поясов двутаврового сечения верхней части колонны обеспечена.

Гибкость стержня верхней части колонны в плоскости рамы равна:

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} = \frac{1785}{31,4} = 57.$$

Предельная гибкость для основных колонн каркасов зданий принимается равной $\lambda_u = 180 - 60\alpha$, где $\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \geq 0,5$.

В нашем случае в плоскости рамы $\alpha = 0,97$, $\lambda_u = 180 - 60 \cdot 0,97 = 122$.

Так как $\lambda_x = 57 < \lambda_{ux} = 122$, следовательно, условие предельной гибкости стержня верхней части колонны в плоскости рамы обеспечивается.

Гибкость стержня верхней части колонны из плоскости рамы:

$$\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} = \frac{435}{8,0} = 54.$$

Предельная гибкость при $\alpha = 0,88$ (из плоскости рамы):

$$\lambda_u = 180 - 60 \cdot 0,88 = 127.$$

$$\lambda_y = 54 < \lambda_{uy} = 127,$$

следовательно, условие предельной гибкости стержня верхней части колонны из плоскости рамы обеспечивается.

5.4 Подбор сквозного сечения внецентренно сжатого стержня колонны

Стержень сквозной колонны, как правило, состоит из двух ветвей, объединенных соединительной решеткой. Исчерпание несущей способности сквозного стержня может наступить как из-за потери общей устойчивости всего стержня, так и его ветвей по отдельности, искривляемых в плоскости рамы на участках между узлами решетки, а из плоскости рамы на участках между узлами связей (опорами колонн, подкрановых балок и подстропильных ферм, узлами крепления связей и ригелей и т.п.).

В плоскости изгиба (в плоскости рамы) искривление колонны происходит относительно свободной оси Ox , и устойчивость стержня в этой плоскости зависит от устойчивости ветвей на участке между узлами соединительной решетки l_1 и общей устойчивости всего стержня высотой сечения h (рис. 5.9). Логично предположить, что с помощью параметров l_1 и h можно регулировать устойчивость сквозного стержня в плоскости рамы.

В плоскости перпендикулярной плоскости изгиба (из плоскости рамы) искривление стержня происходит относительно материальной оси Oy , причем ось является общей как для ветвей по отдельности, так и для сечения в целом. Это дает возможность подбора сечения ветвей колонны из

условия обеспечения их устойчивости из плоскости рамы с последующей компоновкой сквозного сечения и решетки в плоскости рамы.

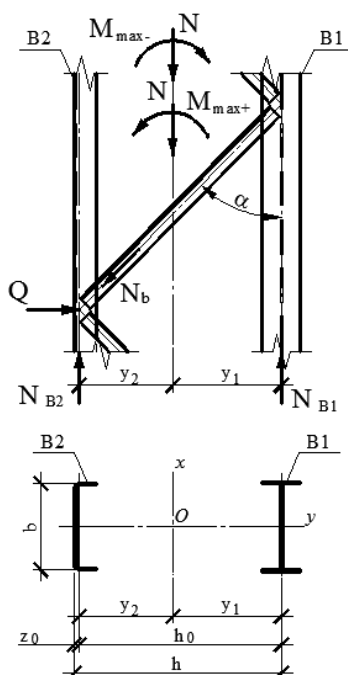


Рисунок 5.9 – Сквозное сечение нижней части колонны и соединительная решетка

Таким образом, подбор сквозного сечения состоит из двух этапов: 1) подбор сечения ветвей; 2) компоновка сечения с соединительной решеткой.

Ветви сквозного сечения колонны аналогичны поясам фермы, и расчетные продольные усилия в ветвях в соответствии с п. 9.3.3 СП 16.13330.2011 определяются с учетом догружающего действия изгибающих моментов.

Расчетное усилие в крановой (внутренней) ветви определяется из расчетного сочетания $M_{\max-}$ (M_1) и $N_{\text{соемв}}$ (N_1):

$$N_{B1} = \frac{N_1 y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0}, \quad (5.25)$$

а в шатровой (наружной) ветви из расчетного сочетания $M_{\max+}$ (M_2) и $N_{\text{соемв}}$ (N_2):

$$N_{B2} = \frac{N_2 y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0}, \quad (5.26)$$

где h_0 – расстояние между осями ветвей, определяемое как размер высоты сечения колонны за вычетом расстояния от стенки до центра тяжести сечения швеллера шатровой ветви $h_0 = h - z_0$;

y_1, y_2 – расстояния от центра тяжести сечения до оси крановой (B1) и шатровой (B2) ветвей соответственно.

В этом кроется некоторое допущение, так как усилия в ветвях определяются по недеформированной схеме, то есть без учета возможного увеличения расчетного усилия в ветви вследствие изгиба стержня в плоскости рамы. Некорректность таких расчетных предпосылок компенсируется системой коэффициентов надежности.

На предварительном этапе размеры y_1 и y_2 принимаются приближенно:

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} \cdot h_0; \quad (5.27)$$

$$y_2 = h_0 - y_1, \quad (5.28)$$

где $h_0 \approx h - 5$ см;

$|M_1|$, $|M_2|$ - абсолютные значения изгибающих моментов из расчетных сочетаний.

Требуемая площадь сечения ветви определяется из условия устойчивости ветви из плоскости рамы (при центральном сжатии):

$$\frac{N_B}{\varphi_y A_B R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (5.29)$$

откуда

$$A_B \geq \frac{N_B}{\varphi_y R_y \gamma_c}. \quad (5.30)$$

В формулах (5.28) и (5.29) R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести для марки стали, принятой с учетом группы конструкций и района строительства согласно **таблице В.1 СП 16.13330.2011**;

γ_c – коэффициент условий работы, определяемый по **таблице 1 СП 16.13330.2011**, для колонн одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами $\gamma_c = 1,05$;

φ_y – коэффициент устойчивости стержня при центральном сжатии, определяемый по **таблице Д.1 СП 16.13330.2011** в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}_y$, которая для ветви колонны равна:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{efy}}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (5.31)$$

где l_{efy} – расчетная длина нижней части колонны из плоскости рамы;

i_y – радиус инерции сечения ветви колонны относительно оси Oy .

Предварительно коэффициент устойчивости может быть задан равным 0,7.

При подборе сечения ветвей, обеспечивающих их устойчивость из плоскости рамы, считается, что устойчивость всего стержня относительно материальной оси Oy также обеспечивается.

Исходя из характера работы ветвей в составе сквозного внецентренно сжатого стержня на центральное сжатие, расстояние между узлами соединительной решетки целесообразно назначать с учетом условия равностойчивости ветвей в плоскости и из плоскости рамы:

$$\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} \approx \lambda_1 = \frac{l_1}{i_{x0}}, \quad (5.32)$$

где i_y – радиус инерции сечения ветви относительно оси Oy ;
 i_{x0} – радиус инерции сечения ветви относительно собственной оси Ox_0 ;
 l_{efy} – расчетная длина стержня из плоскости рамы;
 l_1 – расстояние между узлами соединительной решетки.

Но при этом следует учитывать, что рациональный угол наклона решетки составляет $35 \div 55^\circ$, а условная гибкость отдельных ветвей между узлами $\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{R_y/E}$ не должна превышать 2,7 и условную приведенную гибкость стержня в целом $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y/E}$ (последнее условие на этапе подбора трудно контролировать).

Условие устойчивости ветви в плоскости рамы (при центральном сжатии) имеет вид:

$$\frac{N_B}{\varphi_1 A_B R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (5.33)$$

где N_B – усилие в ветви;
 A_B – площадь сечения ветви;
 φ_1 – коэффициент устойчивости ветви при центральном сжатии, соответствующий условной гибкости $\bar{\lambda}_1$.

Коэффициент устойчивости ветви φ_1 определяется аналогично коэффициенту устойчивости φ_y по таблице Д.1 СП 16.13330.2011.

Расчет стержней соединительной решетки колонны выполняется на продольное усилие сжатия от поперечной силы в сечении стержня колонны:

$$N_d = \frac{Q_{\max}}{n \cdot \sin \alpha}, \quad (5.34)$$

где n – количество плоскостей решетки, чаще всего решетка располагается в двух плоскостях, то есть $n=2$;

α – угол между раскосом и ветвью колонны;

$Q_{\max}$ – расчетная поперечная сила, принимаемая как бóльшая из фактической поперечной силы, определенной при статическом расчете рамы, и условной поперечной силы Q_{fic} .

Значение условной поперечной силы определяется согласно требованиям п. 7.2.7 СП 16.13330.2011 по формуле:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi}, \quad (5.35)$$

где N – продольное расчетное усилие в стержне колонны;

φ – коэффициент устойчивости стержня колонны при центральном сжатии для типа сечения «b» (**таблица 7 СП 16.13330.2011**) в плоскости решеток, определяемый в зависимости от условной гибкости стержня относительно оси Ox :

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{efx}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (5.36)$$

где l_{efx} – расчетная длина нижней части колонны в плоскости рамы;

i_x – радиус инерции сечения нижней части колонны относительно оси Ox .

Требуемая площадь сечения раскоса соединительной решетки определяется из условия устойчивости при центральном сжатии:

$$A_d \geq \frac{N_d}{\varphi R_y \gamma_c}, \quad (5.37)$$

где φ – коэффициент устойчивости раскоса при центральном сжатии, со-

ответствующий условной гибкости $\bar{\lambda}_d = \frac{d}{i_{\min}} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ при длине раскоса

$d = h_0 / \sin \alpha$ и минимальном радиусе инерции одиночного уголка $i_{\min}$;

γ_c – коэффициент условий работы, определяемый по **таблице 1 СП 16.13330.2011**, для сжатых элементов из одиночных уголков $\gamma_c = 0,75$;

После принятия всех размеров ветвей и соединительной решетки проводится проверка стержня сквозной колонны на общую устойчивость в плоскости рамы. Из плоскости рамы устойчивость сквозного стержня считается обеспеченной за счет устойчивости его отдельных ветвей.

Пример № 13

Подбор сечения и расчет нижней части ступенчатой колонны

Требуется подобрать сквозное сечение нижней части ступенчатой колонны и выполнить необходимые проверки при следующих исходных данных: район строительства г. Новый Уренгой (расчетная температура $t = -53$ °C); режим эксплуатации здания – отапливаемое; грузоподъемность крана $Q = 80$ т; режим работы крана 5К; пролет здания $L = 30$ м; шаг колонн $B = 12$ м; высота от уровня пола до уровня головки кранового рельса $H_{УГР} = 15,6$ м. Поперечная рама каркаса представлена на рис. 2.3.

По результатам статического расчета получены расчетные усилия в нижней части колонны (таблица 5.2, сечения 3-3, 4-4):

- $M_{\max+}=+262099$ кгс·м, $N_{\text{соем}}=260257$ кгс (при расчетном сочетании нагрузок $L1+L3*+0,9 \cdot (L4+L5(+))+0,7 \cdot L2$);
- $M_{\max-}=-163977$ кгс·м, $N_{\text{соем}}=235057$ кгс (при расчетном сочетании нагрузок $L1+L3+0,9 \cdot (L4+L5(-))$);
- $Q_{\max}=29711$ кгс (при расчетном сочетании нагрузок $L1+L3*+0,9 \cdot (L4+L5(+))+0,7 \cdot L2$).

Расчетные длины нижней части колонны: в плоскости рамы $l_{\text{efx},1}=26,37$ м; из плоскости рамы $l_{\text{efy},1}=14,65$ м.

Решение:

Материал для нижней части колонны принимаем аналогично материалу для верхней части колонны (см. пример №12): сталь марки С345-1 по ГОСТ 27772-88* с расчетным сопротивлением стали по пределу текучести $R_y=3200$ кгс/см² (таблица В.5 СП 16.13330.2011). Коэффициент условий работы, определяемый по таблице 1 СП 16.13330.2011, для колонн одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами равен $\gamma_c=1,05$.

Определим расчетные усилия в ветвях сквозной колонны, предварительно задавшись расстояниями y_1 и y_2 от центра тяжести сечения до оси крановой (В1) и шатровой (В2) ветвей соответственно при $M_1=M_{\max-}=-163977$ кгс·м, $N_1=N_{\text{соем}}=235057$ кгс и $M_2=M_{\max+}=+262099$ кгс·м и $N_2=N_{\text{соем}}=260257$ кгс:

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} \cdot h_0 = \frac{262099}{163977 + 262099} \cdot 145 = 89 \text{ (см)};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 145 - 89 = 56 \text{ (см)},$$

где $h_0 \approx h - 5 \text{ см} = 150 - 5 = 145 \text{ (см)}$;

Усилие в крановой (внутренней) ветви $M_1=M_{\max-}=-163977$ кгс·м и $N_1=N_{\text{соем}}=235057$ кгс:

$$N_{B1} = \frac{N_1 y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = \frac{235057 \cdot 56}{145} + \frac{16397700}{145} = 203868 \text{ (кгс)}.$$

Усилие в шатровой (наружной) ветви $M_2=M_{\max+}=+262099$ кгс·м и $N_2=N_{\text{соем}}=260257$ кгс:

$$N_{B2} = \frac{N_2 y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = \frac{260257 \cdot 89}{145} + \frac{26209900}{145} = 341729 \text{ (кгс)}.$$

Определим требуемую площадь сечения ветвей из условия устойчивости из плоскости рамы (при центральном сжатии), задавшись коэффициентом устойчивости $\varphi_y=0,7$:

– требуемая площадь крановой ветви В1:

$$A_{B1} \geq \frac{N_{B1}}{\varphi_y R_y \gamma_c} = \frac{203868}{0,7 \cdot 3200 \cdot 1,05} = 87 \text{ (см}^2\text{)};$$

– требуемая площадь шатровой ветви В2:

$$A_{B2} \geq \frac{N_{B2}}{\varphi_y R_y \gamma_c} = \frac{341729}{0,7 \cdot 3200 \cdot 1,05} = 145 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Определим радиус инерции сечения ветви из плоскости рамы, соответствующий гибкости $\lambda_y=60$:

$$i_y = \frac{l_{efy,1}}{\lambda_y} = \frac{1465}{60} = 24,4 \text{ (см)}.$$

Ориентируясь на требуемую площадь сечения и радиус инерции сечения, принимаем для крановой ветви В1 прокатный двутавр с параллельными гранями полок по **ГОСТ 26020-83** I 55Б1 со следующими геометрическими характеристиками: $A=113,37 \text{ см}^2$; $I_x=55680 \text{ см}^4$; $I_y=2404 \text{ см}^4$; $i_x=22,16 \text{ см}$; $i_y=4,61 \text{ см}$; $h=543 \text{ мм}$; $b=220 \text{ мм}$; $t_w (s)=9,5 \text{ мм}$; $t_f (t)=13,5 \text{ мм}$.

Для шатровой ветви В2, которая в нашем случае более нагруженная, чем крановая ветвь, принимаем составное сечение типа швеллера из листа сечением -16×340 мм (по размерам наружной полки составного двутаврового сечения верхней части колонны) и двух равнополочных уголков по **ГОСТ 8509-93** из расчета площади сечения $A_L = (145 - 1,6 \cdot 34) / 2 = 45,3 \text{ (см}^2\text{)}$ L 200×12 со следующими геометрическими характеристиками: $A=47,1 \text{ см}^2$; $I_x=1823 \text{ см}^4$; $i_x=6,22 \text{ см}$; $z_0=53,7 \text{ мм}$. Высоту сечения составного швеллера принимаем равной высоте двутавра крановой ветви $h=543 \text{ мм}$.

Определим геометрические характеристики для составного сечения шатровой ветви В2:

- площадь сечения

$$A_{B2} = 1,6 \cdot 34 + 2 \cdot 47,1 = 148,6 \text{ (см}^2\text{)};$$

- момент инерции сечения относительно собственной оси Ох

$$I_x = \frac{1,6 \cdot 34^3}{12} + 2 \left[1823 + 47,1 \cdot \left(\frac{54,3}{2} - 5,37 \right)^2 \right] = 53572 \text{ (см}^4\text{)};$$

- статический момент сечения относительно оси 0-0, проходящей по внешней грани сечения:

$$S_{0-0} = 1,6 \cdot 34 \cdot 0,8 + 2 \left[47,1 \cdot (5,37 + 1,6) \right] = 700,1 \text{ (см}^3\text{)};$$

- расстояние от стенки до центра тяжести сечения швеллера:

$$z_0 = \frac{S_{0-0}}{A_{B2}} = \frac{700,1}{148,6} = 4,71 \text{ (см)};$$

- момент инерции сечения относительно собственной оси Oy

$$I_y = \frac{34 \cdot 1,6^3}{12} + 34 \cdot 1,6 \cdot (4,71 - 0,8)^2 + 2 \cdot [1823 + 47,1 \cdot (5,37 + 1,6 - 4,71)^2] = 4970,4 \text{ (см}^4\text{)};$$

- радиус инерции сечения относительно собственной оси Ox

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{B2}}} = \sqrt{\frac{53572}{148,6}} = 19,0 \text{ (см)};$$

- радиус инерции сечения относительно собственной оси Oy

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{B2}}} = \sqrt{\frac{4970,4}{148,6}} = 5,8 \text{ (см)}.$$

Уточняем положение центра тяжести сквозного сечения и расчетные усилия в ветвях:

$$y_1 = \frac{A_{B2} \cdot h_0}{A_{B2} + A_{B1}} = \frac{148,6 \cdot 145,29}{148,6 + 113,37} = 82,4 \text{ (см)};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 145,29 - 82,4 = 62,89 \text{ (см)},$$

где $h_0 = h - z_0 = 150 - 4,71 = 145,29 \text{ (см)}$;

$$N_{B1} = \frac{N_1 y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = \frac{235057 \cdot 62,89}{145,29} + \frac{16397700}{145,29} = 214608 \text{ (кгс)};$$

$$N_{B2} = \frac{N_2 y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = \frac{260257 \cdot 82,4}{145,29} + \frac{26209900}{145,29} = 328000 \text{ (кгс)}.$$

Проверяем устойчивость ветвей из плоскости рамы, для чего последовательно вычисляем гибкости ветвей λ_y (для контроля условия по предельной гибкости стержня), условные гибкости ветвей $\bar{\lambda}_y$, коэффициенты устойчивости φ_y по таблице Д.1 СП 16.13330.2011 для крановой ветви при типе сечения «b» (таблица 7 СП 16.13330.2011), для шатровой ветви – при типе сечения «с».

Устойчивость крановой (внутренней) ветви В1 из плоскости рамы⁹:

$$\lambda_{y,B1} = \frac{l_{efy,1}}{i_y} = \frac{1465}{22,16} = 66;$$

$$\bar{\lambda}_{y,B1} = \lambda_{y,B1} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 66 \cdot \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 2,6 \Rightarrow \varphi_y = 0,722;$$

⁹ Оси сквозного сечения повернуты по отношению к собственным осям ветвей на 90° , поэтому в геометрических характеристиках сечений ветвей при рассмотрении их в составе сечения меняем индексы осей x на y и наоборот

$$\frac{N_{B1}}{\varphi_y A_{B1} R_y \gamma_c} = \frac{214608}{0,722 \cdot 113,37 \cdot 3200 \cdot 1,05} = 0,78 < 1.$$

Устойчивость крановой ветви В1 из плоскости рамы обеспечивается с запасом по несущей способности $(1-0,78) \cdot 100\% = 22\%$. С целью экономного расходования материала можно уменьшить сечение крановой ветви, но это приведет к изменению положения центра тяжести сквозного сечения и перераспределению усилий в ветвях.

Поэтому предварительно сделаем оценку устойчивости шатровой ветви В2, которая в нашем случае более нагруженная, чем крановая ветвь:

$$\lambda_{y,B2} = \frac{l_{efy,1}}{i_y} = \frac{1465}{19,0} = 77;$$

$$\bar{\lambda}_{y,B2} = \lambda_{y,B2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 77 \cdot \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 3,0 \Rightarrow \varphi_y = 0,562;$$

$$\frac{N_{B2}}{\varphi_y A_{B2} R_y \gamma_c} = \frac{328000}{0,562 \cdot 148,6 \cdot 3200 \cdot 1,05} = 1,17 > 1.$$

Устойчивость шатровой ветви В2 из плоскости рамы не обеспечивается с дефицитом несущей способности $(1,17-1) \cdot 100\% = 17\%$. Следовательно, необходимо увеличивать сечение шатровой ветви. В таком случае, уменьшение размеров крановой ветви нерационально, так как приведет к еще большему нагружению шатровой ветви.

Не меняя размеров сечения крановой ветви В1, увеличим сечение шатровой ветви В2, исходя из требуемой площади сечения при $\varphi_y = 0,56$:

$$A_{B2} \geq \frac{N_{B2}}{\varphi_y R_y \gamma_c} = \frac{328000}{0,56 \cdot 3200 \cdot 1,05} = 174 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Требуемый радиус инерции сечения ветви из плоскости рамы при $\lambda_{y,B2} = 77$:

$$i_y = \frac{l_{efy,1}}{\lambda_y} = \frac{1465}{77} = 19,0 \text{ (см)}.$$

Принимаем составное сечение из листа -16×340 мм и двух равнополочных уголков по **ГОСТ 8509-93** L 200×16 со следующими геометрическими характеристиками: $A=62 \text{ см}^2$; $I_x=2363 \text{ см}^4$; $i_x=6,17 \text{ см}$; $z_0=55,4 \text{ мм}$, общая высота сечения ветви $h=543 \text{ мм}$.

Геометрические характеристики составного сечения шатровой ветви В2 (рис. 5.10):

$$A_{B2} = 1,6 \cdot 34 + 2 \cdot 62 = 178,4 (\text{см}^2);$$

$$I_x = \frac{1,6 \cdot 34^3}{12} + 2 \left[2363 + 62 \cdot \left(\frac{54,3}{2} - 5,54 \right)^2 \right] = 67873,6 (\text{см}^4);$$

$$S_{0-0} = 1,6 \cdot 34 \cdot 0,8 + 2 \left[62 \cdot (5,54 + 1,6) \right] = 928,9 (\text{см}^3);$$

$$z_0 = \frac{S_{0-0}}{A_{B2}} = \frac{928,9}{178,4} = 5,21 (\text{см});$$

$$I_y = \frac{34 \cdot 1,6^3}{12} + 34 \cdot 1,6 \cdot (5,21 - 0,8)^2 + 2 \cdot \left[2363 + 62 \cdot (5,54 + 1,6 - 5,21)^2 \right] = 6257,5 (\text{см}^4);$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{B2}}} = \sqrt{\frac{67873,6}{178,4}} = 19,5 (\text{см});$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{B2}}} = \sqrt{\frac{6257,5}{178,4}} = 5,9 (\text{см}).$$

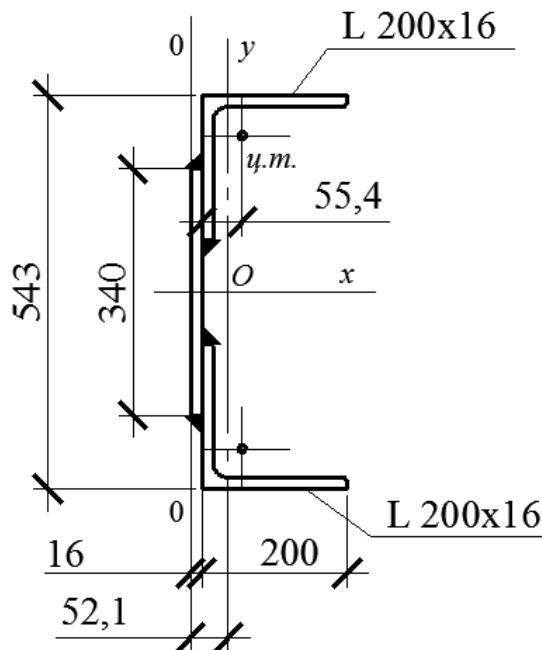


Рисунок 5.10 – Сечение шатровой ветви нижней части колонны (к примеру № 13)

Уточняем положение центра тяжести сквозного сечения и расчетные усилия в ветвях:

$$y_1 = \frac{A_{B2} \cdot h_0}{A_{B2} + A_{B1}} = \frac{178,4 \cdot 144,79}{178,4 + 113,37} = 88,5 (\text{см});$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 144,79 - 88,5 = 56,29 \text{ (см)},$$

где
$$h_0 = h - z_0 = 150 - 5,21 = 144,79 \text{ (см)};$$

$$N_{B1} = \frac{N_1 y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = \frac{235057 \cdot 56,29}{144,79} + \frac{16397700}{144,79} = 204635 \text{ (кгс)};$$

$$N_{B2} = \frac{N_2 y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = \frac{260257 \cdot 88,5}{144,79} + \frac{26209900}{144,79} = 340097 \text{ (кгс)}.$$

Проверяем устойчивость ветвей из плоскости рамы. Для крановой ветви В1 сечение не изменялось, поэтому коэффициент устойчивости не пересчитываем:

$$\frac{N_{B1}}{\varphi_y A_{B1} R_y \gamma_c} = \frac{204635}{0,722 \cdot 113,37 \cdot 3200 \cdot 1,05} = 0,74 \leq 1.$$

Устойчивость крановой ветви В1 из плоскости рамы обеспечивается с запасом по несущей способности $(1-0,74) \cdot 100\% = 26\%$.

