

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

Кафедра металлических конструкций

В. В. Пронин

Стальной каркас
одноэтажного однопролетного производственного
здания с опорными мостовыми кранами

Часть 1

Теоретические основы
компоновки, расчетов и конструирования

Утверждено редакционно-издательским советом университета
в качестве учебного пособия

Нижний Новгород
ННГАСУ
2026

ББК 38.54
П 78
УДК 624.014(075.8)

Печатается в авторской редакции

Рецензенты:

Жегалов Д