Для шатровой (наружной) ветви В2:

- гибкость из плоскости рамы

$$\lambda_{y,B2} = \frac{l_{efy,1}}{i_y} = \frac{1465}{19,5} = 75;$$

- условная гибкость из плоскости рамы

$$\bar{\lambda}_{y,B2} = \lambda_{y,B2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 75 \cdot \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 2,9;$$

- коэффициент устойчивости **по таблице Д.1 СП 16.13330.2011** при типе сечения «с» (по линейной интерполяции)

$$\varphi_y = (0,598 + 0,562) / 2 = 0,580;$$

- условие устойчивости из плоскости рамы

$$\frac{N_{B2}}{\varphi_y A_{B2} R_y \gamma_c} = \frac{340097}{0,58 \cdot 178,4 \cdot 3200 \cdot 1,05} = 0,98 < 1$$

обеспечивается с запасом по несущей способности $(1-0,98) \cdot 100\% = 2\%$.

Проверим обеспечение условия по предельной гибкости для ветвей нижней части колонны из плоскости рамы:

- для крановой (внутренней) ветви В1:

$$\lambda_{y,B1} = \frac{l_{efy,1}}{i_y} = \frac{1465}{22,16} = 66;$$

- для шатровой (наружной) ветви В2

$$l_{1,B2} = \frac{l_{efy,1} \cdot i_{x0}}{i_y} = \frac{1465 \cdot 5,9}{19,5} = 443 \text{ (см)}.$$

Учитывая рациональный угол наклона решетки $40 \div 50^\circ$, при высоте сечения нижней части колонны $h_H=150$ см принимаем расстояние между узлами закрепления соединительной решетки $l_1=300$ см.

Гибкость крановой и шатровой ветвей в плоскости рамы будет равна:

$$\lambda_{1,B1} = \frac{l_1}{i_{x0}} = \frac{300}{4,61} = 65;$$

$$\lambda_{1,B2} = \frac{l_1}{i_{x0}} = \frac{300}{5,9} = 51.$$

Условная гибкость ветвей соответственно равна:

$$\bar{\lambda}_{1,B1} = \lambda_{1,B1} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 65 \cdot \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 2,5;$$

$$\bar{\lambda}_{1,B2} = \lambda_{1,B2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 51 \cdot \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 2,0.$$

Условная гибкость отдельных ветвей между узлами не должна превышать 2,7, что в нашем случае выполняются для обеих ветвей.

Проверим условие устойчивости ветвей в плоскости рамы по формуле (5.33), принимая коэффициент устойчивости φ_1 аналогично коэффициенту устойчивости φ_y по таблице Д.1 СП 16.13330.2011, соответствующий условной гибкости ветви $\bar{\lambda}_1$:

- для крановой (внутренней) ветви В1

$$\frac{N_{B1}}{\varphi_1 A_B R_y \gamma_c} = \frac{204635}{0,741 \cdot 113,37 \cdot 3200 \cdot 1,05} = 0,72 < 1,$$

устойчивость в плоскости рамы обеспечивается с запасом по несущей способности $(1-0,74) \cdot 100\% = 28\%$;

- для шатровой (наружной) ветви В2

$$\frac{N_{B2}}{\varphi_1 A_{B2} R_y \gamma_c} = \frac{340097}{0,744 \cdot 178,4 \cdot 3200 \cdot 1,05} = 0,76 < 1,$$

устойчивость в плоскости рамы обеспечивается с запасом по несущей способности $(1-0,76) \cdot 100\% = 24\%$.

Определим геометрические характеристики составного сквозного сечения нижней части колонны:

- площадь сечения

$$A = A_{B1} + A_{B2} = 113,37 + 178,4 = 291,77 \text{ (см}^2\text{)};$$

- момент инерции сечения относительно оси Ox (в плоскости изгиба)

$$I_x = \sum (I_{xo,i} + A_i \cdot y_i^2) = 2404 + 113,38 \cdot 88,5^2 + 6257,5 + 178,4 \cdot 56,29^2 = 1461954 \text{ (см}^4\text{)};$$

- радиус инерции сечения относительно оси Ox

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1461954}{291,77}} = 70,8 \text{ (см)}.$$

Гибкость составного сквозного стержня относительно свободной оси Ox (в плоскости изгиба) равна:

$$\lambda_x = \frac{l_{efx,1}}{i_x} = \frac{2637}{70,8} = 37,$$

тогда условная гибкость составного сквозного стержня относительно свободной оси Ox (в плоскости изгиба) будет равна:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 37 \cdot \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 1,5.$$

Для подбора сечения соединительной раскосной решетки примем расчетную поперечную силу, как наибольшую из фактической поперечной силы, определенной при статическом расчете рамы $Q_{\max}$, и условной поперечной силы Q_{fic} .

Поперечное усилие в нижней части колонны при неблагоприятном сочетании нагрузок равно $Q_{\max} = 29711$ кгс (таблица 5.2).

Условная поперечная сила при продольном расчетном усилии в стержне колонны $N = 260257$ кгс и коэффициенте устойчивости $\varphi = 0,893$, определенном как при центральном сжатии стержня типа сечения «b» и его условной гибкости в плоскости изгиба $\bar{\lambda}_x = 1,5$, находится по формуле (5.34):

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{2,1 \cdot 10^6}{3200} \right) \cdot \frac{260257}{0,893} = 3488 \text{ (кгс)}.$$

Так как $29711 \text{ кгс} > 3488 \text{ кгс}$, за расчетную поперечную силу принимаем $Q_{\max} = 29711$ кгс.

Расчетное усилие сжатия в стержнях соединительной решетки сквозной колонны определим по формуле (5.33):

$$N_d = \frac{Q_{\max}}{n \cdot \sin \alpha} = \frac{29711}{2 \cdot \sin 45^\circ} = 21009 (\text{кгс}).$$

Требуемую площадь сечения раскоса A_d соединительной решетки найдем из условия устойчивости при центральном сжатии по (5.36), предварительно задавших $\varphi=0,5$:

$$A_d \geq \frac{N_d}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{21009}{0,5 \cdot 3200 \cdot 0,75} = 17,5 (\text{см}^2).$$

Принимаем решетку из одиночного равнополочного уголка по **ГОСТ 8509-93** L 125×8 со следующими геометрическими характеристиками: $A_d=19,7 \text{ см}^2$; $i_{\min}=2,49 \text{ см}$.

Длина раскоса решетки при расстоянии между осями ветвей $h_0=144,79 \text{ см}$ и угле между раскосом и ветвью колонны $\alpha=45^\circ$:

$$d = \frac{h_0}{\sin \alpha} = \frac{144,79}{\sin 45^\circ} = 205 (\text{см}).$$

Условная гибкость раскоса соединительной решетки равна:

$$\bar{\lambda}_d = \frac{d}{i_{\min}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{205}{2,49} \cdot \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 3,2,$$

тогда при коэффициенте устойчивости раскоса $\varphi=0,526$, определенном по **таблице Д.1 СП 16.13330.2011**, условие устойчивости раскоса

$$\frac{N_d}{\varphi A_d R_y \gamma_c} = \frac{21009}{0,526 \cdot 19,7 \cdot 3200 \cdot 0,75} = 0,84 < 1$$

выполняется с запасом по несущей способности $(1-0,84) \cdot 100\% = 16\%$.

Определим параметр α для нахождения приведенной гибкости стержня λ_{ef} сквозного двухветвевое сечения с решетками:

$$\alpha = 10 \cdot \frac{d^3}{b^2 l_b} = 10 \cdot \frac{205^3}{144,79^2 \cdot 150} = 27,4,$$

где d – длина раскоса, $d=205 \text{ см}$;

b – расстояние между осями ветвей, $b=h_0=144,79 \text{ см}$;

l_b – вертикальная проекция раскоса, $l_b=l_1/2=150 \text{ см}$ (рис. 5.12),

тогда при гибкости сквозного стержня в целом относительно свободной оси $\lambda_x=37$ приведенная гибкость стержня будет равна:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \cdot \frac{A}{A_d}} = \sqrt{37^2 + 27,4 \cdot \frac{291,77}{19,7}} = 42,$$

а условная приведенная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 42 \cdot \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 1,6.$$

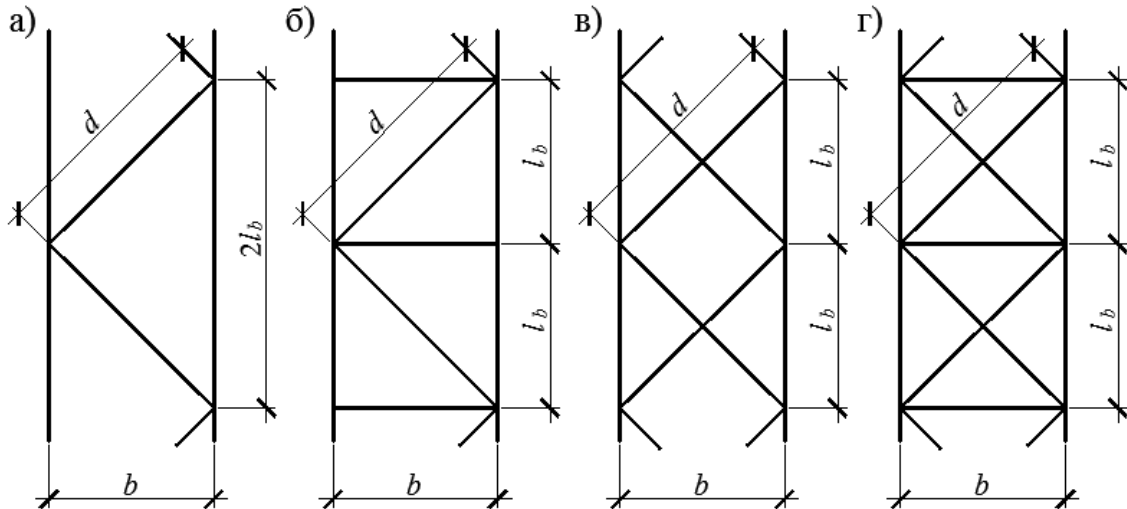


Рисунок 5.12 – Типы раскосной решетки сквозной колонны: а) треугольная; б) треугольная с распорками; в) крестовая; г) крестовая с распорками

Полученное значение условной приведенной гибкости стержня меньше, чем условная гибкость отдельных ветвей между узлами решетки $\bar{\lambda}_{1,B1} = 2,5$ и $\bar{\lambda}_{1,B2} = 2,0$, что противоречит требованиям п. 7.2.4 СП 16.13330.2011.

Определим требуемое расстояние между узлами соединительной решетки из условия предельной условной гибкости ветви $\bar{\lambda}_1 \leq \bar{\lambda}_{ef}$:

$$l_1 \leq \frac{\bar{\lambda}_{ef} \cdot i_{x0,min}}{\sqrt{R_y/E}} = \frac{1,6 \cdot 4,61}{\sqrt{3200/2,1 \cdot 10^6}} = 189 \text{ (см)},$$

это соответствует углу между раскосом и ветвью колонны при треугольной решетке (рис. 5.12, а)

$$\alpha = \arctan\left(\frac{2h_0}{l_1}\right) = \arctan\left(\frac{2 \cdot 144,79}{189}\right) = 57^\circ,$$

а при треугольной решетке с распорками (рис. 5.12, б)

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h_0}{l_1}\right) = \arctan\left(\frac{144,79}{189}\right) = 37^\circ.$$

Учитывая то, что рациональный угол наклона решетки составляет $40\div 50^\circ$, принимаем схему треугольной решетки с распорками с расстоянием между узлами $l_1=189$ см и углом между раскосом и ветвью колонны $\alpha=37^\circ$.

В таком случае гибкости ветвей в плоскости рамы будут равны:

$$\lambda_{1,B1} = \frac{l_1}{i_{x0}} = \frac{189}{4,61} = 41;$$

$$\lambda_{1,B2} = \frac{l_1}{i_{x0}} = \frac{189}{5,9} = 32,$$

условные гибкости ветвей соответственно равны:

$$\bar{\lambda}_{1,B1} = \lambda_{1,B1} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 41 \cdot \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 1,6;$$

$$\bar{\lambda}_{1,B2} = \lambda_{1,B2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 32 \cdot \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 1,2.$$

Проверку устойчивости ветвей в плоскости рамы проводить не требуется, так как она была обеспечена при больших значениях гибкости ветвей.

Расчетное усилие сжатия в стержнях соединительной решетки сквозной колонны при угле $\alpha=37^\circ$ равно:

$$N_d = \frac{Q_{\max}}{n \cdot \sin \alpha} = \frac{29711}{2 \cdot \sin 37^\circ} = 24684 (\text{кгс}).$$

Требуемая площадь сечения раскоса A_d при предварительно заданном $\varphi=0,5$:

$$A_d \geq \frac{N_d}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{24684}{0,5 \cdot 3200 \cdot 0,75} = 20,6 (\text{см}^2).$$

Принимаем решетку из одиночного равнополочного уголка по **ГОСТ 8509-93** L 140×9 со следующими геометрическими характеристиками: $A_d=24,7 \text{ см}^2$; $i_{\min}=2,79 \text{ см}$.

Длина раскоса решетки при расстоянии между осями ветвей $h_0=144,79 \text{ см}$ и угле $\alpha=37^\circ$:

$$d = \frac{h_0}{\sin \alpha} = \frac{144,79}{\sin 37^\circ} = 241 (\text{см}).$$

Условная гибкость раскоса равна:

$$\bar{\lambda}_d = \frac{d}{i_{\min}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{241}{2,79} \cdot \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 3,4.$$

Условие устойчивости раскоса соединительной решетки

$$\frac{N_d}{\varphi A_d R_y \gamma_c} = \frac{24684}{0,492 \cdot 24,7 \cdot 3200 \cdot 0,75} = 0,85 < 1$$

выполняется с запасом по несущей способности $(1-0,85) \cdot 100\% = 15\%$.

Параметр α для нахождения приведенной гибкости стержня λ_{ef} сквозного двухветвевое сечения с решетками равен:

$$\alpha = 10 \cdot \frac{d^3}{b^2 l_b} = 10 \cdot \frac{241^3}{144,79^2 \cdot 189} = 35,3,$$

тогда при гибкости сквозного стержня в целом относительно свободной оси $\lambda_x = 37$ приведенная гибкость стержня будет равна:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \cdot \frac{A}{A_d}} = \sqrt{37^2 + 35,3 \cdot \frac{291,77}{24,7}} = 42,$$

а условная приведенная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 42 \cdot \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 1,6.$$

С откорректированной решеткой сквозной нижней части колонны условия предельной условной гибкости для ветвей колонны выполняются:

$$\bar{\lambda}_{1,B1} = 1,6 = \bar{\lambda}_{ef} = 1,6;$$

$$\bar{\lambda}_{1,B2} = 1,2 < \bar{\lambda}_{ef} = 1,6.$$

Определим относительный эксцентриситет m внецентренно сжатого стержня сквозной колонны по формуле:

$$m = \frac{M \cdot A \cdot a}{N \cdot I_x}, \quad (5.38)$$

где I_x - момент инерции сквозного сечения относительно оси Ox , $I_x = 1461954 \text{ см}^4$;

a - расстояние от главной оси сечения, перпендикулярной плоскости действия момента, до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви, в нашем случае наиболее сжатой является шатровая (наружная) ветвь и расстояние a принимается равным:

$$a = y_2 + z_0 = 56,29 + 5,21 = 61,5 \text{ (см)},$$

$$m = \frac{M \cdot A \cdot a}{N \cdot I_x} = \frac{26209900 \cdot 291,77 \cdot 61,5}{260257 \cdot 1461954} = 1,24.$$

Для проверки общей устойчивости нижней части колонны в плоскости рамы определим коэффициент устойчивости стержня при внецентренном сжатии φ_e по таблице Д.4 СП 16.13330.2011 (по линейной интерполяции) для значений условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef} = 1,6$ и относительного эксцентриситета $m=1,24$ (таблица 5.4).

Таблица 5.4

Линейная интерполяция значения коэффициента устойчивости φ_e для сквозного сечения

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$	Значение φ_e при относительном эксцентриситете m		
	1,0	1,24	1,25
1,5	454		407
1,6	448	404	402
2,0	423		381

Примечание - Значения коэффициентов φ_e в таблице увеличены в 1000 раз.

Коэффициент устойчивости равен $\varphi_e = 0,404$.

Условие общей устойчивости внецентренно сжатого стержня сквозной колонны в плоскости действия момента (рамы), совпадающей с плоскостью симметрии:

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} = \frac{260257}{0,404 \cdot 291,77 \cdot 3200 \cdot 1,05} = 0,66 < 1.$$

Устойчивость нижней части колонны в плоскости рамы обеспечивается с запасом по несущей способности $(1-0,66) \cdot 100\% = 34\%$.

Схема соединительной решетки нижней части колонны представлена на рис. 5.13.

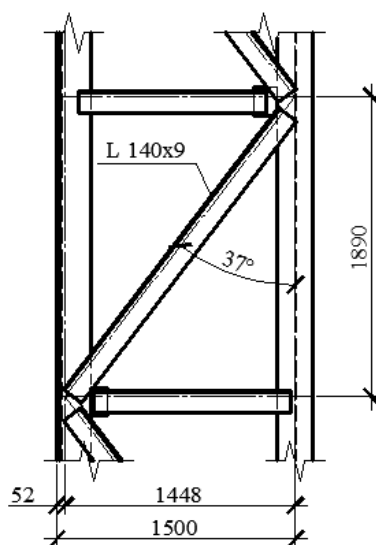


Рисунок 5.13 – Схема соединительной решетки нижней части колонны (к примеру № 13)

5.5 Узлы внецентренно сжатых колонн

Конструирование и расчет узлов сопряжения отдельных элементов конструкций между собой является ответственной задачей, так как несоответствия конструкций узлов заданным расчетным схемам приводят к увеличению внутренних усилий в элементах расчетной системы и может привести к отказу сооружения.

Пример № 14

Расчет опорного столика

Требуется законструировать опорный столик для опирания фермы на колонну сбоку (рис. 5.14, б) при следующих исходных данных: сечение верхней части колонны – сварной двутавр с размерами по рис. 5.8 (к примеру №12); сталь конструкции колонны марки С345-1 по ГОСТ 27772-88*; опорное давление фермы от веса покрытия и снега (см. примеры №№ 3, 4)

$$F = \frac{(q_{\text{пост}} + q_{\text{снег}}) \cdot L}{2} = \frac{(2052 + 2400) \cdot 30}{2} = 66780 \text{ (кгс)}.$$

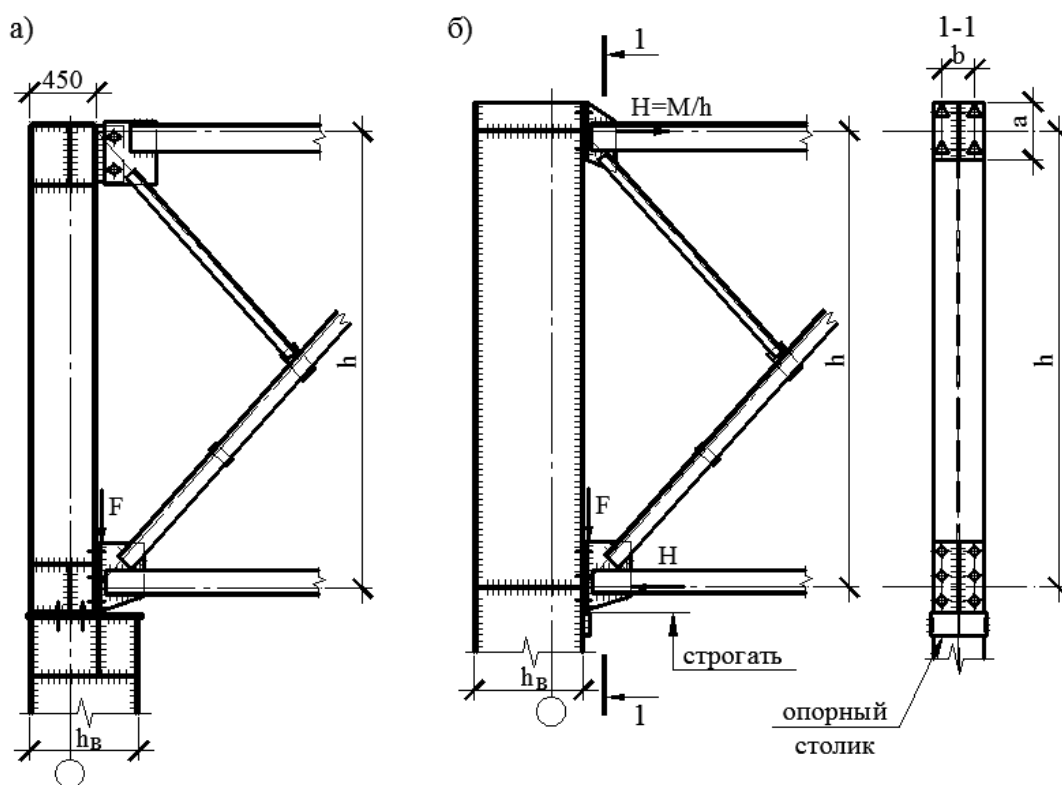


Рисунок 5.14 – Варианты сопряжения фермы с колонной:
а) шарнирное сверху на колонну; б) жесткое сбоку колонны

Решение:

Принимаем опорный столик из листа толщиной 40 мм и шириной равной ширине опорного фланца нижнего пояса фермы.

Расчетная нагрузка на два вертикальных сварных шва, крепящих опорный столик к полке двутаврового сечения верхней части колонны равна

$$N = 1,2F = 1,2 \cdot 66780 = 80136 \text{ (кгс)}.$$

Назначим материалы для сварки согласно п. 14.1.8 СП 16.13330.2011, удовлетворяющие условию:

$$R_{wf} > R_{wz},$$

где $R_{wz} = 0,45R_{un}$ – расчетное сопротивление сварного соединения по металлу границы сплавления;

R_{un} – нормативное временное сопротивление стали по таблице В.5 СП 16.13330.2011.

Для стали С345 толщиной от 20 до 40 мм $R_{un} = 4600 \text{ кг/см}^2$, тогда

$$R_{wz} = 2070 \text{ кг/см}^2.$$

Для механизированной сварки принимаем сварочную проволоку марки Св-08Г2С с расчетным сопротивлением сварного соединения по металлу шва согласно таблице Г.2 СП 16.13330.2011:

$$R_{wf} = 2150 \text{ кг/см}^2,$$

что больше R_{wz} , следовательно, условие применения сварочных материалов обеспечено.

Катет сварного шва примем из условия п. 14.1.7,а СП 16.13330.2011:

$$k_{f,max} = 1,2t,$$

где t – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов.

В нашем случае наименьшая толщина у полки двутаврового сечения верхней части колонны $t = 16 \text{ мм}$, тогда $k_{f,max} = 19 \text{ мм}$.

Коэффициенты проплавления сварного шва принимаем по таблице 39 СП 16.13330.2011:

$$\beta_f = 0,7; \beta_z = 1,0.$$

$$\text{При } \frac{R_{wf} \cdot \beta_f}{R_{wz} \cdot \beta_z} = \frac{2150 \cdot 0,7}{2070 \cdot 1} = 0,7 < 1 \text{ условие прочности сварного соедине-}$$

ния с угловыми швами согласно п.14.1.16 СП 16.13330.2011 имеет вид:

$$\frac{N}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1.$$

Определим требуемую длину сварных швов из расчета восприятия нагрузки двумя вертикальными швами:

$$l_w \geq \frac{N}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{80136}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,9 \cdot 2150 \cdot 1} = 14 \text{ (см)}.$$

Максимально допустимая длина флангового сварного шва по п. 14.1.7,г СП 16.13330.2011 равна:

$$l_{w,\max} = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,9 = 113 \text{ (см)}.$$

Длина шва l_w не превышает максимально допустимую длину шва $l_{w,\max}$, следовательно условие п. 14.1.7, г обеспечивается.

Высоту опорного столика принимаем $h = l_w + 1 \text{ см} = 15 \text{ см}$.

Пример № 15

Расчет сечения верхней части ступенчатой колонны, ослабленного проемом в стенке

Требуется выполнить проверку несущей способности сечения верхней части колонны, ослабленного проемом для обеспечения прохода при тяжелом режиме работы крана (рис. 5.15), при следующих исходных данных: расчетные усилия для верхней части колонны $M=83620 \text{ кгс}\cdot\text{м}$; $N=74000 \text{ кгс}$; $Q=17740 \text{ кгс}$; расчетная длина верхней части колонны из плоскости рамы $l_{efy,2}=4,6 \text{ м}$; размеры проема в стенке колонны $400 \times 2000 \text{ мм}$; материал колонны сталь С245 по ГОСТ 27772-88* с расчетным сопротивлением стали по пределу текучести (**таблица В.5 СП 16.13330.2011**) $R_y=2400 \text{ кгс/см}^2$; коэффициент условий работы $\gamma_c=1$. Ослабленное проемом сечение верхней части колонны представлено на рис. 5.16.

Решение:

Определим геометрические характеристики ветви сквозного сечения:

- площадь сечения

$$A = h_w \cdot t_w + 2t_f \cdot b_f = 27,2 \cdot 0,8 + 2 \cdot 1,4 \cdot 38 = 128,2 \text{ (см}^2\text{)};$$

- момент инерции сечения относительно собственной оси Ox

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left[\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h_{ef}}{2} \right)^2 \right] = \frac{0,8 \cdot 27,2^3}{12} + 2 \left[\frac{38 \cdot 1,4^3}{12} + 38 \cdot 1,4 \cdot \left(\frac{28,6}{2} \right)^2 \right] = 23100 \text{ (см}^4\text{)};$$

- момент инерции сечения относительно собственной оси Oy

$$I_y = \frac{h_w t_w^3}{12} + 2 \cdot \frac{t_f b_f^3}{12} = \frac{27,2 \cdot 0,8^3}{12} + 2 \cdot \frac{1,4 \cdot 38^3}{12} = 12800 \text{ (см}^4\text{)};$$

- радиус инерции сечения относительно оси Ox

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{23100}{128,2}} = 13,4 \text{ (см)};$$

- радиус инерции сечения относительно оси Oy

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{12800}{128,2}} = 10 \text{ (см)};$$

- момент сопротивления сечения относительно оси Ox

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 23100}{30} = 1540 \text{ (см}^3\text{)}.$$

Определим усилия в ветвях сквозного сечения колонны:

$$N_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{a} = \frac{74000}{2} + \frac{8362000}{71,4} = 157000 \text{ (кгс)}, \quad (5.39)$$

где a - расстояние между центрами тяжести ветвей колонны, $a=1000-272-14=714$ (мм);

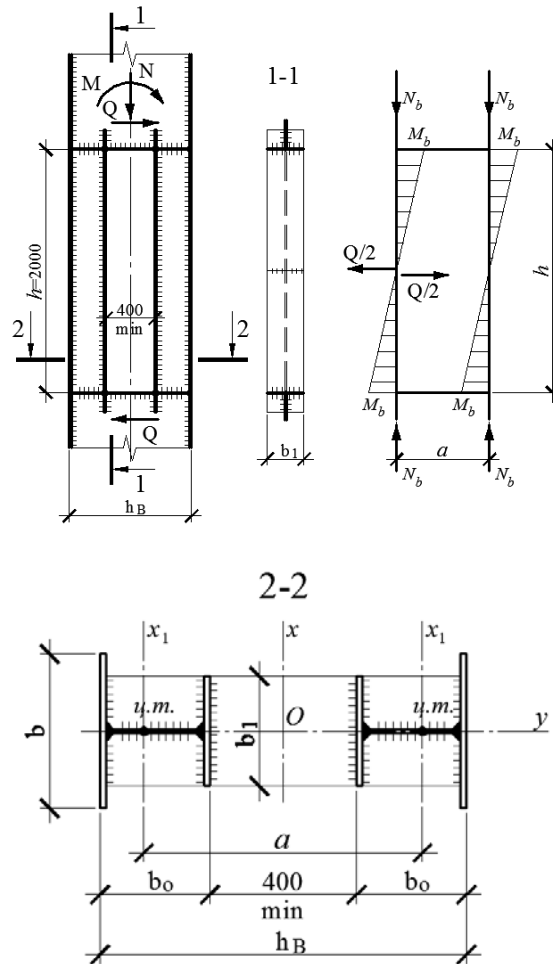


Рисунок 5.15 – Проем в стенке колонны

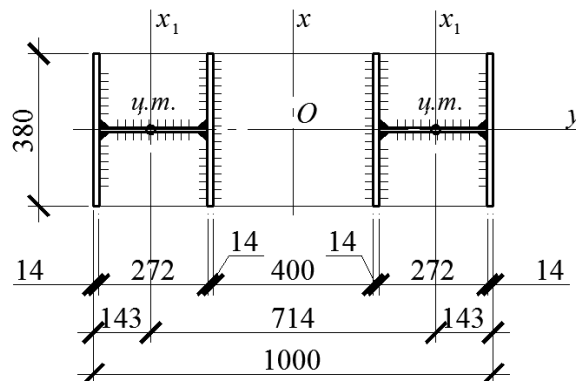


Рисунок 5.16 – Ослабленное проемом сечение верхней части колонны (к примеру № 15)

$$M_b = \frac{Qh}{4} = \frac{17740 \cdot 2}{4} = 8870 \text{ (кгс·м)}, \quad (5.40)$$

где h – высота проема, $h = 2$ м.

Относительный эксцентриситет сечения ветви в плоскости изгиба рамы равен:

$$m = \frac{M_b \cdot A}{N_b \cdot W_x} = \frac{887000 \cdot 128,2}{157000 \cdot 1540} = 0,5.$$

Условная гибкость стержня относительно оси Ox :

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{efx}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{200}{13,4} \sqrt{\frac{2400}{2,1 \cdot 10^6}} = 0,5.$$

Коэффициент влияния формы сечения η при $A_f/A_w = (38 \cdot 1,4)/(27,2 \cdot 0,8) = 2,4 > 1$ и $0,1 \leq m \leq 5$ определим по формуле таблицы Д.2 СП 16.13330.2011:

$$\eta = (1,9 - 0,1m) - 0,02(6 - m)\bar{\lambda} = (1,9 - 0,1 \cdot 0,5) - 0,02(6 - 0,5)0,5 = 1,8,$$

тогда приведенный относительный эксцентриситет равен:

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,8 \cdot 0,5 = 0,9.$$

Так как $m_{ef} \leq 20$, расчет на прочность ветви не требуется.

Коэффициент устойчивости при внецентренном сжатии при $\bar{\lambda} = 0,5$ и $m_{ef} = 0,9$ равен (по линейной интерполяции) $\varphi_e = 0,746$ (таблица Д.3 СП 16.13330.2011).

Условие устойчивости ветви в плоскости изгиба рамы

$$\frac{N_b}{\varphi_e A R_y \gamma_c} = \frac{157000}{0,746 \cdot 128,2 \cdot 2400 \cdot 1} = 0,68 < 1$$

обеспечивается с запасом по несущей способности $(1 - 0,68) \cdot 100\% = 32\%$.

Условная гибкость ветви из плоскости рамы равна:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{efy}}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{460}{10} \sqrt{\frac{2400}{2,1 \cdot 10^6}} = 1,6.$$

Для проверки устойчивости ветви из плоскости рамы по таблице 21 СП 16.13330.2011 определим коэффициенты $\alpha = 0,7$ при $m_x = 0,5 < 1$ и $\beta = 1,0$ при $\bar{\lambda}_y \leq 3,14$.

Коэффициент c при $m_x \leq 5$ определим по формуле (112) СП 16.13330.2011:

$$c = \beta / (1 + \alpha m_x) = 1 / (1 + 0,7 \cdot 0,5) = 0,74 < 1.$$

Коэффициент устойчивости при центральном сжатии при $\bar{\lambda}_y = 1,6$ и типе сечения «b» (таблица 7 СП 16.13330.2011) по таблице Д.1 СП 16.13330.2011 равен $\varphi_y = 0,881$.

Условие устойчивости внецентренно сжатого стержня сплошного постоянного сечения из плоскости действия момента имеет вид:

$$\frac{N}{c\varphi_y AR_y \gamma_c} = \frac{157000}{0,74 \cdot 0,881 \cdot 128,2 \cdot 2400 \cdot 1} = 0,78 < 1.$$

Устойчивость ветви из плоскости рамы обеспечивается с запасом по несущей способности $(1-0,78) \cdot 100\% = 22\%$.

В целом, несущая способность верхней части колонны по ослабленному проходом сечению обеспечивается.

Пример № 16

Расчет консоли колонны постоянного сечения

Требуется выполнить проверку прочности подкрановой консоли колонны постоянного сечения (рис. 5.17) при следующих исходных данных: расчетные усилия в сечении колонны $M=5730$ кгс·м; $N=20020$ кгс; $Q=1913$ кгс; расчетная нагрузка на консоль колонны $F=19351$ кгс; сечение колонны из прокатного двутавра с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020-83 I 45Ш1 со следующими геометрическими характеристиками: $A=157,38$ см²; $I_x=56072$ см⁴; $h=440$ мм; $b=300$ мм; $t_f=18$ мм; $t_w=11$ мм; сечение консоли из прокатного двутавра с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020-83 I 30Ш1: $h=291$ мм; $b=200$ мм; $t_f=11$ мм; $t_w=8$ мм; вылет консоли $l_k=310$ мм; материал конструкций сталь С245 по ГОСТ 27772-88* с расчетным сопротивлением стали по пределу текучести (таблица В.5 СП 16.13330.2011) $R_y=2400$ кгс/см²; коэффициент условий работы $\gamma_c=1$.

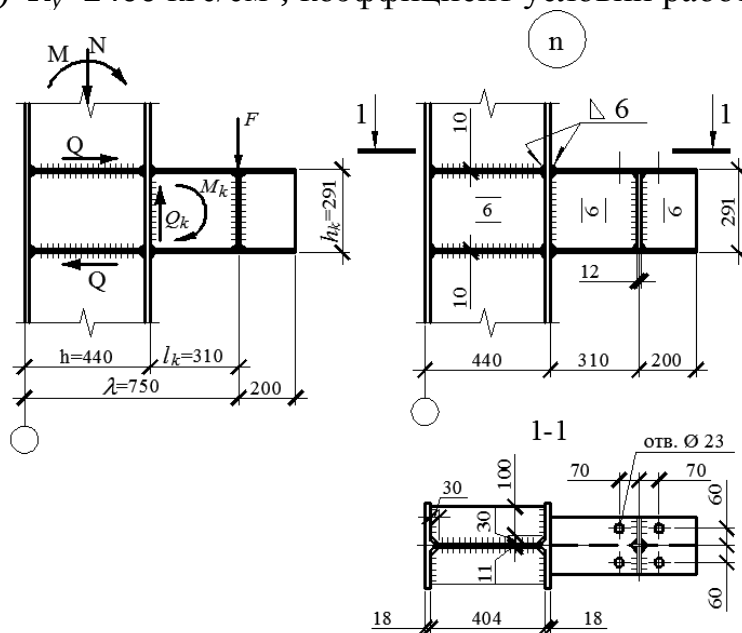


Рисунок 5.17 – Подкрановая консоль (к примеру № 16)

Решение:

Определим усилия в заделке консоли:

$$M_k = F \cdot l_k = 19351 \cdot 0,31 = 5999 \text{ (кгс)};$$

$$Q_k = F = 19351 \text{ (кгс)}.$$

Прочность опорного сечения консоли по нормальным и касательным напряжениям определим по формулам:

$$\frac{M_k}{h_k A_{fk} R_y \gamma_c} = \frac{599900}{29,1 \cdot 20 \cdot 1,1 \cdot 2400 \cdot 1} = 0,39 \leq 1 ; \quad (5.41)$$

$$\frac{Q_k}{A_{wk} R_s \gamma_c} = \frac{19351}{29,1 \cdot 0,8 \cdot 0,58 \cdot 2400 \cdot 1} = 0,6 \leq 1 . \quad (5.42)$$

Условия прочности опорного сечения консоли обеспечиваются.

Выполним проверку прочности сварных швов крепления полок консоли к колонне и горизонтальных ребер жесткости к стенке колонны на усилие:

$$H = M_k / h_k = 599900 / 29,1 = 20615 \text{ (кгс)}. \quad (5.43)$$

Назначим материалы для сварки согласно п. 14.1.8 СП 16.13330.2011, удовлетворяющие условию:

$$R_{wf} > R_{wz},$$

где $R_{wz} = 0,45R_{un}$ – расчетное сопротивление сварного соединения по металлу границы сплавления;

R_{un} – нормативное временное сопротивление стали по таблице В.5 СП 16.13330.2011.

Для стали С245 толщиной от 2 до 20 мм $R_{un} = 3700 \text{ кг/см}^2$, тогда

$$R_{wz} = 1665 \text{ кг/см}^2.$$

Для механизированной сварки принимаем сварочную проволоку марки Св-08А с расчетным сопротивлением сварного соединения по металлу шва согласно таблице Г.2 СП 16.13330.2011:

$$R_{wf} = 1800 \text{ кг/см}^2,$$

что больше R_{wz} , следовательно, условие применения сварочных материалов обеспечено.

Предварительно катет сварного шва примем $k_f = 6 \text{ мм}$.

Согласно п. 14.1.7,а СП 16.13330.2011 катет сварного шва не должен превышать $k_{f,\max} = 1,2t$, где t – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов, в нашем случае $t_{\min} = 8 \text{ мм}$ и соответственно $k_{f,\max} = 9 \text{ мм}$.

По таблице 38 СП 16.13330.2011 минимальный катет шва назначается в зависимости от толщины более толстого из свариваемых элементов, в нашем случае $t_{\max} = 18 \text{ мм}$, тогда $k_{f,\min} = 5 \text{ мм}$.

Принятое значение катета сварного шва удовлетворяет обоим условиям.

Коэффициенты проплавления сварного шва принимаем по таблице 39 СП 16.13330.2011:

$$\beta_f = 0,7; \beta_z = 1,0.$$

При $\frac{R_{wf} \cdot \beta_f}{R_{wz} \cdot \beta_z} = \frac{1800 \cdot 0,7}{1665 \cdot 1} = 0,76 < 1$ условие прочности сварного соединения с угловыми швами согласно п.14.1.16 СП 16.13330.2011 имеет вид:

$$\frac{N}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1,$$

где $N = H = 20615$ кгс.

Прочность горизонтальных швов крепления полок консоли к колонне:

$$\frac{N}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} = \frac{20615}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 2 \cdot (20 - 1) \cdot 1800 \cdot 1} = 0,72 < 1$$

обеспечивается.

Стенка колонны в месте примыкания консоли укрепляется ребрами жесткости. Длина сварных швов крепления ребер к стенке равна:

$$l_w = h - 2t_f - 2 \cdot 3 \text{ (см)} = 44 - 2 \cdot 1,8 - 2 \cdot 3 = 34,4 \text{ (см)}.$$

Прочность горизонтальных швов крепления горизонтальных ребер жесткости к стенке колонны:

$$\frac{N}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} = \frac{20615}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 4 \cdot 34,4 \cdot 1800 \cdot 1} = 0,2 < 1$$

обеспечивается.

Выполним проверку прочности стенки колонны в месте примыкания консоли на действие нормальных напряжений, определенных по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot h}{2I_x} = \frac{20020}{157,38} + \frac{573000 \cdot 44}{2 \cdot 56072} = 352 \text{ (кгс/см}^2\text{)}, \quad (5.44)$$

и касательных напряжений, определенных по формуле (4.58):

$$\tau_{xy} = \frac{Q + H}{A_w} = \frac{1913 + 20615}{1,1 \cdot (44 - 2 \cdot 1,8)} = 507 \text{ (кгс/см}^2\text{)}. \quad (5.45)$$

Условие прочности на совместное действие нормальных и касательных напряжений имеет вид:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \frac{0,87}{2400 \cdot 1} \sqrt{352^2 + 3 \cdot 507^2} = 0,34 < 1. \quad (5.46)$$

Таким образом, прочность подкрановой консоли обеспечена.

Пример № 17

Расчет подкрановой траверсы ступенчатой колонны

Требуется законструировать траверсу ступенчатой колонны при следующих исходных данных: расчетные усилия в сечении 2-2 над уступом колонны (таблица 5.2) $M=-16619$ кгс·м; $N=71197$ кгс (при расчетном сочетании нагрузок $L1+(L4+L5(-))+0,9\cdot L2+0,7\cdot L3^*$); давление от кранов (с учетом собственного веса подкрановых балок) $D_{\max}=201847$ кгс (см. пример № 8); сечение верхней части колонны представлено на рис. 5.8 (к примеру № 12); высота сечения верхней части колонны $h_B=732$ мм; сечение нижней части колонны представлено на рис. 5.11 (к примеру № 13); высота сечения нижней части колонн $h_H=1500$ мм; ширина опорного ребра подкрановой балки $b_r=400$ мм; материал конструкций сталь С345 по ГОСТ 27772-88* с расчетным сопротивлением стали по пределу текучести $R_y=3200$ кгс/см² (таблица В.5 СП 16.13330.2011). Коэффициент условий работы $\gamma_c=1$.

Решение:

Примем толщину опорной плиты 25 мм, тогда при ширине опорного ребра подкрановой балки $b_r=400$ мм расчетная длина участка смятия стенки траверсы на опоре будет равна $l_{ef}=40+2\cdot 2,5=45$ (см).

Определим требуемую толщину стенки траверсы из условия смятия:

$$t_t \geq \frac{D_{\max}}{l_{ef} \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{201847}{45 \cdot 4600 \cdot 1} = 1,0 \text{ (см)}, \quad (5.47)$$

где $R_p=R_u$ – расчетное сопротивление стали смятию, для С345 толщиной от 2 до 20 мм $R_u=4600$ кг/см² по таблице В.5 СП 16.13330.2011.

Принимаем $t_t=1,0$ см.

Определим опорную реакцию на опоре траверсы со стороны подкрановой ветви по формуле:

$$R = \frac{N \cdot h_B}{2h_H} \pm \frac{M}{h_H} + 1,2D_{\max} = \frac{71197 \cdot 73,2}{2 \cdot 150} + \frac{1661900}{150} + 1,2 \cdot 201847 = 270667 \text{ (кгс)}. \quad (5.48)$$

Поперечная сила в опорном сечении траверсы по формуле:

$$Q_t = \frac{N \cdot h_B}{2h_H} \pm \frac{M}{h_H} + \frac{1,2D_{\max}}{2} = \frac{71197 \cdot 73,2}{2 \cdot 150} + \frac{1661900}{150} + \frac{1,2 \cdot 201847}{2} = 149559 \text{ (кгс)}, \quad (5.49)$$

Высоту траверсы определим из условий обеспечения прочности на срез стенки траверсы (5.49) и стенки подкрановой ветви (5.50), а также прочности сварных швов крепления стенки траверсы к стенке подкрановой ветви колонны.

$$h_t \geq \frac{Q_t}{t_t R_s \gamma_c} = \frac{149559}{1 \cdot 0,58 \cdot 3200 \cdot 1} = 80,6 \text{ (см)}; \quad (5.50)$$

$$h_t \geq \frac{R}{2t_w R_s \gamma_c} = \frac{270667}{2 \cdot 0,95 \cdot 0,58 \cdot 3200 \cdot 1} = 76,8 \text{ (см)}. \quad (5.51)$$

Для определения необходимой длины сварных швов крепления стенки траверсы к стенке подкрановой ветви колонны зададимся материалами для сварки согласно п. 14.1.8 СП 16.13330.2011, удовлетворяющими условию:

$$R_{wf} > R_{wz},$$

где $R_{wz} = 0,45R_{un}$ – расчетное сопротивление сварного соединения по металлу границы сплавления;

R_{un} – нормативное временное сопротивление стали по таблице В.5 СП 16.13330.2011.

Для стали С345 толщиной от 20 до 40 мм $R_{un} = 4600 \text{ кг/см}^2$, тогда

$$R_{wz} = 2070 \text{ кг/см}^2.$$

Для механизированной сварки принимаем сварочную проволоку марки Св-08Г2С с расчетным сопротивлением сварного соединения по металлу шва согласно таблице Г.2 СП 16.13330.2011:

$$R_{wf} = 2150 \text{ кг/см}^2,$$

что больше R_{wz} , следовательно, условие применения сварочных материалов обеспечено.

Предварительно катет сварного шва примем $k_f = 6 \text{ мм}$.

Согласно п. 14.1.7,а СП 16.13330.2011 катет сварного шва не должен превышать $k_{f,\max} = 1,2t$, где t – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов, в нашем случае $t_{\min} = 9,5 \text{ мм}$ и соответственно $k_{f,\max} = 11 \text{ мм}$.

По таблице 38 СП 16.13330.2011 минимальный катет шва назначается в зависимости от толщины более толстого из свариваемых элементов, в нашем случае $t_{\max} = 10 \text{ мм}$, тогда $k_{f,\min} = 5 \text{ мм}$.

Принятое значение катета сварного шва удовлетворяет обоим условиям.

Коэффициенты проплавления сварного шва принимаем по таблице 39 СП 16.13330.2011:

$$\beta_f = 0,7; \beta_z = 1,0.$$

$$\text{При } \frac{R_{wf} \cdot \beta_f}{R_{wz} \cdot \beta_z} = \frac{2150 \cdot 0,7}{2070 \cdot 1} = 0,7 < 1 \text{ условие прочности сварного соедине-}$$

ния с угловыми швами согласно п.14.1.16 СП 16.13330.2011 имеет вид:

$$\frac{N}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1,$$

тогда требуемая длина четырех сварных угловых швов, соединяющих стенку траверсы с подкрановой ветвью колонны, при $N=R$ будет равна:

$$l_w \geq \frac{R}{4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{270667}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 2150 \cdot 1} = 74,9 \text{ (см)};$$

$$l_{w,\max} = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,6 = 35,7 \text{ (см)};$$

так как $l_w > l_{w,\max}$, следует увеличить катет сварного шва.

Принимаем $k_f=9$ мм, тогда

$$l_w \geq \frac{R}{4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{270667}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 2150 \cdot 1} = 50,0 \text{ (см)};$$

$$l_{w,\max} = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,9 = 53,6 \text{ (см)};$$

$$l_w < l_{w,\max}$$

условие соблюдается, требуемая высота стенки траверсы из условия размещения сварных швов:

$$h_t \geq l_w + 1 = 50 + 1 = 51 \text{ (см)}.$$

Наибольшая высота траверсы требуется из условия обеспечения прочности стенки траверсы на срез и составляет $h_t=80,6$ см, принимаем траверсу высотой $h_t=850$ мм из широкополосного универсального проката по ГОСТ 82-70.

Для определения максимального усилия, передаваемого по внутренней полке двутаврового сечения верхней части колонны необходимо выбрать неблагоприятное сочетание усилий $M_{\max}$ - и $N_{\text{сост}}$ для расчетного сечения 2-2 примера № 10 (таблица 5.2). Расчетное сочетание соответствует комбинации нагрузок $L1+L2+0,9 \cdot L3^*$, расчетные усилия составляют $M_{\max}=-42817$ кгс·м; $N_{\text{сост}}=74797$ кгс.

Усилие F вычислим по формуле:

$$F = \frac{N \cdot h_B}{2h_H} \pm \frac{M}{h_H} = \frac{74797 \cdot 73,2}{2 \cdot 150} + \frac{4281700}{150} = 46795 \text{ (кгс)}. \quad (5.52)$$

При длине сварных швов $l_w=35$ см и катете $k_f=6$ мм проверим условие прочности сварного соединения вертикальных ребер со стенкой траверсы имеет вид:

$$\frac{F}{4\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} = \frac{46795}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 35 \cdot 2150 \cdot 1} = 0,37 \leq 1.$$

Прочность сварных швов обеспечена.

Конструктивно задаемся размерами поясов траверсы. Нижний пояс принимаем шириной 460 мм. Верхний пояс конструируем из двух полос шириной по 165 мм. Толщину поясов принимаем равной 12 мм.

Окончательный вариант подкрановой траверсы ступенчатой колонны представлен на рис. 5.18.

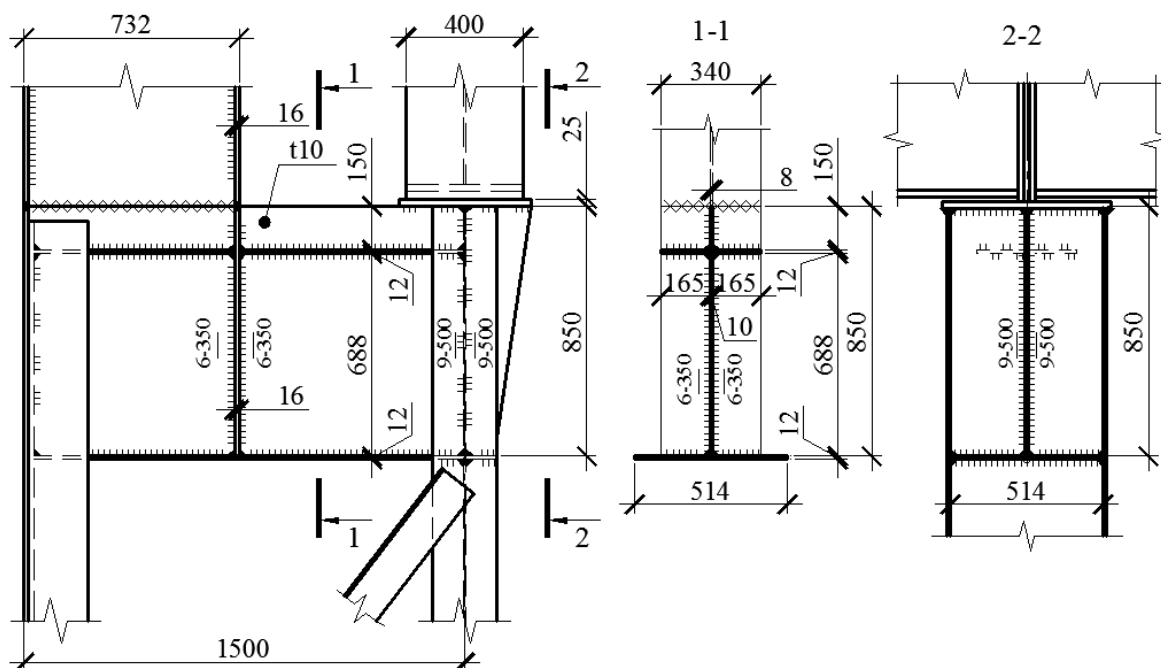


Рисунок 5.18 – Подक्रановая траверса ступенчатой колонны (к примеру № 17)

Пример № 18

Расчет сплошной базы внецентренно сжатой колонны

Требуется определить размеры опорной плиты и диаметр анкерных болтов сплошной базы внецентренно сжатой колонны при следующих исходных данных: сечение колонны из прокатного двутавра с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020-83 I 40Ш1 со следующими геометрическими характеристиками: $A=122,4 \text{ см}^2$; $I_x=34360 \text{ см}^4$; $h=388 \text{ мм}$; $b=300 \text{ мм}$; $t_f=14 \text{ мм}$; $t_w=9,5 \text{ мм}$; материал колонны сталь С245 по ГОСТ 27772-88* с расчетным сопротивлением стали по пределу текучести (таблица В.5 СП 16.13330.2011) $R_y=2400 \text{ кгс/см}^2$; расчетные усилия в опорном сечении колонны $M_{\max}=10736 \text{ кгс}\cdot\text{м}$; $N_{\text{сжат}}=21439 \text{ кгс}$; $N_{\min}=11431 \text{ кгс}$; материал фундамента колонны – бетон В12,5 с расчетным сопротивлением сжатию $R_b=75 \text{ кгс/см}^2$.

Решение:

Примем ширину опорной плиты базы $B=500 \text{ мм}$, тогда требуемая длина плиты из условия прочности бетона фундамента на сжатие:

$$L \geq \frac{N}{2B \cdot R_{b,loc} \psi} + \sqrt{\left(\frac{N}{2B \cdot R_{b,loc} \psi} \right)^2 + \frac{6M}{B \cdot R_{b,loc} \psi}}, \quad (5.53)$$

где $\psi = 0,75$ - коэффициент, учитывающий неравномерное распределение напряжений в бетоне;

$R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле $R_{b,loc} = \alpha \cdot \varphi_b \cdot R_b \approx 1,2 R_b$,

будет равна:

$$L \geq \frac{21439}{2 \cdot 50 \cdot 90 \cdot 0,75} + \sqrt{\left(\frac{21439}{2 \cdot 50 \cdot 90 \cdot 0,75} \right)^2 + \frac{6 \cdot 1073600}{50 \cdot 90 \cdot 0,75}} = 47,0 \text{ (см)}$$

при $R_{b,locb} \approx 1,2R_b = 90 \text{ (кгс/см}^2\text{)}$.

Принимаем конструкцию базы по рис. 5.19 и назначаем размеры свесов со стороны полок плиты по 200 мм для размещения вырезов под анкерные болты, тогда длина плиты будет равна $L=388+400=788 \approx 800 \text{ (мм)}$.

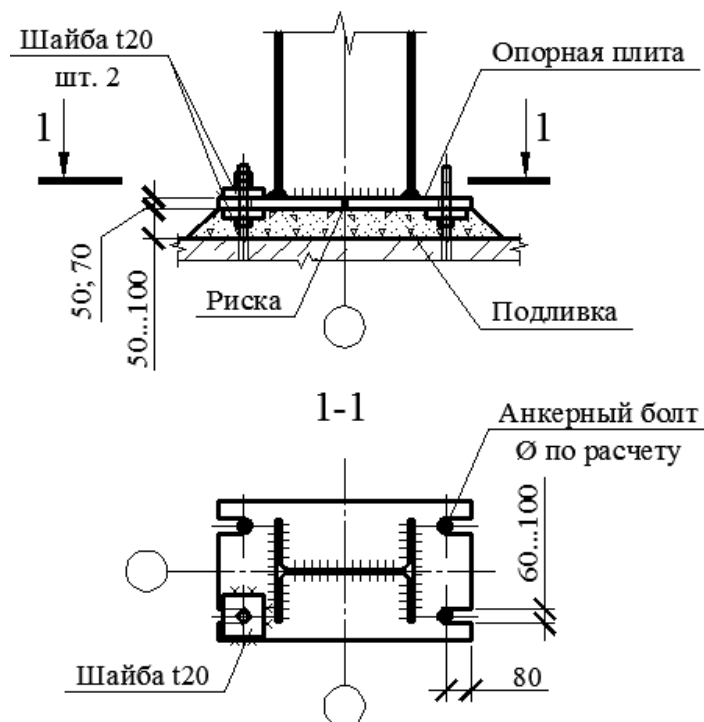


Рисунок 5.19 – Жесткая база без траверсы (типовое решение)

Напряжения под плитой определим по формулам:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{21429}{50 \cdot 80} + \frac{6 \cdot 1073600}{50 \cdot 80^2} = 25 \text{ (кгс/см}^2\text{)}; \quad (5.54)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2} = \frac{21429}{50 \cdot 80} - \frac{6 \cdot 1073600}{50 \cdot 80^2} = -15 \text{ (кгс/см}^2\text{)}. \quad (5.55)$$

Опорная плита базы внецентренно сжатой колонны работает аналогично опорной плите базы центрально сжатой колонны на изгиб от реактивного давления на участках между закреплениями плиты сечением стержня колонны и ребер базы (при их наличии).

В общем случае различают четыре типа закрепления пластин: опертые по одной (консоль), двум, трем либо четырем сторонам (рис. 5.20).

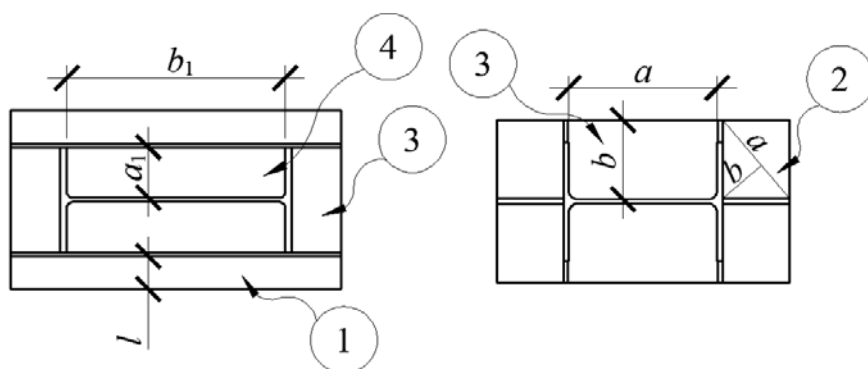


Рисунок 5.20 – Расчетные участки опорной плиты базы колонны

Для консольного участка (тип 1) вылетом l изгибающий момент вычисляется по формуле:

$$M_1 = \frac{\sigma l^2}{2}, \quad (5.56)$$

при этом напряжения принимаются для полосы шириной 1 см.

На участке плиты, защемленном с трех сторон (тип 3), максимальный изгибающий момент в середине свободного края определяется по формуле:

$$M_3 = \beta \cdot \sigma \cdot a^2, \quad (5.57)$$

где β – коэффициент, принимаемый по таблице 5.5 в зависимости от отношения длины закрепленной стороны пластинки b и свободной a .

Таблица 5.5

Коэффициенты для расчета пластинок, опертых на три канта

b/a	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	>2
β	0,06	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,12	0,126	0,132	0,133

На участке плиты, защемленном с четырех сторон (тип 4), максимальный изгибающий момент определяется в центре пластинки, для условно вырезанной полосы шириной 1 см в направлении короткой стороны a_1 по формуле:

$$M_4 = \alpha \cdot \sigma \cdot a_1^2, \quad (5.58)$$

где α – коэффициент, принимаемый по таблице 5.6.

Таблица 5.6

Коэффициенты для расчета на изгиб прямоугольных пластинок, опертых на четыре канта

b_1/a_1	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	$\geq 2,0$
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,125

Следует отметить, что при соотношении $b_1/a_1 > 2$ расчетная схема вырождается в балочную.

В случае плиты, защемленной с двух сторон (тип 2), пользуются формулой (5.57), предполагающей в качестве размера a диагональ прямоугольника, а размера b – расстояние от диагонали до вершины угла.

При определении изгибающих моментов в плите по формулам (5.56)÷(5.58) напряжения σ на каждом участке плиты рассматриваются как равномерно распределенные с интенсивностью, равной максимальному напряжению в пределах участка.

Определим изгибающие моменты в плите для двух расчетных участков: 1 – консольный с вылетом $l=20,6$ см; 2 – пластина, опертая на три канта с соотношением сторон $b/a = 25/38,8 = 0,64$.

Участок 1 (консоль):

$$M_1 = \frac{\sigma l^2}{2} = \frac{25 \cdot 20,6^2}{2} = 5305 \text{ (кгс·см)}.$$

Участок 2 (тип 3):

$$M_3 = \beta \cdot \sigma \cdot a^2 = 0,08 \cdot 25 \cdot 25^2 = 1253 \text{ (кгс·см)}.$$

Толщину опорной плиты определим из условия:

$$t_{pl} \geq \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 5305}{2400 \cdot 1}} = 3,8 \text{ (см)}, \quad (5.59)$$

принимаем толщину плиты 40 мм.

Для расчета анкерных болтов определим напряжения под плитой при сочетании усилий $|M_{\max}|$ и $N_{\min}$:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\min}}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{11431}{50 \cdot 80} + \frac{6 \cdot 1073600}{50 \cdot 80^2} = 23 \text{ (кгс/см}^2\text{)};$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{BL} - \frac{6M}{BL^2} = \frac{11431}{50 \cdot 80} - \frac{6 \cdot 1073600}{50 \cdot 80^2} = -17 \text{ (кгс/см}^2\text{)}.$$

Расстояние от центра тяжести сжатой зоны эпюры напряжений до геометрической оси колонны определим графоаналитическим методом:

$$a = \frac{L}{2} - \frac{c}{3} = \frac{80}{2} - \frac{46}{3} = 24,7 \text{ (см)},$$

где c – длина участка со сжимающими напряжениями, определяемая по формуле:

$$c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \cdot L = \frac{23}{17 + 23} \cdot 80 = 46 \text{ (см)}.$$

Расстояние от центра тяжести сжатой зоны эпюры напряжений до оси анкерных болтов:

$$y = L - \frac{c}{3} - e = 80 - \frac{46}{3} - 8 = 56,7 \text{ (см)},$$

где e – расстояние от края плиты до оси анкерного болта, принимаем $e=8$ см. Определим усилия в анкерных болтах по формуле:

$$\sum N_a = \frac{M - Na}{y} = \frac{1073600 - 11431 \cdot 24,7}{56,7} = 13970 \text{ (кгс)}. \quad (5.60)$$

Принимаем анкерные болты из стали марки Ст3пс2 по ГОСТ 535 диаметром $d=30$ мм, с $A_{bn}=5,61 \text{ см}^2$ по таблице Г.9 СП 16.13330.2011. Расчетное сопротивление болта растяжению равно $R_{ba}=1900 \text{ кгс/см}^2$ по таблице Г.7 СП 16.13330.2011.

Усилие в одном болте при количестве болтов с одной стороны $n=2$:

$$N_a = \sum N_a / 2 = 7225 \text{ (кгс)}.$$

Несущая способность болта на растяжение при $\gamma_c=0,9$:

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c = 1900 \cdot 5,61 \cdot 0,9 = 9593 \text{ (кгс)};$$

$$N_a \leq N_{bt} -$$

условие прочности анкерных болтов выполняется.

Пример № 19

Расчет раздельной базы внецентренно сжатой колонны

Требуется определить размеры раздельной базы (рис. 5.21) и диаметр анкерных болтов раздельной базы ступенчатой колонны со сквозным сечением нижней части, рассчитанным в примере № 13. Размеры сечения нижней части колонны представлены на рис. 5.11.

Расчетные усилия в нижней части колонны (таблица 5.2, сечение 4-4):

- $M_{\max+}=+262099 \text{ кгс}\cdot\text{м}$, $N_{\text{соем}}=260257 \text{ кгс}$ (при расчетном сочетании нагрузок $L1+L3^*+0,9 \cdot (L4+L5(+))+0,7 \cdot L2$);
- $M_{\max-}=-163977 \text{ кгс}\cdot\text{м}$, $N_{\text{соем}}=235057 \text{ кгс}$ (при расчетном сочетании нагрузок $L1+L3+0,9 \cdot (L4+L5(-))$);
- $M_{\max+}=+192002 \text{ кгс}\cdot\text{м}$, $N_{\min}=48056 \text{ кгс}$ (при расчетном сочетании нагрузок $L1(0,9)+L3^*$);
- $M_{\max-}=-158854 \text{ кгс}\cdot\text{м}$, $N_{\min}=48056 \text{ кгс}$ (при расчетном сочетании нагрузок $L1(0,9)+L3$).

Материал колонны сталь С345 по ГОСТ 27772-88* с расчетным сопротивлением стали по пределу текучести (таблица В.5 СП 16.13330.2011)

$R_y=3200 \text{ кгс/см}^2$; материал фундамента колонны – бетон В15 с расчетным сопротивлением сжатию $R_b=85 \text{ кгс/см}^2$.

Решение:

Определяем усилия в ветвях колонны при их максимальном нагружении (см. расчет в примере № 13):

- в крановой ветви В1

$$N_{B1} = \frac{N_1 y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = \frac{235057 \cdot 56,29}{144,79} + \frac{16397700}{144,79} = 204635 \text{ (кгс)};$$

- в шатровой ветви В2

$$N_{B2} = \frac{N_2 y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = \frac{260257 \cdot 88,5}{144,79} + \frac{26209900}{144,79} = 340097 \text{ (кгс)}.$$

Назначаем длину опорной плиты с учетом свесов по 60 мм $L=534+2 \cdot 60=654 \approx 670$ мм (ширина широкополосного универсального проката по ГОСТ 82-70), тогда ширина плиты должны быть не менее $B = 3334/67 = 50$ (см).

Конструируем отдельную базу для наиболее нагруженной шатровой ветви В2. Требуемая площадь опорной плиты равна:

$$B \cdot L \geq \frac{N_{B2}}{1,2 R_b} = \frac{340097}{1,2 \cdot 85} = 3334 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Принимаем размеры плиты $B \cdot L = 50 \cdot 67$ (см), тогда напряжения под плитой будут равны:

$$\sigma = \frac{N_{B2}}{BL} = \frac{340097}{50 \cdot 67} = 101,5 \text{ (кгс/см}^2\text{)}.$$

Определим изгибающие моменты в плите для четырех расчетных участков:

- участок 1 – консольный с вылетом $l=7,4$ см:

$$M_1 = \frac{\sigma l^2}{2} = \frac{101,5 \cdot 7,4^2}{2} = 2779 \text{ (кгс·см)};$$

- участок 2 – опертый на три стороны с соотношением сторон $b/a = 6,35/32,8 = 0,19 < 0,5$ рассматривается как балка пролетом $l=6,35$ см:

$$M_2 = \frac{\sigma l^2}{8} = \frac{101,5 \cdot 6,35^2}{8} = 512 \text{ (кгс·см)};$$

- участок 3 – опертый на четыре стороны с соотношением сторон $b_1/a_1 = 51,1/20 = 2,6 > 2$ рассматривается как балка пролетом $l=20$ см:

$$M_3 = \frac{\sigma l^2}{8} = \frac{101,5 \cdot 20^2}{8} = 5075 \text{ (кгс·см)};$$

- участок 4 – опертый на четыре стороны с соотношением сторон $b_1/a_1 = 51,1/11,2 = 4,6 > 2$ рассматривается как балка пролетом $l=11,2$ см:

$$M_4 = \frac{\sigma l^2}{8} = \frac{101,5 \cdot 11,2^2}{8} = 1592 \text{ (кгс·см)}.$$

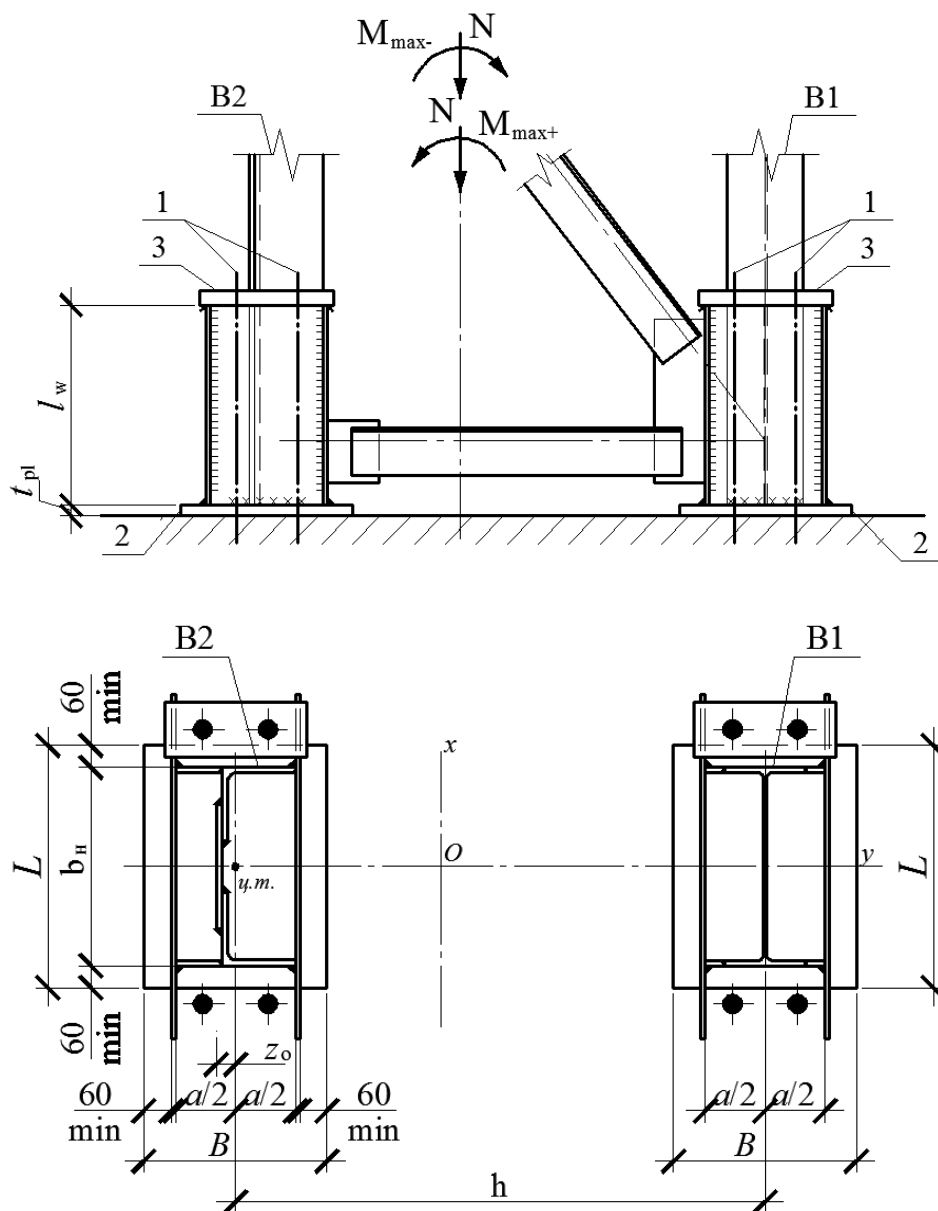


Рисунок 5.21 – Раздельная база сквозной колонны:
1 – анкерный болт; 2 – опорная плита; 3 – анкерная плита

Толщину опорной плиты определим из условия:

$$t_{pl} \geq \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 5075}{3200 \cdot 1}} = 3,1 \text{ (см)}, \quad (5.61)$$

принимаем толщину плиты 32 мм (при строганой поверхности опорной плиты необходимо учесть припуск по толщине не менее 2 мм, тогда толщину проката для заготовки следует принять с учетом сортамента 36 мм).

Высоту траверсы назначаем из условия размещения сварных угловых швов на действие усилия в ветви $N_{B2} = 340097$ кгс. Толщину ребер траверсы принимаем 12 мм.

Назначим материалы для сварки согласно п. 14.1.8 СП 16.13330.2011, удовлетворяющие условию:

$$R_{wf} > R_{wz},$$

где $R_{wz} = 0,45R_{un}$ – расчетное сопротивление сварного соединения по металлу границы сплавления;

R_{un} – нормативное временное сопротивление стали по таблице В.5 СП 16.13330.2011.

Для стали С345 толщиной от 20 до 40 мм $R_{un} = 4600$ кг/см², тогда

$$R_{wz} = 2070 \text{ кг/см}^2.$$

Для механизированной сварки принимаем сварочную проволоку марки Св-08Г2С с расчетным сопротивлением сварного соединения по металлу шва согласно таблице Г.2 СП 16.13330.2011:

$$R_{wf} = 2150 \text{ кг/см}^2,$$

что больше R_{wz} , следовательно, условие применения сварочных материалов обеспечено.

Предварительно катет сварного шва примем $k_f = 10$ мм.

Согласно п. 14.1.7,а СП 16.13330.2011 катет сварного шва не должен превышать $k_{f,\max} = 1,2t$, где t – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов, в нашем случае $t_{\min} = 12$ мм и соответственно $k_{f,\max} = 14$ мм.

По таблице 38 СП 16.13330.2011 минимальный катет шва назначается в зависимости от толщины более толстого из свариваемых элементов, в нашем случае $t_{\max} = 16$ мм, тогда $k_{f,\min} = 5$ мм.

Принятое значение катета сварного шва удовлетворяет обоим условиям.

Коэффициенты проплавления сварного шва принимаем по таблице 39 СП 16.13330.2011:

$$\beta_f = 0,7; \beta_z = 1,0.$$

$$\text{При } \frac{R_{wf} \cdot \beta_f}{R_{wz} \cdot \beta_z} = \frac{2150 \cdot 0,7}{2070 \cdot 1} = 0,7 < 1 \text{ условие прочности сварного соедине-}$$

ния с угловыми швами согласно п.14.1.16 СП 16.13330.2011 имеет вид:

$$\frac{N}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1.$$

Определим требуемую длину сварных швов из расчета восприятия нагрузки четырьмя вертикальными швами:

$$l_w \geq \frac{N_{B2}}{4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{340097}{4 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 2150 \cdot 1} = 56,5 \text{ (см)}.$$

Максимально допустимая длина флангового сварного шва по п. 14.1.7, г СП 16.13330.2011 равна:

$$l_{w,\max} = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,0 = 59,5 \text{ (см)}.$$

Длина шва l_w не превышает максимально допустимую длину шва $l_{w,\max}$, следовательно условие п. 14.1.7, г обеспечивается.

Высоту траверсы принимаем $h = l_w + 1 \text{ см} = 58 \text{ см}$.

Определим усилия в анкерных болтах при сочетании усилий в опорной сечении колонны $|M_{\max}|$ и $N_{\min}$:

- для крановой ветви В1

$$\sum N_a = -\frac{N_{\min}}{2} + \frac{M_{\max+}}{h} = -\frac{48056}{2} + \frac{19200200}{150} = 103973 \text{ (кгс)};$$

- для шатровой ветви В2

$$\sum N_a = -\frac{N_{\min}}{2} + \frac{M_{\max-}}{h} = -\frac{48056}{2} + \frac{15885400}{150} = 81875 \text{ (кгс)}.$$

Для расчета анкерных болтов выбираем наибольшее усилие, в нашем случае наиболее нагружены анкерные болты крановой ветви.

Принимаем анкерные болты из стали марки 09Г2С-4 по ГОСТ 19281 диаметром $d=48$ мм, с $A_{bn}=14,72 \text{ см}^2$ по таблице Г.9 СП 16.13330.2011. Расчетное сопротивление болта растяжению равно $R_{ba}=2300 \text{ кгс/см}^2$ по таблице Г.7 СП 16.13330.2011.

Усилие в одном болте при количестве болтов с одной стороны колонны $n=4$:

$$N_a = \sum N_a / 4 = 103973 / 4 = 25993 \text{ (кгс)}.$$

Несущая способность болта на растяжение при $\gamma_c=0,9$:

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c = 2300 \cdot 14,72 \cdot 0,9 = 30470 \text{ (кгс)};$$

$$N_a \leq N_{bt}$$

условие прочности анкерных болтов выполняется.

6 РАСЧЕТ ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ

6.1 Нагрузки и воздействия на подкрановые балки

На подкрановые балки промышленных зданий могут оказывать воздействия и требуют учета следующие нагрузки и воздействия:

- собственный вес подкрановых конструкций;
- вертикальные F , горизонтальные T_k и T_{k2} и крутящие воздействия катков кранов;
- нагрузки от массы людей и ремонтных материалов на тормозные конструкции;
- температурные воздействия (в горячих цехах);
- сейсмические нагрузки (при строительстве в сейсмоопасных районах);
- воздействия неравномерных деформаций оснований (при неразрезных подкрановых конструкциях и строительстве на слабых грунтах).

Собственный вес подкрановых конструкций может быть определен по проектам-аналогам, удельной металлоемкости элементов каркаса (таблица 3.3) или задан коэффициентом к вертикальной крановой нагрузке α , принимаемым для подкрановых конструкций пролетом 6 м равным 1,03, при пролете 12 м - $\alpha=1,05$, а при пролете 18 м – $\alpha=1,08$ [9]. При учете собственного веса подкрановых конструкций по проектам-аналогам или предварительным расчетам нормативное значение следует умножать на коэффициент надежности по нагрузке для металлических конструкций $\gamma_f=1,05$ [7].

Крановые воздействия на подкрановые конструкции передаются через колеса (катки) крана. В зависимости от грузоподъемности у мостовых опорных кранов с каждой стороны моста может быть два (при $Q \leq 50$ т), четыре (при $80 \leq Q \leq 125$ т) или восемь (при $Q=160$ т и более) колес. Характеристика крановых воздействий представлена в п. 3.4 учебного пособия.

Подкрановые конструкции рассчитывают, как правило, от двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности, при этом учитывается максимально возможное давление колес крана F_H , которое возникает при расположении тележки крана с грузом в непосредственной близости от балки кранового пути (максимально возможный подход крана к колонне). Расчетное значение вертикальной крановой нагрузки $F_{\max}$ определяют по формуле (3.11) учебного пособия, при этом коэффициент надежности по нагрузке принимается равным $\gamma_f=1,2$ для всех режимов работы крана [7].

Коэффициент динамичности γ_d учитывает негативное воздействие на подкрановые конструкции работы грузоподъемных механизмов с конструктивно неуравновешенными частями, ударные нагрузки (падение, удары) и многократность воздействий и принимается равным $\gamma_d=1,2$ для

вертикальных крановых нагрузок для всех групп режимов работы кранов при расчете прочности и устойчивости подкрановых балок [7].

При учете вертикальной нагрузки от двух кранов учитывается пониженная вероятность появления данной расчетной ситуации путем введения коэффициента сочетаний:

$\psi = 0,85$ - для групп режимов работы кранов 1К-6К;

$\psi = 0,95$ - для групп режимов работы кранов 7К, 8К.

В конечном итоге, расчетная вертикальная нагрузка в месте приложения давления колес крана с учетом собственного веса подкрановых конструкций и совместной работы двух сближенных кранов при расчетах прочности и устойчивости будет равна:

$$F_k = F_{\max} \cdot \psi \cdot \alpha, \quad (6.1)$$

где $F_{\max} = F_H \cdot \gamma_f \cdot \gamma_d$ - расчетное значение вертикальной максимальной крановой нагрузки на балку от колеса крана;

ψ - коэффициент сочетаний при учете двух кранов;

α - коэффициент учета собственного веса подкрановых конструкций.

При учете местного или циклического воздействия сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана значение вертикальной крановой нагрузки следует умножать на дополнительный коэффициент надежности по нагрузке γ_{f1} , равный:

1,8 - для группы режима работы кранов 8К с жестким подвесом груза;

1,7 - для группы режима работы кранов 8К с гибким подвесом груза;

1,6 - для группы режима работы кранов 7К;

1,4 - для группы режима работы кранов 6К;

1,2 - для остальных групп режимов работы кранов [7].

Данный коэффициент учитывает случайные крановые воздействия местного характера, связанные с такими явлениями как забег (перекос) колес крана при пуске или торможении моста крана; эксцентричность давления колеса крана из-за смещения рельса; «пятнистость» опирания рельса по причине неровностей поверхностей контакта рельса и подкрановой конструкции [4].

Помимо вертикального воздействия на подкрановые конструкции передаются горизонтальные воздействия от торможения тележки крана поперек пролета T_k и самого крана вдоль пролета T_{k2} (рис. 3.6). При расчете непосредственно подкрановых конструкций учитываются горизонтальные воздействия от торможения тележки крана T_k , рассчитываемые по формуле (3.14) учебного пособия. Горизонтальные воздействия вдоль крановых путей рассматриваются при оценке деформативности продольных конструкций каркаса здания.

Следует обратить внимание на то, что при тяжелых режимах работы крана (7К, 8К) также необходимо учитывать существенное влияние на ра-

боту подкрановых конструкций перекосов мостовых электрических кранов и непараллельности крановых путей, поперечное горизонтальное воздействие от которых принимается равным $Q_t = 0,2F_H \cdot \gamma_f$ и рассматривается в сочетаниях отдельно от поперечной горизонтальной нагрузки T_k .

Так как подкрановые конструкции подвергаются циклическим воздействиям, им характерны повреждения, связанные с усталостью металла¹⁰. В частности, наиболее характерными повреждениями подкрановых конструкций являются **усталостные трещины** (рис. 6.1), причиной инициирования которых служат вибрации, наиболее негативно проявляющиеся при большом количестве циклов работы кранов ($n > 10^5$).

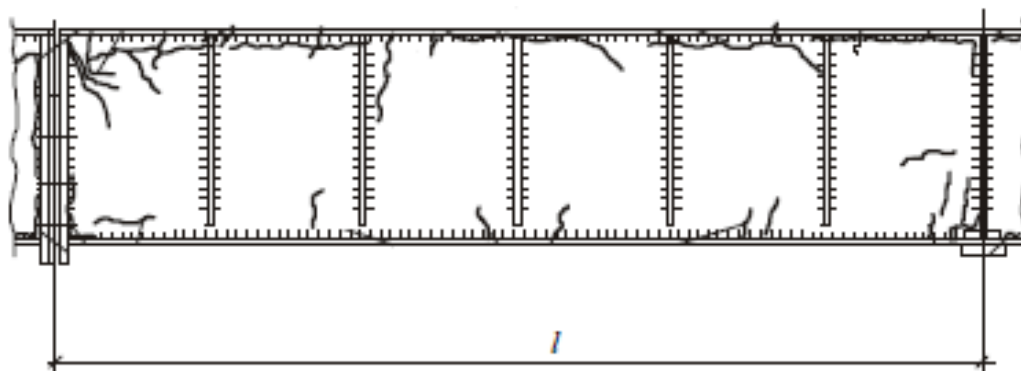


Рисунок 6.1 – Характерные повреждения подкрановых конструкций при эксплуатации (усталостные трещины)

Напряжения, при которых происходит разрушение от усталости, принято называть **усталостной (вибрационной) прочностью**, а расчет конструкции на ее способность сопротивляться усталостному разрушению – **расчетом на усталость (выносливость)**.

Поскольку усталостное разрушение возникает в результате действия не максимальной, а многократно повторяющейся нагрузки, при расчете подкрановых конструкций на усталость принимают не полное значение крановых нагрузок, а наиболее часто действующую их часть. В такой ситуации учитывается нагрузка, умноженная на понижающий коэффициент k , равный:

- 0,5 - для групп режимов работы кранов 4К-6К;
 - 0,6 - для группы режима работы кранов 7К;
 - 0,7 - для группы режима работы кранов 8К,
- и без учета коэффициента динамичности $\gamma_d=1,0$:

$$F_v = k \cdot F_H \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot \alpha . \quad (6.2)$$

При проверке выносливости стенки подкрановой балки в зоне действия сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана по-

¹⁰ **Усталость металла** – разрушение металла при напряжениях меньших предела текучести в условиях часто повторяющихся нагружений.

ниженные значения вертикального усилия колеса следует также умножать на дополнительный коэффициент надежности по нагрузке γ_{f1} [7].

При определении вертикальных и горизонтальных прогибов балок крановых путей учитывается нагрузка от одного наиболее неблагоприятного по воздействию крана без учета коэффициентов надежности, динамичности и сочетаний ($\gamma_f=1,0$; $\gamma_d=1,0$; $\psi=1,0$).

Тормозные балки, используемые как площадки для обслуживания и ремонта крановых путей, рассчитывают на временную нагрузку, принимаемую по техническому заданию.

6.2 Определение расчетных сечений и усилий в подкрановых балках

Учитывая подвижный характер крановой нагрузки, ее воздействие на подкрановые конструкции изменчиво, и для расчетов необходимо определить невыгоднейшее положение кранов по отношению к балкам кранового пути. Наибольшие изгибающие моменты и поперечные усилия, как правило, определяют от двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности (см. п. 3.4).

В общем случае считается, что наибольший изгибающий момент в разрезной балке возникает, когда равнодействующая всех сил, находящихся на балке, и ближайшая к ней сила равноудалены от середины пролета балки, а наибольшее поперечное усилие соответствует такому расположению колес, когда одно из них находится непосредственно у опоры, а остальные расположены как можно ближе к опоре (рис. 6.2).

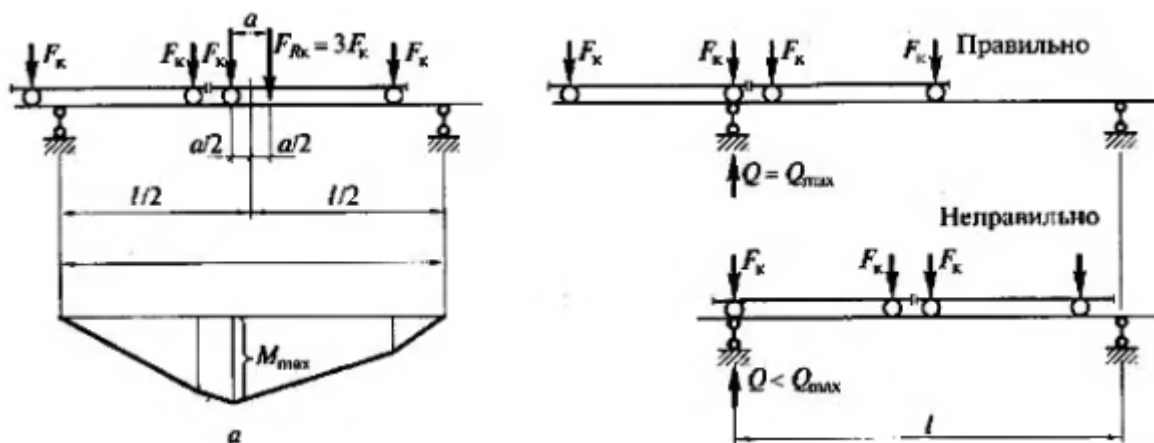


Рисунок 6.2 – К определению расчетных усилий в разрезной подкрановой балке

Число сечений разрезной балки, подлежащих расчету, зависит от ее конструктивных особенностей. В разрезных балках пролетом до 12 м нормальные напряжения проверяют в одном сечении в середине пролета, а касательные напряжения – только на опоре. При этом, в обоих сечениях до-

полнительно проверяют приведенные напряжения с учетом действия локальных напряжений от колеса крана. В случае изменения сечения балки по длине (при пролете более 12 м) напряжения определяют во всех местах перемены сечений.

При расчете местной устойчивости стенки, раскрепленной ребрами жесткости, расчетные сечения принимаются в пределах каждого прямоугольного отсека стенки, заключенного между поясами и соседними поперечными ребрами жесткости. Для разрезных подкрановых балок постоянного сечения местную устойчивость стенки достаточно проверить для среднего (в середине пролета балки) и для опорного отсеков, в которых возникают максимальные нормальные и касательные напряжения соответственно (рис. 6.3).

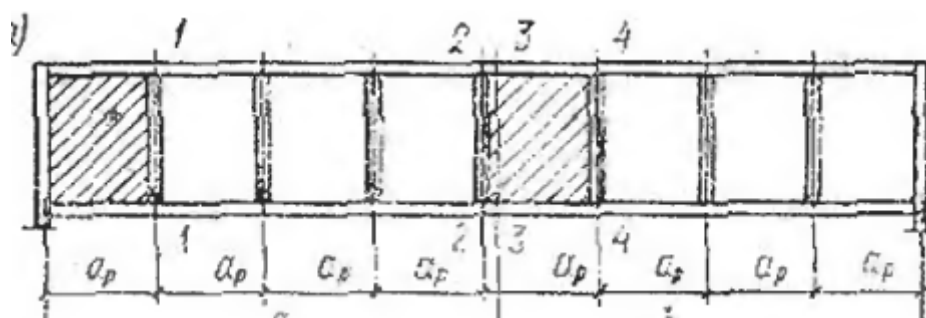


Рисунок 6.3 – К расчету местной устойчивости стенки балки

6.2 Подбор сечения подкрановой балки

Сечение подкрановой балки принимается из прокатного широкополочного двутавра (при пролете до 6 м для кранов $Q \leq 50$ т и режимов работы 1К-3К) или из трех листов в виде составного двутавра¹¹.

Учитываются следующие **конструктивные ограничения**:

1. Конструктивная высота подкрановой балки h принимается равной $(1/6 \div 1/10)l$.

2. Толщина стенки балки t_w может находиться в диапазоне $(1/70 \div 1/200)h$, рекомендуемые значения толщины стенки $(1/100 \div 1/120)h$.

3. Минимальная ширина верхнего пояса определяется типом применяемого рельса и способом его крепления к подкрановой балке. В случае применения специальных крановых рельсов и типового их крепления минимальная ширина верхнего пояса подкрановой балки при сплошной тормозной конструкции должна быть 400 мм при кранах $Q \leq 80$ т и 450 мм – при $Q > 80$ т. Для балок без тормозных конструкций минимальная ширина верхнего пояса должна быть 320 мм. Ширина нижнего пояса назначается

¹¹ При поточном изготовлении следует проектировать двутавры с одинаковой шириной поясов.

не менее 200 мм из условия выполнения поясных сварных швов механизированным способом [4].

4. Минимальная толщина пояса должна обеспечивать местную устойчивость свеса полки b_{ef} и для неокаймленного свеса приближенно равна $t_f \approx 2b_{ef} \sqrt{R_y/E}$.

Алгоритм подбора составного сечения подкрановой балки аналогичен алгоритму подбора составного сечения обычной балки, но имеет некоторые особенности.

Изначально размеры сечения принимают по требуемому моменту сопротивления сечения $W_{x,req}$ из условия прочности на восприятие вертикальных крановых нагрузок, при этом учитывается влияние горизонтальных крановых нагрузок введением коэффициента β :

$$W_{x,req} \geq \frac{M_{x,max} \cdot \beta}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (6.3)$$

где $M_{x,max}$ – максимальный изгибающий момент в пролете балки от вертикальной нагрузки (с учетом собственного веса);

β – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\beta = 1 + \frac{M_{y,max} \cdot W_x}{M_{x,max} \cdot W_y} \approx 1 + 2 \cdot \frac{M_{y,max} \cdot h_{БП}}{M_{x,max} \cdot h_H}, \quad (6.4)$$

где $M_{y,max}$ – максимальный изгибающий момент в пролете балки от горизонтальной нагрузки;

$h_{БП}$ – высота сечения подкрановой балки, предварительно принимаемая равной рекомендованной высоте с учетом грузоподъемности кранов и пролета подкрановых конструкций (**приложение А учебного пособия**) или по проектам-аналогам;

h_H – ширина тормозной конструкции, назначаемая равной высоте сечения нижней части ступенчатой колонны.

Оптимальная высота подкрановой балки с учетом экономного расходования материала определяется по эмпирическому выражению:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{1,5 \lambda_w \cdot W_{x,req}}, \quad (6.5)$$

где λ_w – гибкость стенки балки, рекомендуемая гибкость $\lambda_w = 100 \div 120$.

Минимальная высота подкрановой балки назначается аналогично минимальной высоте обычных балок и при симметричном сечении равна:

$$h_{min} = \frac{2I_{x,min}}{W_{x,req}}, \quad (6.6)$$

где W_{req} – момент сопротивления сечения из условия прочности (6.3);

$I_{x,min}$ – момент инерции сечения из условия жесткости с учетом предельно допустимого прогиба f_u :

$$I_{x,\min} = \frac{M_{xp,\max} \cdot l^2}{10E \cdot f_u}, \quad (6.7)$$

где $M_{xp,\max}$ – максимальный изгибающий момент в пролете балки от вертикальной нагрузки (с учетом собственного веса) при $\gamma_f=1,0$.

Толщина стенки балки t_w (в мм) предварительно назначается из выражения:

$$t_w = 6 + 3h, \quad (6.8)$$

где h – высота балки в метрах.

При этом толщина стенки балки t_w должна обеспечивать заданную гибкость стенки:

$$t_w \geq \frac{h_{ef}}{\lambda_w}, \quad (6.9)$$

где h_{ef} – расчетная высота стенки балки, назначаемая в соответствии с п. 7.3.1 СП 16.13330.2011;

λ_w – гибкость стенки балки, для составных сечения рекомендуемая гибкость стенки $\lambda_w = 100 \div 120$.

Кроме того, минимальная толщина стенки должна обеспечивать работу сечения балки на срез:

$$t_{w,\min} \geq \frac{1,5Q_{x,\max}}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c}, \quad (6.10)$$

где $Q_{x,\max}$ – максимальное поперечное усилие в опорном сечении балки от вертикальной нагрузки (с учетом собственного веса).

Размеры тормозной балки назначаются конструктивно без предварительного расчета.

Принятые с учетом конструктивных ограничений и действующего сортамента металлопроката сечения подкрановой и тормозной балок проверяются по предельным состояниям от действия вертикальных и горизонтальных крановых нагрузок согласно требованиям действующих сводов правил и стандартов.

Пример № 20

Расчет сварной подкрановой балки симметричного сечения

Требуется законструировать подкрановую балку каркаса промышленного здания при следующих исходных данных: грузоподъемность крана $Q=80$ т; режим работы крана 5К; пролет здания $L=30$ м; шаг колонн $B=12$ м; высота сечения нижней части колонны $h_H=1500$ мм; предварительно подобранная высота подкрановой балки $h_{БП}=1600$ мм; тип краново-

го рельса КР100 ($I_x=765 \text{ см}^4$). Поперечная рама каркаса представлена на рис. 2.3. Размеры базы мостового крана $Q=80 \text{ т}$ приведены на рис. 3.9. Нормативное значение максимальной вертикальной нагрузки от колес крана определено по справочным данным: $F_H = 367 \text{ кН}$, $F_{iH} = 392 \text{ кН}$.

Решение:

Назначаем материал подкрановых конструкций. Согласно СП 16.13330.2011 при расчетной температуре $-55 \leq t = -53 < -45^\circ\text{C}$ для конструкций 1-ой группы (см. **приложение В СП 16.13330.2011**) рекомендуется применение стали марки С345-3 по ГОСТ 27772-88*. Расчетное сопротивление стали по пределу текучести равно (**таблица В.5 СП 16.13330.2011**) $R_y=3200 \text{ кгс/см}^2$. Коэффициент условий работы $\gamma_c=1$ (в случаях, не оговоренных в **таблице 1 СП 16.13330, примечание 5**).

Определим нагрузки на подкрановые конструкции от вертикальных и горизонтальных воздействий крана и собственного веса подкрановых конструкций:

– нормативная вертикальная нагрузка от колес крана с учетом собственного веса подкрановых конструкций ($\alpha=1,05$ при пролете балки 12 м)

$$F_{k1n} = 36700 \cdot 1,05 = 38535 \text{ (кгс)};$$

$$F_{k2n} = 39200 \cdot 1,05 = 41160 \text{ (кгс)};$$

– нормативная горизонтальная нагрузка от торможения тележки крана определена в примере № 6 учебного пособия и составляет

$$T_{kn} = 1413 \text{ (кгс)};$$

– расчетная вертикальная нагрузка в месте приложения давления колес крана с учетом собственного веса подкрановых конструкций и совместной работы двух сближенных кранов

$$F_{k1} = 36700 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,85 \cdot 1,05 = 47167 \text{ (кгс)};$$

$$F_{k2} = 39200 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,85 \cdot 1,05 = 50380 \text{ (кгс)};$$

– расчетная вертикальная нагрузка от одного колеса крана

$$F = 39200 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 56448 \text{ (кгс)};$$

– расчетная горизонтальная нагрузка от торможения тележки крана

$$T_k = 1413 \cdot 1,2 = 1696 \text{ (кгс)};$$

– расчетная вертикальная нагрузка от колес кранов при расчете на усталость

$$F_{v1} = 0,5 \cdot 36700 \cdot 1,2 \cdot 0,85 \cdot 1,05 = 19653 \text{ (кгс)};$$

$$F_{v2} = 0,5 \cdot 39200 \cdot 1,2 \cdot 0,85 \cdot 1,05 = 20992 \text{ (кгс)}.$$

Усилия в подкрановой балке определим для двух схем расстановки колес кранов, соответствующих возникновению максимального изгибающего момента и максимального поперечного усилия (рис. 6.2).

При схеме расстановки колес, соответствующей максимальному изгибающему моменту в балке (рис. 6.4), опорные реакции вычислим из уравнений равновесия.

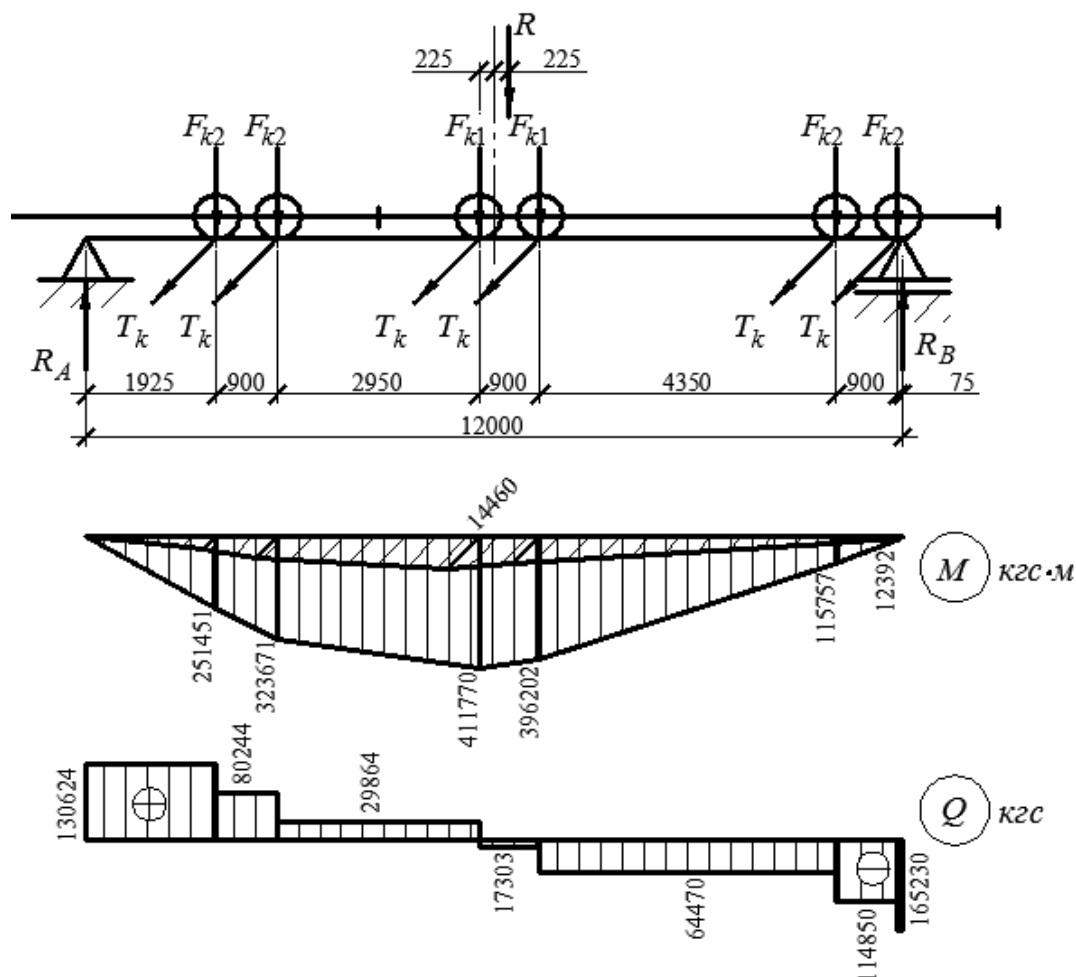


Рисунок 6.4 – Схема расстановки колес и расчетные усилия в подкрановой балке с наибольшим изгибающим моментом (к примеру № 20)

От вертикальных воздействий опорные реакции равны:

$$\sum M_B = R_A \cdot 12 - 50380 \cdot (10,075 + 9,175 + 0,975 + 0,075) - 47167 \cdot (6,225 + 5,325) = 0 \rightarrow$$

$$R_A = 130624 \text{ (кгс)};$$

$$\sum y = 130624 - 50380 \cdot 4 - 47167 \cdot 2 + R_B = 0 \rightarrow$$

$$R_B = 165230 \text{ (кгс)}.$$

Максимальный изгибающий момент в середине пролета от вертикальной нагрузки составил $M_{x,\max} = 411770$ (кгс·м).

От горизонтальных крановых воздействий на балку опорные реакции равны:

$$\sum M_B = R_A \cdot 12 - 1696 \cdot (10,075 + 9,175 + 6,225 + 5,325 + 0,975 + 0,075) = 0 \rightarrow$$

$$R_A = 4501 \text{ (кгс)};$$

$$\sum y = 4501 - 1696 \cdot 6 + R_B = 0 \rightarrow$$

$$R_B = 5675 \text{ (кгс)}.$$

Максимальный изгибающий момент в середине пролета от горизонтальной нагрузки составил $M_{y,\max} = 14460 \text{ (кгс}\cdot\text{м)}$.

При схеме расстановки колес, соответствующей максимальному поперечному усилию в балке (рис. 6.5), опорные реакции от вертикальных воздействий равны:

$$\sum M_B = R_A \cdot 12 - 50380 \cdot (12 + 11,1 + 2,9 + 2) - 47167 \cdot (8,15 + 7,25) = 0 \rightarrow$$

$$R_A = 178084 \text{ (кгс)};$$

$$\sum y = 178084 - 50380 \cdot 4 - 47167 \cdot 2 + R_B = 0 \rightarrow$$

$$R_B = 117770 \text{ (кгс)}.$$

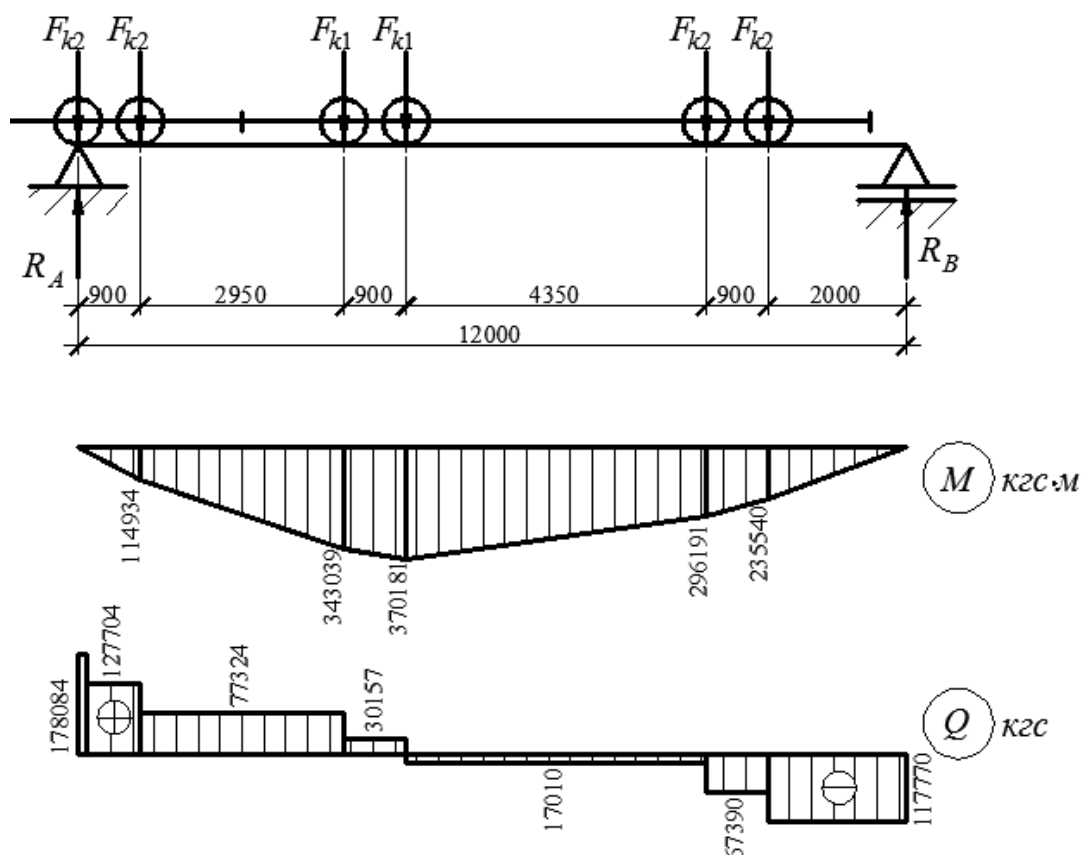


Рисунок 6.5 – Схема расстановки колес и расчетные усилия в подкрановой балке с наибольшим поперечным усилием (к примеру № 20)

Максимальное поперечное усилие в опорном сечении балки от вертикальной нагрузки (в предположении, что колесо крана находится не над опорой, а в непосредственной близости к ней) составило $Q_{\max}=178084$ (кгс).

Определим максимальные изгибающие моменты в балке от нормативных значений вертикальных и горизонтальных нагрузок для расчета прогибов (рис. 6.6).

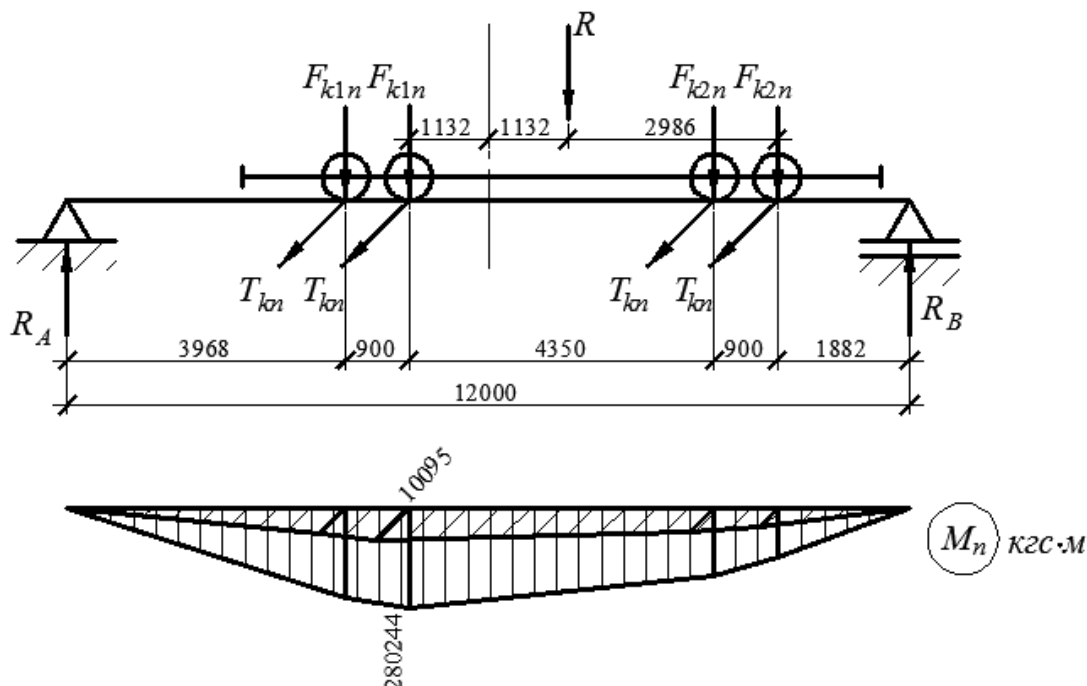


Рисунок 6.6 – Схема расстановки колес одного крана и расчетные усилия в подкрановой балке с наибольшим изгибающим моментом от нормативных нагрузок (к примеру № 20)

Максимальный изгибающий момент в середине пролета от нормативной вертикальной нагрузки составил $M_{xn,\max}=280244$ (кгс·м), а от горизонтальной нагрузки $M_{yn,\max}=10095$ (кгс·м).

Определим требуемый момент сопротивления сечения из условия прочности на действие максимального изгибающего момента:

$$W_{x,req} \geq \frac{M_{x,\max} \cdot \beta}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{41177000 \cdot 1,07}{3200 \cdot 1} = 13769 \text{ (см}^3\text{)},$$

где коэффициент β равен:

$$\beta = 1 + 2 \cdot \frac{M_{y,\max} \cdot h_{БП}}{M_{x,\max} \cdot h_H} = 1 + 2 \cdot \frac{14460 \cdot 1,6}{411770 \cdot 1,5} = 1,07.$$

Оптимальная высота подкрановой балки с учетом экономного расходования материала при гибкости стенки $\lambda_w=120$ будет равна:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{1,5\lambda_w \cdot W_{x,req}} = \sqrt[3]{1,5 \cdot 120 \cdot 13769} = 135 \text{ (см)}.$$

Минимальный момент инерции сечения из условия жесткости с учетом предельно допустимого прогиба $f_u = l/400$:

$$I_{x,min} = \frac{M_{xл,max} \cdot l^2}{10E \cdot f_u} = \frac{28024400 \cdot 1200^2 \cdot 400}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 1200} = 640558 \text{ (см}^4\text{)},$$

тогда минимальная высота подкрановой балки равна:

$$h_{min} = \frac{2I_{x,min}}{W_{x,req}} = \frac{2 \cdot 640558}{13769} = 93 \text{ (см)}.$$

Назначаем высоту стенки балки $h_w = 1400$ мм.

Толщину стенки балки определим из системы условий:

$$\begin{cases} t_w = 6 + 3h = 6 + 3 \cdot 1,4 = 10,2 \approx 12 \text{ (мм)}; \\ t_w \geq \frac{h_{ef}}{\lambda_w} = \frac{1400}{120} = 11,6 \approx 12 \text{ (мм)}; \\ t_{w,min} \geq \frac{1,5Q_{x,max}}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 178084}{140 \cdot 0,58 \cdot 3200 \cdot 1} = 1,03 \approx 1,2 \text{ (см)}, \end{cases}$$

принимаем $t_w = 12$ мм.

Предварительно задаем толщину поясов балки $t_f = 20$ мм, тогда полная высота сечения балки будет равна:

$$h = h_w + 2t_f = 140 + 2 \cdot 2 = 144 \text{ (см)},$$

а момент инерции сечения, соответствующий требуемому моменту сопротивления $W_{x,req}$:

$$I_x = W_{x,req} \cdot \frac{h}{2} = 13769 \cdot \frac{144}{2} = 991368 \text{ (см}^4\text{)}.$$

Требуемая ширина поясов с учетом заданных размеров стенки баки и толщины поясов равна:

$$b_f = \frac{(I_x - t_w \cdot h_w^3/12) \cdot 2}{h_{ef}^2 \cdot t_f} = \frac{(991368 - 1,2 \cdot 140^3/12) \cdot 2}{142^2 \cdot 2} = 35,6 \text{ (см)},$$

где h_{ef} – расстояние между осями поясов балки, $h_{ef} = h - t_f = 144 - 2 = 142$ (см).

С учетом конструктивных ограничений¹² принимаем ширину поясов $b_f = 40$ см.

¹² Учитываются следующие **конструктивные ограничения**:

Определим достаточность толщины поясов исходя из обеспечения *местной устойчивости сжатого пояса* балки. Условная гибкость свеса пояса равна:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{19,4}{2} \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 0,38,$$

где $b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{40 - 1,2}{2} = 19,4$ (см).

Предельная гибкость свеса сжатого пояса в предельном состоянии при $\sigma_c = R_{yf}$ равна:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}} = 0,5.$$

Так как $\bar{\lambda}_f < \bar{\lambda}_{uf}$, местная устойчивость пояса при заданном соотношении ширины и толщины обеспечивается.

Геометрические характеристики для подобранного сечения подкрановой балки относительно оси Ox следующие:

- момент инерции сечения

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left[\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h_{ef}}{2} \right)^2 \right] = \frac{1,2 \cdot 140^3}{12} + 2 \left[\frac{40 \cdot 2^3}{12} + 40 \cdot 2 \cdot \left(\frac{142}{2} \right)^2 \right] = 1081013 \text{ (см}^4\text{)};$$

- момент сопротивления сечения

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 1081013}{144} = 15014 \text{ (см}^3\text{)};$$

1. Конструктивная высота подкрановой балки h принимается равной $(1/6 \div 1/10)l$.

2. Толщина стенки балки t_w может находиться в диапазоне $(1/70 \div 1/200)h$, рекомендуемые значения толщины стенки $(1/100 \div 1/120)h$.

3. Минимальная ширина верхнего пояса определяется типом применяемого рельса и способом его крепления к подкрановой балке. В случае применения специальных крановых рельсов и типового их крепления минимальная ширина верхнего пояса подкрановой балки при сплошной тормозной конструкции должна быть 400 мм при кранах $Q \leq 80$ т и 450 мм – при $Q > 80$ т. Для балок без тормозных конструкций минимальная ширина верхнего пояса должна быть 320 мм. Ширина нижнего пояса назначается не менее 200 мм из условия выполнения поясных сварных швов механизированным способом.

Минимальная толщина пояса должна обеспечивать местную устойчивость свеса полки b_{ef} и для неокаймленного свеса приближенно равна $t_f \approx 2b_{ef} \sqrt{R_y/E}$.

- статический момент полусечения:

$$S_x = 2 \cdot 20 \cdot \frac{142}{2} + 1,2 \cdot \frac{140}{2} \cdot \frac{140}{4} = 5780 \text{ (см}^3\text{)};$$

- статический момент верхнего сжатого пояса балки

$$S_{xf} = 2 \cdot 20 \cdot \frac{142}{2} = 5680 \text{ (см}^3\text{)}.$$

Компонуем тормозную балку с наружным поясом из швеллера [27 по ГОСТ 8240-97 со следующими геометрическими характеристиками: $I_x=4160 \text{ см}^4$; $I_y=262 \text{ см}^4$; $A=35,2 \text{ см}^2$ и листа толщиной 8 мм (рис. 6.7).

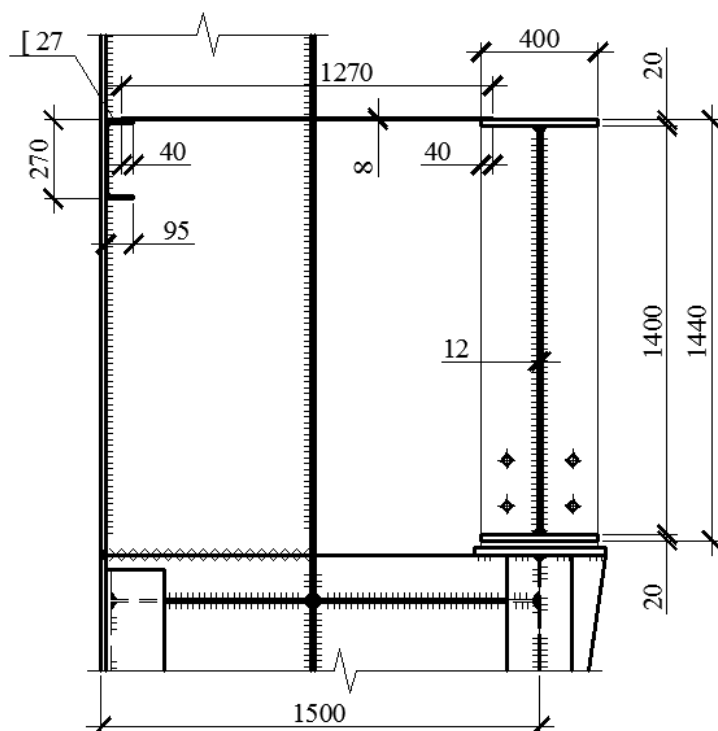


Рисунок 6.7 – Сечение подкрановой конструкции (к примеру № 20)

Установим положение центра тяжести сечения тормозной балки (рис. 6.8):

- площадь сечения тормозной балки

$$A^T = A^l + h_w \cdot t_w + t_f \cdot b_f = 35,2 + 127 \cdot 0,8 + 2,0 \cdot 40 = 216,8 \text{ (см}^2\text{)};$$

- статический момент сечения тормозной балки относительно оси y_o-y_o

$$S_{y_o-y_o}^T = 35,2 \cdot 145,9 + 127 \cdot 0,8 \cdot 79,5 = 13213 \text{ (см}^3\text{)};$$

- расстояние до центра тяжести сечения тормозной балки

$$x_0 = \frac{S_{y_o-y_o}^T}{A^T} = \frac{13213}{216,8} = 60,9 \text{ (см)}.$$

Геометрические характеристики сечения тормозной балки относительно оси Oy следующие:

- момент инерции сечения

$$I_y = 262 + 35,2 \cdot (145,9 - 60,9)^2 + \frac{0,8 \cdot 127^3}{12} + 0,8 \cdot 127 \cdot (79,5 - 60,9)^2 + \\ + \frac{2 \cdot 40^3}{12} + 2 \cdot 40 \cdot 60,9^2 = 733663 \text{ (см}^4\text{)};$$

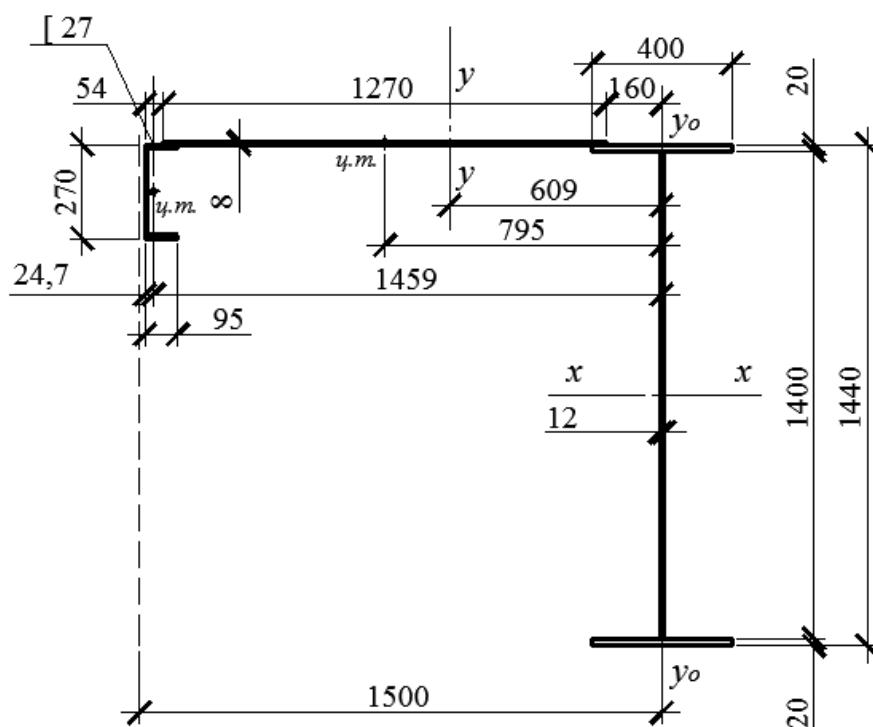


Рисунок 6.8 – К определению геометрических характеристик сечения подкрановой и тормозной балок (к примеру № 20)

- минимальный момент сопротивления сечения (относительно крайнего волокна наружного пояса)

$$W_{y,\min} = \frac{I_y}{x_{\max}} = \frac{733663}{145,9 - 60,9} = 8631 \text{ (см}^3\text{)};$$

- максимальный момент сопротивления сечения (относительно крайнего волокна внутреннего пояса)

$$W_{y,\max} = \frac{I_y}{x_{\min}} = \frac{733663}{60,9} = 12047 \text{ (см}^3\text{)}.$$

Выполним **проверки прочности** сечения подкрановой конструкции:

– при действии момента в вертикальной плоскости (с учетом работы сечения только подкрановой балки)

$$\frac{M_{x,\max}}{W_x R_y \gamma_c} = \frac{41177000}{15014 \cdot 3200 \cdot 1} = 0,86 < 1 \text{ - условие выполняется;}$$

– при действии момента в горизонтальной плоскости (с учетом работы сечения только тормозной балки)

$$\frac{M_{y,\max}}{W_{y,\min} R_y \gamma_c} = \frac{1446000}{8631 \cdot 3200 \cdot 1} = 0,05 < 1 \text{ - условие выполняется;}$$

– при действии в сечении подкрановой балки поперечной силы

$$\frac{Q_{\max} S_x}{I_x t_w R_s \gamma_c} = \frac{178084 \cdot 5780}{1081013 \cdot 1,2 \cdot 0,58 \cdot 3200 \cdot 1} = 0,43 < 1 \text{ - условие выполняется;}$$

– при действии моментов в двух главных плоскостях (для расчетной точки сечения А верхнего пояса)

$$\frac{M_{x,\max}}{W_x R_y \gamma_c} + \frac{M_{y,\max}}{W_{y,\max} R_y \gamma_c} = \frac{41177000}{15014 \cdot 3200 \cdot 1} + \frac{1446000}{12047 \cdot 3200 \cdot 1} = 0,9 < 1 \text{ - условие выполняется;}$$

– при действии местных напряжений от сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана

$$\frac{\sigma_{loc,y}}{R_y \gamma_c} = \frac{1611}{3200 \cdot 1} = 0,5 < 1 \text{ - условие выполняется,}$$

где
$$\sigma_{loc,y} = \frac{F_H \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{f1}}{l_{ef} \cdot t_w} = \frac{39200 \cdot 1,2 \cdot 1,2}{29,2 \cdot 1,2} = 1611 \text{ (кгс/см}^2\text{)}$$

при
$$l_{ef} = \psi \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{1f}}{t_w}} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{872}{1,2}} = 29,2 \text{ (см) и } I_{1f} = \frac{b_f t_f^3}{3} + I_t = \frac{40 \cdot 2^3}{3} + 765 = 872 \text{ (см}^3\text{);}$$

– при одновременном действии в стенке балки общих σ_x , τ_{xy} и местных $\sigma_y = \sigma_{loc,y}$ напряжений (для кранов режимов работы 1К-6К) для сечения в середине пролета

$$\frac{\beta}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} = \frac{0,87}{3200 \cdot 1} \sqrt{2743^2 - 2743 \cdot 1611 + 1611^2 + 3 \cdot 173^2} = 0,65 < 1 \text{ -}$$

условие выполняется при

$$\sigma_x = \frac{M_{x,\max}}{W_x} = \frac{41177000}{15014} = 2743 \text{ (кгс/см}^2\text{);}$$

$$\sigma_y = \sigma_{loc,y} = 1611 \text{ (кгс/см}^2\text{);}$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q}{t_w \cdot h} = \frac{29864}{1,2 \cdot 144} = 173 \text{ (кгс/см}^2\text{)};$$

– то же для опорного сечения

$$\frac{\beta}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} = \frac{0,87}{3200 \cdot 1} \sqrt{1611^2 + 3 \cdot 1031^2} = 0,65 < 1 -$$

условие выполняется при

$$\sigma_x = 0;$$

$$\sigma_y = \sigma_{loc,y} = 1611 \text{ (кгс/см}^2\text{)};$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{\max}}{t_w \cdot h} = \frac{178084}{1,2 \cdot 144} = 1031 \text{ (кгс/см}^2\text{)}.$$

В целом прочность подкрановой конструкции обеспечена.

Выполним **проверку прочности верхних поясных швов** подкрановой конструкции на действие сдвигающего усилия T и давление от сосредоточенного груза V :

$$T = \frac{Q_{\max} S_{xf}}{I_x} = \frac{178084 \cdot 5680}{1081013} = 936 \text{ (кгс/см)};$$

$$V = \frac{F_H \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{f1}}{l_{ef}} = \frac{39200 \cdot 1,2 \cdot 1,2}{29,2} = 1933 \text{ (кгс/см)}.$$

Назначим материалы для сварки согласно п. 14.1.8 СП 16.13330.2011, удовлетворяющие условию:

$$R_{wf} > R_{wz},$$

где $R_{wz} = 0,45R_{un}$ – расчетное сопротивление сварного соединения по металлу границы сплавления;

R_{un} – нормативное временное сопротивление стали по таблице В.5 СП 16.13330.2011.

Для стали С345 толщиной от 2 до 20 мм $R_{un} = 4700 \text{ кг/см}^2$, тогда

$$R_{wz} = 2115 \text{ кг/см}^2.$$

Для механизированной сварки принимаем сварочную проволоку марки Св-08Г2С с расчетным сопротивлением сварного соединения по металлу шва согласно таблице Г.2 СП 16.13330.2011:

$$R_{wf} = 2150 \text{ кг/см}^2,$$

что больше R_{wz} , следовательно, условие применения сварочных материалов обеспечено.

Коэффициенты проплавления сварного шва для автоматической и механизированной сварки проволокой $d=1,4-2,0$ мм равны $\beta_f = 0,9$; $\beta_z = 1,05$ (таблица 39 СП 16.13330.2011).

При $\frac{R_{wf} \cdot \beta_f}{R_{wz} \cdot \beta_z} = \frac{2150 \cdot 0,9}{2115 \cdot 1,05} = 0,87 < 1$ расчетным сечением является сечение по металлу шва.

Из условия обеспечения прочности поясных сварных швов определим требуемый катет:

$$k_f \geq \frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2\beta_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{\sqrt{936^2 + 1933^2}}{2 \cdot 0,9 \cdot 2150 \cdot 1} = 0,55 \approx 0,6 \text{ (мм)}. \quad (6.11)$$

Согласно п. 14.1.7,а СП 16.13330.2011 катет сварного шва не должен превышать $k_{f,\max} = 1,2t$, где t – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов, в нашем случае $t_{\min} = t_w = 12$ мм и соответственно $k_{f,\max} = 14$ мм.

По таблице 38 СП 16.13330.2011 минимальный катет шва назначается в зависимости от толщины более толстого из свариваемых элементов, в нашем случае $t_{\max} = t_f = 20$ мм, тогда $k_{f,\min} = 6$ мм.

Окончательно принимаем катет двусторонних поясных швов равным 6 мм.

Общую устойчивость подкрановой балки обеспечивает раскрепление сжатого пояса тормозной балкой, связанной с подкрановой балкой сплошными сварными швами.

Выполним проверку **местной устойчивости стенки** подкрановой балки. Условная гибкость стенки равна $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{1,2} \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 4,6$, что превышает 2,2 и 2,5, следовательно, стенку балки следует укреплять ребрами жесткости и выполнять расчет местной устойчивости стенки.

Принимаем укрепление стенки основными поперечными ребрами жесткости с шагом $a = 120$ см, что меньше $h_{ef} = 140$ см. Ширину выступающей части ребер принимаем $b_r = 90$ мм, что больше минимального значения

$b_{r,\min} = \frac{h_w}{30} + 25 = \frac{1400}{30} + 25 = 72$ мм. Толщину ребер принимаем $t_r = 8$ мм, что не меньше $2b_r \sqrt{R_y / E} = 2 \cdot 90 \sqrt{3200 / 2,1 \cdot 10^6} = 7$ (мм).

Определим предельные значения нормальных σ_{cr} , касательных τ_{cr} и местных $\sigma_{loc,cr}$ напряжений:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{37 \cdot 3200}{4,6^2} = 5595 \text{ (кг/см}^2\text{)},$$

где $c_{cr} = 37,0$ по таблице 16 СП 16.13330.2011 при $a/h_{ef} = 120/140 = 0,85 \approx 0,9$;

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_d^2} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,17^2} \right) \frac{0,58 \cdot 3200}{3,9^2} = 2073 \text{ (кг/см}^2\text{)},$$

где $\mu = h_{ef}/a = 140/120 = 1,17$;

$$\bar{\lambda}_d = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{120}{1,2} \sqrt{\frac{3200}{2,1 \cdot 10^6}} = 3,9;$$

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}_w^2 = 17,1 \cdot 1,73 \cdot 3200 / 4,6^2 = 4474 \text{ (кг/см}^2\text{)},$$

где $c_1 = 17,1$ по таблице 14 СП 16.13330.2011 при $a/h_{ef} = 0,85$ и $\rho = 1,04 l_{ef}/h_{ef} = 1,04 \cdot 29,2/140 = 0,22$ (по линейной интерполяции);

$$c_2 = 1,73 \text{ по таблице 15 СП 16.13330.2011 при } a/h_{ef} = 0,85 \text{ и}$$

$$\delta = \beta \frac{b_f \cdot t_f^3}{h_{ef} \cdot t_w^3} = 2,0 \frac{40 \cdot 2^3}{140 \cdot 1,2^3} = 2,7.$$

Проверим местную устойчивость в среднем отсеке балки (при M_{max}):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} / \gamma_c = \sqrt{\left(\frac{2743}{5595} + \frac{1611}{4474} \right)^2 + \left(\frac{173}{2073} \right)^2} / 1 = 0,85 < 1 -$$

условие выполняется.

Устойчивость стенки балки в опорном отсеке (при Q_{max}):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} / \gamma_c = \sqrt{\left(\frac{1611}{4474} \right)^2 + \left(\frac{1031}{2073} \right)^2} / 1 = 0,61 < 1 -$$

условие выполняется, местная устойчивость стенки обеспечена.

Выполним **расчет на усталость**:

$$\frac{\sigma_{max}}{\alpha R_v \gamma_v} = \frac{1143}{1,1 \cdot 1320 \cdot 2} = 0,4 < 1 - \text{условие выполняется} \quad (6.12)$$

$$\text{при } \sigma_{max} = \frac{M_v}{W_x} = \frac{17157400}{15014} = 1143 \text{ (кгс/см}^2\text{)},$$

$$\text{где } M_v = M_{x,max} \cdot \frac{F_{v2}}{F_{k2}} = 411770 \cdot \frac{20992}{50380} = 171574 \text{ (кгс}\cdot\text{м)};$$

$\alpha = 1,1$ - для режимов работы кранов 4К-6К;

$R_v = 132$ МПа – усталостная прочность стали для марки С345;

$$\gamma_v = \frac{2}{1-\rho} = 2 \text{ - по таблице 36 СП 16.13330.2011 при максимальных}$$

напряжениях сжатия и коэффициенте асимметрии $\rho = \sigma_{\min}/\sigma_{\max} = 0$.

Прогиб балки определим по формуле:

$$f = \frac{M_{xn} \cdot l^2}{10EI_x} = \frac{28024400 \cdot 1200^2}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 1081013} = 1,8 \text{ (см)}. \quad (6.13)$$

Предельно допустимый вертикальный прогиб составляет

$$f_u = l/400 = 1200/400 = 3 \text{ (см)}.$$

Так как $f < f_u$, вертикальный прогиб балки удовлетворяет требованиям жесткости.

Прогиб тормозной балки:

$$f = \frac{M_{yn} \cdot l^2}{10EI_y} = \frac{1009500 \cdot 1200^2}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 733663} = 0,09 \text{ (см)}.$$

Предельно допустимый горизонтальный прогиб составляет

$$f_u = l/2000 = 1200/2000 = 0,6 \text{ (см)}.$$

Так как $f < f_u$, горизонтальный прогиб тормозной балки удовлетворяет требованиям жесткости.

В целом, запроектированная подкрановая конструкция из сварного симметричного двутавра подкрановой балки и тормозной балки удовлетворяет требованиям I и II групп предельных состояний с учетом особенностей работы и режимов нагружений.

Пример № 21

Расчет сварной подкрановой балки несимметричного сечения

Требуется законструировать подкрановую балку каркаса промышленного здания для условий строительства в г. Санкт-Петербург при следующих исходных данных: грузоподъемность крана $Q=50$ т; режим работы крана 6К; пролет здания $L=24$ м; шаг колонн $B=6$ м; предварительно подобранная высота подкрановой балки $h_{БП}=1020$ мм (типовая сварная подкрановая балка несимметричного сечения, рис. 6.9); тип кранового рельса КР80 ($I_t=387$ см⁴). Размеры базы и нагрузки мостового крана $Q=50$ т пролетом $L_k=22,5$ м определены по справочным данным (**приложение А учебного пособия**): ширина базы $B=6860$ мм; расстояние между колесами базы крана $A_k=5600$ мм; число колес с одной стороны крана $n=2$; нормативное значение максимальной вертикальной нагрузки от колес крана $F_H = 380$ кН; масса тележки крана $G_{тел}=13,5$ т.

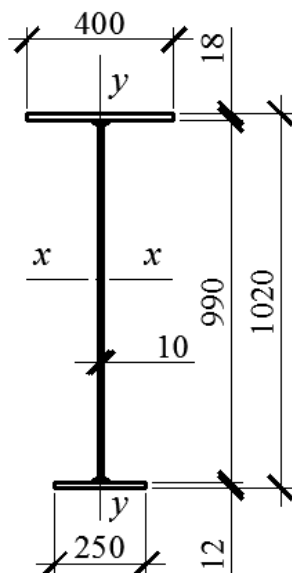


Рисунок 6.9 – Сварная подкрановая балка несимметричного сечения (типовое решение)

Решение:

Назначаем материал подкрановых конструкций. Согласно СП 16.13330.2011 при расчетной температуре $t = -32 > -45^\circ\text{C}$ для конструкций 1-ой группы (см. **приложение В СП 16.13330.2011**) рекомендуется применение стали марки С255 по ГОСТ 27772-88*. Расчетное сопротивление стали по пределу текучести равно (**таблица В.5 СП 16.13330.2011**) $R_y = 2400 \text{ кгс/см}^2$. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$ (в случаях, не оговоренных в **таблице 1 СП 16.13330, примечание 5**).

Определяем нагрузки на подкрановые конструкции от вертикальных и горизонтальных воздействий крана и собственного веса подкрановых конструкций:

– нормативная вертикальная нагрузка от колес крана с учетом собственного веса подкрановых конструкций ($\alpha = 1,03$ при пролете балки 6 м)

$$F_{kn} = 38000 \cdot 1,03 = 39140 \text{ (кгс)};$$

– нормативная горизонтальная нагрузка от торможения тележки крана

$$T_{kn} = 0,05 \cdot \frac{50000 + 13500}{2} = 1588 \text{ (кгс)};$$

– расчетная вертикальная нагрузка в месте приложения давления колес крана с учетом собственного веса подкрановых конструкций и совместной работы двух сближенных кранов

$$F_k = 38000 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,85 \cdot 1,03 = 47907 \text{ (кгс)};$$

– расчетная вертикальная нагрузка от одного колеса крана при $\gamma_{f1} = 1,4$ для группы режима работы кранов 6К

$$F = 38000 \cdot 1,2 \cdot 1,4 = 63840 \text{ (кгс)};$$

– расчетная горизонтальная нагрузка от торможения тележки крана

$$T_k = 1588 \cdot 1,2 = 1906 \text{ (кгс)};$$

– расчетная вертикальная нагрузка от колес кранов при расчете на усталость

$$F_v = 0,5 \cdot 38000 \cdot 1,2 \cdot 0,85 \cdot 1,03 = 19961 \text{ (кгс)}.$$

Усилия в подкрановой балке определим для двух схем расстановки колес кранов, соответствующих возникновению максимального изгибающего момента и максимального поперечного усилия (рис. 6.2).

При схеме расстановки колес, соответствующей максимальному изгибающему моменту в балке (рис. 6.10), максимальный момент от вертикальной нагрузки равен $M_{x,\max} = 115060$ (кгс·м), а от горизонтальной - $M_{y,\max} = 4578$ (кгс·м).

При схеме расстановки колес, соответствующей максимальному поперечному усилию в балке (рис. 6.11), $Q_{\max} = 85754$ (кгс).

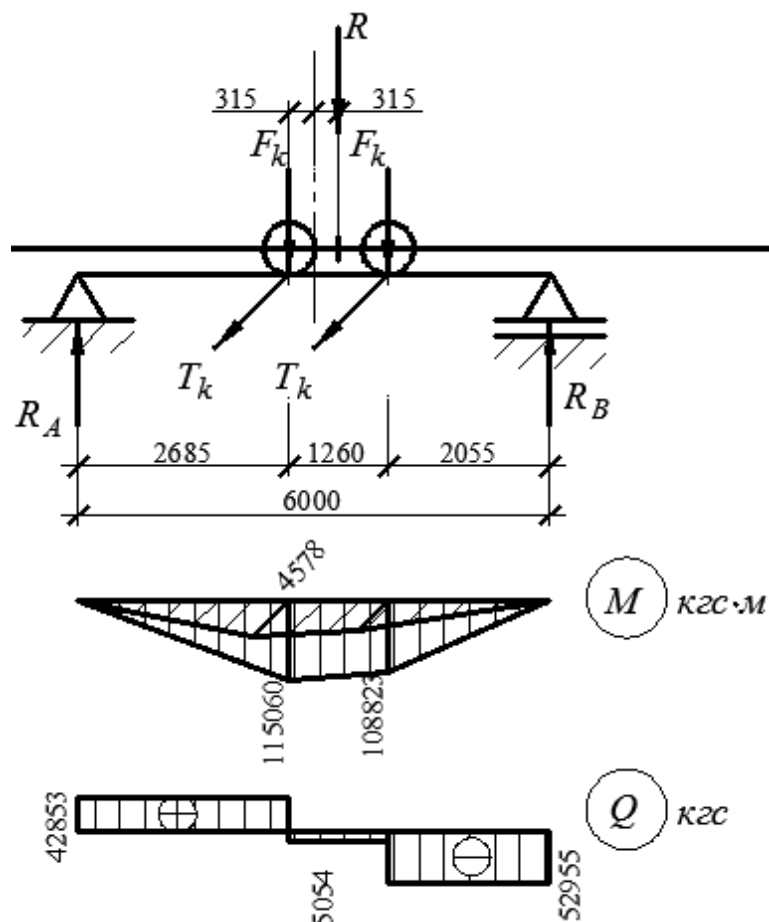


Рисунок 6.10 – Схема расстановки колес и расчетные усилия в подкрановой балке с наибольшим изгибающим моментом (к примеру № 21)

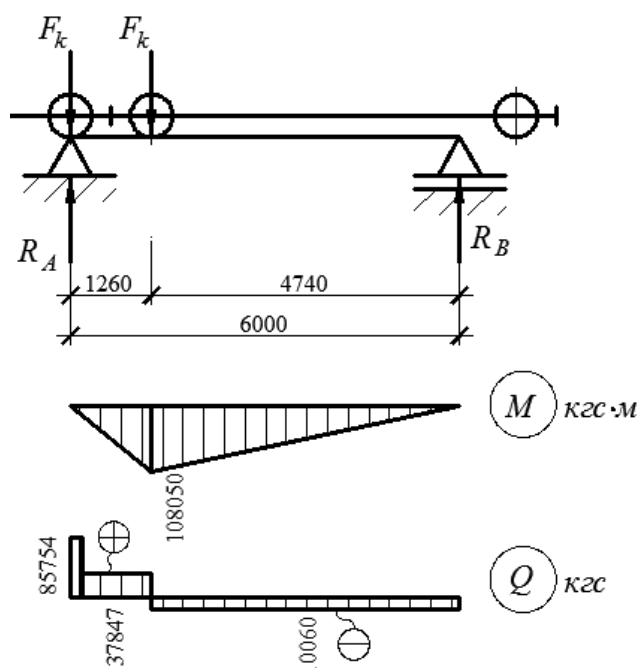


Рисунок 6.11 – Схема расстановки колес и расчетные усилия в подкрановой балке с наибольшим поперечным усилием (к примеру № 21)

Определим максимальные изгибающие моменты в балке от нормативных значений вертикальных и горизонтальных нагрузок для расчета прогибов (рис. 6.12). Максимальный изгибающий момент в середине пролета от нормативной вертикальной нагрузки составил $M_{xn,max}=58710$ (кгс·м), а от горизонтальной нагрузки $M_{yn,max}=2382$ (кгс·м).

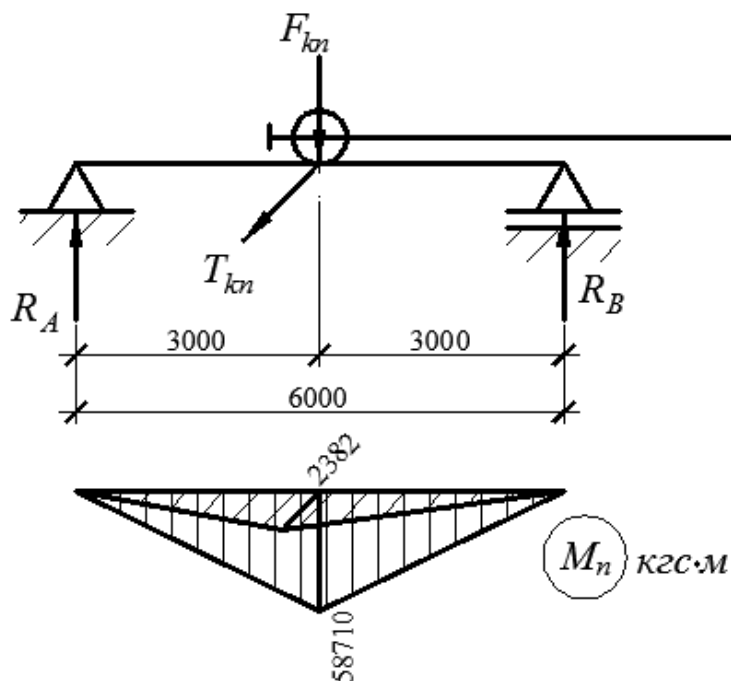


Рисунок 6.12 – Схема расстановки колес одного крана и расчетные усилия в подкрановой балке с наибольшим изгибающим моментом от нормативных нагрузок (к примеру № 21)

Определим требуемый минимальный момент сопротивления сечения (для нижнего пояса балки) из условия прочности на действие максимального изгибающего момента:

$$W_{2x,req} \geq \frac{M_{x,max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{11506000}{2400 \cdot 1} = 4794 \text{ (см}^3\text{)}.$$

Из условия равенства напряжений в верхних и нижних волокнах балки зададим коэффициент асимметрии сечения:

$$\alpha = \frac{W_{1x}}{W_{2x}} = \frac{h_2}{h_1} \approx 1,4. \quad (6.14)$$

Тогда оптимальную высоту балки несимметричного сечения можно определить по следующей формуле:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3\alpha}{\alpha+1} \cdot W_{2x,req} \cdot \lambda_w}. \quad (6.15)$$

При гибкости стенки $\lambda_w = 120$ оптимальная высота балки с учетом экономного расходования материала будет равна:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 1,4}{2,4} \cdot 4794 \cdot 120} = 100 \text{ (см)}.$$

Минимальный момент инерции сечения из условия жесткости с учетом предельно допустимого прогиба $f_u = l/400$:

$$I_{x,min} = \frac{M_{xn,max} \cdot l^2}{10E \cdot f_u} = \frac{5871000 \cdot 600^2 \cdot 400}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 600} = 67097 \text{ (см}^4\text{)},$$

тогда минимальная высота подкрановой балки равна с учетом асимметрии сечения:

$$h_{min} = \frac{I_{x,min}}{W_{2x,req}} \cdot \frac{1+\alpha}{\alpha} = \frac{67097}{4794} \cdot \frac{2,4}{1,4} = 24 \text{ (см)}. \quad (6.16)$$

Назначаем высоту стенки балки $h_w = 990$ мм.

Толщину стенки балки определим из системы условий:

$$\begin{cases} t_w = 6 + 3h = 6 + 3 \cdot 0,99 = 9 \approx 10 \text{ (мм)}; \\ t_w \geq \frac{h_{ef}}{\lambda_w} = \frac{990}{120} = 8,3 \approx 10 \text{ (мм)}; \\ t_{w,min} \geq \frac{1,5Q_{x,max}}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 85754}{99 \cdot 0,58 \cdot 2400 \cdot 1} = 0,92 \approx 1,0 \text{ (см)}, \end{cases}$$

принимаем $t_w=10$ мм.

Предварительно задаем толщину поясов балки $t_{1f}=18$ мм, $t_{2f}=12$ мм, тогда полная высота сечения балки будет равна:

$$h = h_w + t_{1f} + t_{2f} = 99 + 1,8 + 1,2 = 102 \text{ (см)}.$$

Требуемые площади сечения поясов балки приближенно можно определить по формулам [9]:

$$A_{1f} = \frac{\alpha}{h} \cdot W_{2x,req} - \frac{(2-\alpha)h_w t_w}{6}; \quad (6.17)$$

$$A_{2f} = \frac{1}{h} \cdot W_{2x,req} - \frac{(2\alpha-1)h_w t_w}{6\alpha}. \quad (6.18)$$

Тогда при принятых размерах стенки и высоте балки требуемые площади полок будут равны:

$$A_{1f} = \frac{1,4}{102} \cdot 4794 - \frac{(2-1,4)99 \cdot 1}{6} = 55,9 \text{ (см}^2\text{)};$$

$$A_{2f} = \frac{1}{102} \cdot 4794 - \frac{(2 \cdot 1,4 - 1)99 \cdot 1}{6 \cdot 1,4} = 25,8 \text{ (см}^2\text{)}.$$

При креплении к верхнему поясу кранового рельса на планках (рис. 6.13) минимальная ширина верхнего пояса должна быть 320 мм. Для нижнего пояса минимальная ширина ограничена технологическими особенностями производства с механизированным выполнением поясных сварных швов и составляет 200 мм.

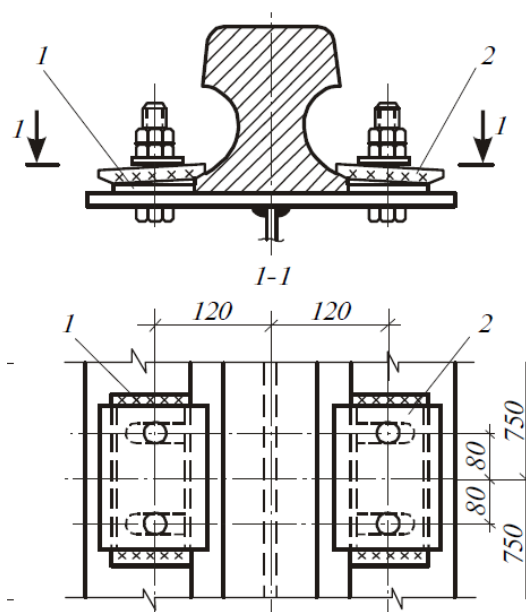


Рисунок 6.13 – Крепление кранового рельса посредством упорных (1) и прижимных (2) планок

Требуемой площади сечения и минимальной ширине для верхнего пояса соответствует толщина $t_{1f} = A_{1f}/b_{1f} = 55,9/32 = 1,74 \approx 1,8$ (см), а для нижнего - $t_{2f} = A_{2f}/b_{2f} = 25,8/20 = 1,29 \approx 1,4$ (см).

Для верхнего сжатого пояса определим достаточность толщины поясов исходя из обеспечения *местной устойчивости*. Условная гибкость свеса пояса равна:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{15,5}{1,8} \sqrt{\frac{2400}{2,1 \cdot 10^6}} = 0,29,$$

где $b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{32 - 1}{2} = 15,5$ (см).

Предельная гибкость свеса сжатого пояса в предельном состоянии при $\sigma_c = R_{yf}$ равна:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}} = 0,5,$$

тогда $\bar{\lambda}_f < \bar{\lambda}_{uf}$ и местная устойчивость пояса при заданном соотношении ширины и толщины обеспечивается.

Окончательно принимаем размеры сечения: для верхнего пояса $b_{1f} \times t_{1f} = 320 \times 18$ (мм); нижнего пояса - $b_{2f} \times t_{2f} = 200 \times 14$ (мм).

Общая высота сечения равна:

$$h = h_w + t_{1f} + t_{2f} = 99 + 1,8 + 1,4 = 102,2 \text{ (см)}.$$

Определим геометрические характеристики сечения (рис. 6.14):

- площадь сечения

$$A = h_w \cdot t_w + b_{1f} \cdot t_{1f} + b_{2f} \cdot t_{2f} = 99 \cdot 1 + 32 \cdot 1,8 + 20 \cdot 1,4 = 184,6 \text{ (см}^2\text{)};$$

- статический момент сечения относительно оси x_o-x_o , проходящей через нижнюю грань сечения

$$S_{x_o-x_o} = 32 \cdot 1,8 \cdot \left(102 - \frac{1,8}{2}\right) + 99 \cdot 1 \cdot \left(\frac{99}{2} + 1,4\right) + 20 \cdot 1,4 \cdot \frac{1,4}{2} = 10882 \text{ (см}^3\text{)};$$

- высота от нижней полки до центра тяжести сечения

$$h_2 = \frac{S_{x_o-x_o}}{A} = \frac{10882}{184,6} = 58,9 \text{ (см)};$$

- высота от верхней полки до центра тяжести сечения

$$h_1 = h - h_2 = 102,2 - 58,9 = 43,3 \text{ (см)};$$

- момент инерции сечения относительно оси Ox

$$I_x = \frac{1 \cdot 99^3}{12} + 1 \cdot 99 \cdot 8^2 + \frac{32 \cdot 1,8^3}{12} + 32 \cdot 1,8 \cdot \left(43,3 - \frac{1,8}{2}\right)^2 +$$

$$+ \frac{20 \cdot 1,4^3}{12} + 20 \cdot 1,4 \cdot \left(58,9 - \frac{1,4}{2}\right)^2 = 285608 \text{ (см}^4\text{)};$$

- момент инерции сечения относительно оси Oy

$$I_y = \frac{1,8 \cdot 32^3}{12} + \frac{99 \cdot 1^3}{12} + \frac{1,4 \cdot 20^3}{12} = 5857 \text{ (cm}^4\text{)};$$

- минимальный момент сопротивления сечения относительно оси Ox
(крайнего нижнего волокна)

$$W_{2x} = \frac{I_x}{h_y} = \frac{285608}{58,9} = 4849 \text{ (cm}^3\text{)},$$

$$W_{2x} > W_{2x,reg} = 4794 \text{ (см}^3\text{)} - \text{прочность обеспечивается;}$$

- максимальный момент сопротивления сечения относительно оси Ox
(крайнего верхнего волокна)

$$W_{1x} = \frac{I_x}{h_1} = \frac{285608}{43,3} = 6596 \text{ (cm}^3\text{)};$$

- момент сопротивления сечения верхнего пояса относительно оси Oy

$$W_{1fy} = \frac{1,8 \cdot 32^2}{6} = 307 \text{ (cm}^3\text{)};$$

- статический момент верхнего сжатого пояса балки относительно оси Ox

$$S_{xf} = 32 \cdot 1,8 \cdot \left(43,3 - \frac{1,8}{2} \right) = 2442 \text{ (cm}^3\text{)}.$$

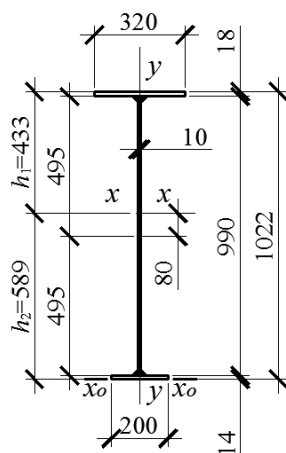


Рисунок 6.14 – Сечение подкрановой балки (к примеру № 21)

Выполним **проверки прочности** сечения подкрановой конструкции:

– при действии момента в вертикальной плоскости

$$\frac{M_{x,\max}}{W_{x,\min} R_y \gamma_c} = \frac{11506000}{4849 \cdot 2400 \cdot 1} = 0,99 < 1 \text{ - условие выполняется;}$$

– при действии момента в горизонтальной плоскости (с учетом работы только сечения верхнего пояса)

$$\frac{M_{y,\max}}{W_{1fy} R_y \gamma_c} = \frac{457800}{307 \cdot 2400 \cdot 1} = 0,62 < 1 \text{ - условие выполняется;}$$

– при действии в сечении подкрановой балки поперечной силы

$$\frac{1,5Q_{\max}}{h_w t_w R_s \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 85754}{99 \cdot 1 \cdot 0,58 \cdot 2400 \cdot 1} = 0,93 < 1 \text{ - условие выполняется;}$$

– при действии моментов в двух главных плоскостях (для расчетной точки сечения А верхнего пояса)

$$\frac{M_{x,\max}}{W_{1x} R_y \gamma_c} + \frac{M_{y,\max}}{W_{1fy} R_y \gamma_c} = \frac{11506000}{6596 \cdot 2400 \cdot 1} + \frac{457800}{307 \cdot 2400 \cdot 1} = 1,34 > 1 \text{ - условие не выполняется.}$$

Необходимо увеличить размеры сечения балки. Учитывая большую нагруженность сечения при работе как на изгиб, так и на срез, целесообразно увеличить все размеры сечения.

Принимаем размеры стенки балки $h_w \times t_w = 1000 \times 12$ (мм); верхнего пояса $b_{1f} \times t_{1f} = 420 \times 18$ (мм); нижнего пояса $b_{2f} \times t_{2f} = 250 \times 14$ (мм).

Проверим местную устойчивость сжатого пояса:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{20,4}{1,8} \sqrt{\frac{2400}{2,1 \cdot 10^6}} = 0,38,$$

где $b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{42 - 1,2}{2} = 20,4$ (см);

$$\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \text{ - условие выполняется.}$$

Общая высота измененного сечения равна:

$$h = h_w + t_{1f} + t_{2f} = 100 + 1,8 + 1,4 = 103,2 \text{ (см).}$$

Пересчитаем геометрические характеристики измененного сечения (рис. 6.15):

- площадь сечения

$$A = h_w \cdot t_w + b_{1f} \cdot t_{1f} + b_{2f} \cdot t_{2f} = 100 \cdot 1,2 + 42 \cdot 1,8 + 25 \cdot 1,4 = 230,6 \text{ (см}^2\text{)};$$

- статический момент сечения относительно оси x_o-x_o , проходящей через нижнюю грань сечения

$$S_{x_o-x_o} = 42 \cdot 1,8 \cdot \left(103,2 - \frac{1,8}{2}\right) + 100 \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{100}{2} + 1,4\right) + 25 \cdot 1,4 \cdot \frac{1,4}{2} = 13926 \text{ (см}^3\text{)};$$

- высота от нижней полки до центра тяжести сечения

$$h_2 = \frac{S_{x_o-x_o}}{A} = \frac{13926}{230,6} = 60,4 \text{ (см)};$$

- высота от верхней полки до центра тяжести сечения

$$h_1 = h - h_2 = 103,2 - 60,4 = 42,8 \text{ (см)};$$

- момент инерции сечения относительно оси Ox

$$I_x = \frac{1,2 \cdot 100^3}{12} + 1,2 \cdot 100 \cdot 9^2 + \frac{42 \cdot 1,8^3}{12} + 42 \cdot 1,8 \cdot \left(42,8 - \frac{1,8}{2}\right)^2 + \frac{25 \cdot 1,4^3}{12} + 25 \cdot 1,4 \cdot \left(60,4 - \frac{1,4}{2}\right)^2 = 367213 \text{ (см}^4\text{)};$$

- момент инерции сечения верхнего пояса относительно оси Oy

$$I_{1fy} = \frac{1,8 \cdot 42^3}{12} = 11113 \text{ (см}^4\text{)};$$

- минимальный момент сопротивления сечения относительно оси Ox (крайнего нижнего волокна)

$$W_{2x} = \frac{I_x}{h_2} = \frac{367213}{60,4} = 6080 \text{ (см}^3\text{)},$$

$$W_{2x} > W_{2x,req} = 4794 \text{ (см}^3\text{)} - \text{прочность обеспечивается};$$

- максимальный момент сопротивления сечения относительно оси Ox (крайнего верхнего волокна)

$$W_{1x} = \frac{I_x}{h_1} = \frac{367213}{42,8} = 8580 \text{ (см}^3\text{)};$$

- момент сопротивления сечения верхнего пояса относительно оси Oy

$$W_{1fy} = \frac{1,8 \cdot 42^2}{6} = 529 \text{ (см}^3\text{)};$$

- статический момент верхнего сжатого пояса балки относительно оси Ox

$$S_{xf} = 42 \cdot 1,8 \cdot \left(42,8 - \frac{1,8}{2} \right) = 3168 \text{ (см}^3\text{)}.$$

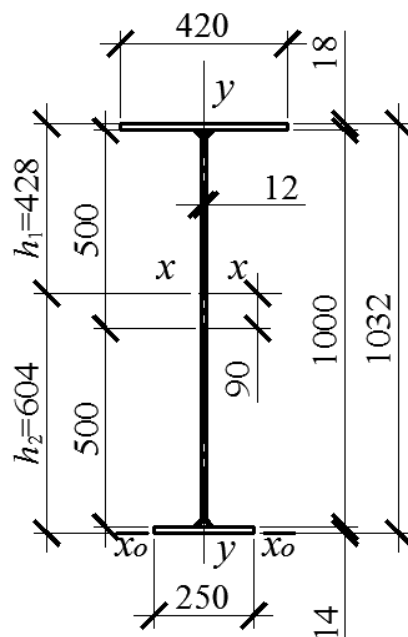


Рисунок 6.15 – Измененное сечение подкрановой балки (к примеру № 21)

Выполним *проверки прочности* сечения подкрановой конструкции:

– при действии момента в вертикальной плоскости

$$\frac{M_{x,\max}}{W_{x,\min} R_y \gamma_c} = \frac{11506000}{6080 \cdot 2400 \cdot 1} = 0,79 < 1 \text{ - условие выполняется;}$$

– при действии момента в горизонтальной плоскости (с учетом работы только сечения верхнего пояса)

$$\frac{M_{y,\max}}{W_{1fy} R_y \gamma_c} = \frac{457800}{529 \cdot 2400 \cdot 1} = 0,36 < 1 \text{ - условие выполняется;}$$

– при действии в сечении подкрановой балки поперечной силы

$$\frac{1,5Q_{\max}}{h_w t_w R_s \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 85754}{100 \cdot 1,2 \cdot 0,58 \cdot 2400 \cdot 1} = 0,77 < 1 \text{ - условие выполняется;}$$

– при действии моментов в двух главных плоскостях (для расчетной точки сечения А верхнего пояса)

$$\frac{M_{x,\max}}{W_{1x} R_y \gamma_c} + \frac{M_{y,\max}}{W_{1fy} R_y \gamma_c} = \frac{11506000}{8580 \cdot 2400 \cdot 1} + \frac{457800}{529 \cdot 2400 \cdot 1} = 0,92 < 1 \text{ - условие выполняется;}$$

– при действии местных напряжений от сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана

$$\frac{\sigma_{loc,y}}{R_y \gamma_c} = \frac{2235}{2400 \cdot 1} = 0,93 < 1 \text{ - условие выполняется,}$$

где
$$\sigma_{loc,y} = \frac{F_H \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{f1}}{l_{ef} \cdot t_w} = \frac{38000 \cdot 1,2 \cdot 1,4}{23,8 \cdot 1,2} = 2235 \text{ (кгс/см}^2\text{)}$$

при $l_{ef} = \psi \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{1f}}{t_w}} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{469}{1,2}} = 23,8 \text{ (см)}$ и $I_{1f} = \frac{b_f t_f^3}{3} + I_t = \frac{42 \cdot 1,8^3}{3} + 387 = 469 \text{ (см}^3\text{)}$;

– при одновременном действии в стенке балки общих σ_x , τ_{xy} и местных $\sigma_y = \sigma_{loc,y}$ напряжений (для кранов режимов работы 1К-6К) для сечения в середине пролета

$$\frac{\beta}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} = \frac{0,87}{2400 \cdot 1} \sqrt{1892^2 - 1892 \cdot 2235 + 2235^2 + 3 \cdot 346^2} = 0,79 < 1$$

-

условие выполняется при

$$\sigma_x = \frac{M_{x,max}}{W_x} = \frac{11506000}{6080} = 1892 \text{ (кгс/см}^2\text{)};$$

$$\sigma_y = \sigma_{loc,y} = 2235 \text{ (кгс/см}^2\text{)};$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q}{t_w \cdot h} = \frac{42853}{1,2 \cdot 103,2} = 346 \text{ (кгс/см}^2\text{)};$$

– то же для опорного сечения

$$\frac{\beta}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} = \frac{0,87}{2400 \cdot 1} \sqrt{2235^2 + 3 \cdot 692^2} = 0,92 < 1 \text{ -}$$

условие выполняется при

$$\sigma_x = 0;$$

$$\sigma_y = \sigma_{loc,y} = 2235 \text{ (кгс/см}^2\text{)};$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{max}}{t_w \cdot h} = \frac{85754}{1,2 \cdot 103,2} = 692 \text{ (кгс/см}^2\text{)}.$$

В целом прочность подкрановой конструкции обеспечена.

Выполним **проверку прочности верхних поясных швов** подкрановой конструкции на действие сдвигающего усилия T и давление от сосредоточенного груза V :

$$T = \frac{Q_{\max} S_{xf}}{I_x} = \frac{85754 \cdot 3168}{367213} = 740 \text{ (кгс/см)};$$

$$V = \frac{F_H \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{f1}}{l_{ef}} = \frac{38000 \cdot 1,2 \cdot 1,4}{23,8} = 2682 \text{ (кгс/см)}.$$

Назначим материалы для сварки согласно п. 14.1.8 СП 16.13330.2011, удовлетворяющие условию:

$$R_{wf} > R_{wz},$$

где $R_{wz} = 0,45R_{un}$ – расчетное сопротивление сварного соединения по металлу границы сплавления;

R_{un} – нормативное временное сопротивление стали по таблице В.5 СП 16.13330.2011.

Для стали С255 толщиной от 2 до 20 мм $R_{un} = 3700 \text{ кг/см}^2$, тогда

$$R_{wz} = 1665 \text{ кг/см}^2.$$

Для механизированной сварки принимаем сварочную проволоку марки Св-08А с расчетным сопротивлением сварного соединения по металлу шва согласно таблице Г.2 СП 16.13330.2011:

$$R_{wf} = 1800 \text{ кг/см}^2,$$

что больше R_{wz} , следовательно, условие применения сварочных материалов обеспечено.

Коэффициенты проплавления сварного шва для автоматической и механизированной сварки проволокой $d=1,4-2,0$ мм равны $\beta_f = 0,9$; $\beta_z = 1,05$ (таблица 39 СП 16.13330.2011).

При $\frac{R_{wf} \cdot \beta_f}{R_{wz} \cdot \beta_z} = \frac{1800 \cdot 0,9}{1665 \cdot 1,05} = 0,93 < 1$ расчетным сечением является сечение по металлу шва.

Из условия обеспечения прочности поясных сварных швов (6.11) определим требуемый катет:

$$k_f \geq \frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2\beta_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{\sqrt{740^2 + 2682^2}}{2 \cdot 0,9 \cdot 1800 \cdot 1} = 0,86 \approx 0,9 \text{ (мм)}.$$

Согласно п. 14.1.7,а СП 16.13330.2011 катет сварного шва не должен превышать $k_{f,\max} = 1,2t$, где t – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов, в нашем случае $t_{\min} = t_w = 12$ мм и соответственно $k_{f,\max} = 14$ мм.

По таблице 38 СП 16.13330.2011 минимальный катет шва назначается в зависимости от толщины более толстого из свариваемых элементов, в нашем случае $t_{\max} = t_f = 18$ мм, тогда $k_{f,\min} = 5$ мм.

Окончательно принимаем катет двусторонних поясных швов равным 9 мм.

Общую устойчивость подкрановой балки следует считать обеспеченной при значениях условной гибкости сжатого пояса балки $\bar{\lambda}_b = (l_{ef} / b) \sqrt{R_{yf} / E}$, не превышающих ее предельных значений $\bar{\lambda}_{ub}$, определяемых по формулам **таблицы 11 СП 16.13330.2011**.

В нашем случае, условная гибкость сжатого пояса подкрановой балки при расстоянии между узлами закрепления пояса из плоскости $l_{ef}=550$ см (с учетом узлов крепления к колоннам) равна:

$$\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b_{1f}} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{550}{42} \sqrt{\frac{2400}{2,1 \cdot 10^6}} = 0,44.$$

Условная предельная гибкость сжатого пояса:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{ub} &= 0,35 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} = 0,35 + 0,0032 \cdot \frac{42}{1,8} + \\ &+ \left(0,76 - 0,02 \cdot \frac{42}{1,8} \right) \frac{42}{101,6} = 0,55. \end{aligned}$$

Так как $\bar{\lambda}_b < \bar{\lambda}_{ub}$, общая устойчивость балки обеспечивается.

Выполним проверку **местной устойчивости стенки** подкрановой балки. Условная гибкость стенки равна $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{100}{1,2} \sqrt{\frac{2400}{2,1 \cdot 10^6}} = 2,8$, что превышает 2,2 и 2,5, следовательно, стенку балки следует укреплять ребрами жесткости и выполнять расчет местной устойчивости стенки.

Принимаем укрепление стенки основными поперечными ребрами жесткости с шагом $a=75$ см, что меньше $h_{ef}=100$ см. Ширину выступающей части ребер принимаем $b_r=90$ мм, что больше минимального значения $b_{r,min} = \frac{h_w}{30} + 25 = \frac{1000}{30} + 25 = 58$ мм. Толщину ребер принимаем $t_r=8$ мм, что не меньше $2b_r \sqrt{R_y / E} = 2 \cdot 90 \sqrt{2400 / 2,1 \cdot 10^6} = 6$ (мм).

Определим предельные значения нормальных σ_{cr} , касательных τ_{cr} и местных $\sigma_{loc,cr}$ напряжений:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{33,8 \cdot 2400}{2,8^2} = 10347 \text{ (кг/см}^2\text{)},$$

где $c_{cr}=33,8$ при $a/h_{ef} = 75/100 = 0,75 < 0,8$ и

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 2 \cdot \frac{42 \cdot 1,8^3}{100 \cdot 1,2^3} = 2,8 \text{ (таблица 16 СП 16.13330.2011);}$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_d^2} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,33^2} \right) \frac{0,58 \cdot 2400}{2,1^2} = 4648 \text{ (кг/см}^2\text{)},$$

где $\mu = h_{ef}/a = 100/75 = 1,33$;

$$\bar{\lambda}_d = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{75}{1,2} \sqrt{\frac{2400}{2,1 \cdot 10^6}} = 2,1;$$

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}_w^2 = 17,8 \cdot 1,7 \cdot 2400 / 2,8^2 = 9263 \text{ (кг/см}^2\text{)},$$

где $c_1 = 17,8$ по таблице 14 СП 16.13330.2011 при $a/h_{ef} = 0,75$ и $\rho = 1,04 l_{ef} / h_{ef} = 1,04 \cdot 23,8 / 100 = 0,25$ (по линейной интерполяции);

$c_2 = 1,7$ по таблице 15 СП 16.13330.2011 при $a/h_{ef} = 0,75$ и $\delta = 2,8$ (по линейной интерполяции).

Проверим местную устойчивость в среднем отсеке балки (при M_{max}):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} / \gamma_c = \sqrt{\left(\frac{1892}{10347} + \frac{2235}{9263} \right)^2 + \left(\frac{346}{4648} \right)^2} / 1 = 0,43 < 1 -$$

условие выполняется.

Устойчивость стенки балки в опорном отсеке (при Q_{max}):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} / \gamma_c = \sqrt{\left(\frac{2235}{9263} \right)^2 + \left(\frac{692}{4648} \right)^2} / 1 = 0,28 < 1 -$$

условие выполняется, местная устойчивость стенки обеспечена.

Выполним **расчет на усталость**:

$$\frac{\sigma_{max}}{\alpha R_v \gamma_v} = \frac{989}{1,1 \cdot 1200 \cdot 1,67} = 0,45 < 1 - \text{условие выполняется}$$

при $\sigma_{max} = \frac{M_v}{W_{x,min}} = \frac{4794100}{4849} = 989 \text{ (кгс/см}^2\text{)},$

где $M_v = M_{x,max} \cdot \frac{F_v}{F_k} = 115060 \cdot \frac{19961}{47907} = 47941 \text{ (кгс} \cdot \text{м)};$

$\alpha = 1,1$ - для режимов работы кранов 4К-6К;

$R_v = 120 \text{ МПа}$ – усталостная прочность стали для марки С255;

$$\gamma_v = \frac{2,5}{1,5 - \rho} = 1,67 - \text{по таблице 36 СП 16.13330.2011 при макси-}$$

мальных напряжениях растяжения и коэффициенте асимметрии $\rho = \sigma_{min} / \sigma_{max} = 0$.

Прогиб балки от вертикальной нагрузки определим по формуле:

$$f = \frac{M_{xn} \cdot l^2}{10EI_x} = \frac{587100 \cdot 600^2}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 367213} = 0,3 \text{ (см)}.$$

Предельно допустимый вертикальный прогиб составляет

$$f_u = l/400 = 1200/400 = 3 \text{ (см)}.$$

Так как $f < f_u$, вертикальный прогиб балки удовлетворяет требованиям жесткости.

Прогиб балки от горизонтальной нагрузки:

$$f = \frac{M_{yn} \cdot l_y^2}{10EI_y} = \frac{238200 \cdot 550^2}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 11113} = 0,3 \text{ (см)}.$$

Предельно допустимый горизонтальный прогиб составляет

$$f_u = l/2000 = 600/2000 = 0,3 \text{ (см)}.$$

Так как $f = f_u$, горизонтальный прогиб балки удовлетворяет требованиям жесткости.

В целом, запроектированная подкрановая конструкция из сварного несимметричного двутавра удовлетворяет требованиям I и II групп предельных состояний с учетом особенностей работы и режимов нагружений.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Практикум «Металлические конструкции одноэтажных промышленных зданий» по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку» предназначен для обучающихся направления 08.03.01 «Строительство» профиля «Промышленное и гражданское строительство».

В учебном пособии рассмотрены практические вопросы компоновки каркаса производственного здания с систематизацией нормативных требований и алгоритмами расчета. На примерах, имитирующих реальную ситуацию проектирования, показан ход выполнения инженерных задач с получением готового конструктивного решения по элементам конструкций (внецентренно сжатая колонна, подкрановая балка) и узлам соединения.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. **ФГОС ВО** по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» (уровень бакалавриата), утв. приказом Минобрнауки РФ от 12.03.2015 № 201.
2. **ГОСТ 28984-2011.** Модульная координация размеров в строительстве. Основные положения. – М.: Стандартинформ, 2012.
3. **СП 56.13330.2011.** Производственные здания. Актуализированная редакция СНиП 31-03-2001 / Минрегион России. – М., 2010.
4. **Металлические конструкции:** в 3 т. Т.2. Стальные конструкции зданий и сооружений (Справочник проектировщика) / Под ред. В.В. Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова) – М.: изд-во АСВ, 1998. – 512 с.
5. **СП 16.13330.2011.** Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* / Минрегион России. – М.: ОАО «ЦПП», 2011. – 172 с.
6. **СП 131.13330.2012.** Строительная климатология. Актуализированная версия СНиП 23-01-99* / Минрегион России. – М., 2012.
7. **СП 20.13330.2011.** Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* / Минрегион России. – М., 2011.
8. **Металлические конструкции** / под ред. Ю. И. Кудишина.— 12-е изд., стер. – М.: Академия, 2010. – 682 с.
9. **Металлические конструкции:** в 3 т.: для строит. вузов. Т.2. Конструкции зданий / под ред. В. В. Горева. – 2-е изд., испр. – М.: Высш.шк., 2002. – 528 с.
10. **Шерешевский И. А. Конструирование промышленных зданий и сооружений:** учеб. пособие / И. А. Шерешевский. – Изд. стер. – М.: Архитектура-С, 2010. – 168 с.
11. Кутухтин Е. Г. **Конструкции промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений** / Е. Г. Кутухтин, В. А. Коробков. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Архитектура-С, 2007. – 272 с.
12. **Трепененков, Р. И.** Альбом чертежей конструкций и деталей промышленных зданий: учеб. пособие для вузов / Р. И. Трепененков. – М.: Стройиздат, 1980. – 284 с.
13. SCAD Office. Реализация СНиП в проектирующих программах / В.С. Каприловский, Э.З. Криксунов, М.А. Микитарено, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер, В.Г. Федоровский. – К.: ВПП «Компас», 2001. – 215 с.
14. **Городецкий, А.С.** Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – К.: издательство «Факт», 2005. – 344 с.
15. Современные технологии расчета и проектирования металлических и деревянных конструкций / М. С. Барабаш, М. В. Лазнюк, М. Л. Мартынова, Н. И. Пресняков / Под ред. проф. Нилова А. А. – М.: Издательство АСВ, 2008. – 328 с.

16. **Перельмутер, А.В.** Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – М.: LVR Пресс, 2007. – 600 с.

17. **Металлические конструкции. Вопросы и ответы:** учебное пособие для вузов / В. В. Бирюлев [и др.]. - Москва: Изд-во АСВ, 1994. – 333 с.

18. **Дарков, А. В.** Строительная механика: учебник для вузов / А. В. Дарков, Н. Н. Шапошников [и др.]. - Санкт-Петербург: Лань, 2014. – 655 с.

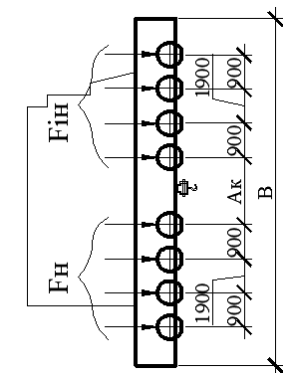
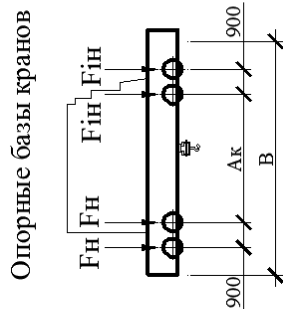
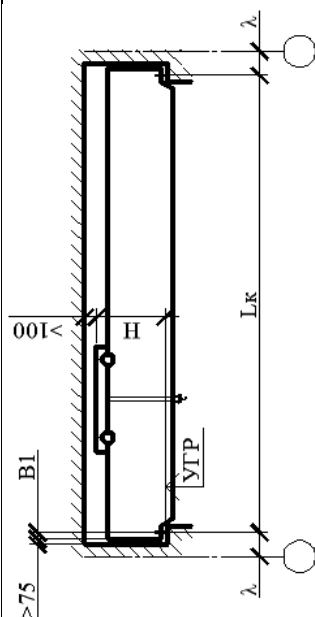
19. **Пособие** по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*) / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. - М., ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

Приложение А

Таблица А.1

Характеристики мостовых опорных кранов

Опорные базы кранов															



Продолжение таблицы А.1

Q, т	Lк, м	Габариты, мм				Режим кра- на	Fn (Fn), кН	Масса, т		Тип кра- нового рельса	Высота рельса h _р , мм	Высота балки h _{бл} , мм при шаге	
		H	B1	B	Ак			крана	тележки			B=6 м	B=12 м
32/5	22,5	2750	300	6300	5100	7К	315	51	8,7	КР70	120	1000	1500
	28,5						345	60,8					
	34,5				5600		380	71,5					
50/12,5	16,5	3150	300	6860	5600	2К, 5К, 6К	360	41,5	13,5	КР80	130	1000	1500
	22,5						380	48,5					
	28,5						415	59,5					
	34,5						455	71,6					
50/12,5	22,5	3150	300	6860	5600	7К	470	67,6	13,5	КР80	130	1000	1500
	28,5						505	77,4					
	34,5						525	84,3					
80/20	22	3700	400	9100	4350	3К, 5К, 6К	347 (367)	98	33	КР100	150	1000	1600
	28	4000					367 (392)	110					
	34						387 (412)	123					
100/20	22	4000	400	9600	4600	3К, 5К, 6К	402 (431)	107	36	КР120	170	1000	1600
	28						440 (460)	117					
	34						460 (480)	131					
125/20	22	4000	400	9400	4600	3К, 5К, 6К	473 (502)	112	39	КР120	170	1000	1800
	28						505 (535)	124					
	34						526 (561)	143					
160/32	21,5	4800	500	10500	1500	3К, 5К, 6К	295 (304)	129	46,2	КР120	170	1000	1800
	27,5						311 (321)	168					
	33,5						331 (350)	182					
200/32	21,5	4800	500	10800	1500	3К, 5К, 6К	358 (368)	164	55	КР120	170	1000	1800

Окончание таблицы А.1

Q, т	Lк, м	Габариты, мм				Режим крана	Fn (Fn), кН	Масса, т		Тип кра- нового рельса	Высота рельса h_p , мм	Высота балки $h_{БП}$, мм при шаге	
		Н	В1	В	Ак			крана	тележки			В=6 м	В=12 м
	27,5						378 (387)	184					
	33,5	5200					397 (407)	203					
Примечание:													
1. Опорная база у кранов грузоподъемностью до Q=50 т включительно с двумя колесами с одной стороны; при Q=80, 100, 125 т – база крана с четырьмя колесами с одной стороны; у кранов грузоподъемностью Q=160 т и более база с восьмью колесами с одной стороны. 2. Через дробь в марке грузоподъемности крана указана грузоподъемность вспомогательного крюка. 3. Высота балки подкрановой $h_{БП}$ дана для предварительной компоновки поперечной рамы каркаса и должна в последствии корректироваться расчетом.													

Учебное издание

КОРСУН Наталья Дмитриевна

**МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ
ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ**

В авторской редакции

Подписано в печать 16.05.2018. Формат 60х90 1/16. Печ. л. 11,75.
Тираж 500 экз. Заказ № 982.

Библиотечно-издательский комплекс
федерального государственного бюджетного образовательного
учреждения высшего образования
«Тюменский индустриальный университет».
625000, Тюмень, ул. Володарского, 38.

Типография библиотечно-издательского комплекса.
625039, Тюмень, ул. Киевская, 52.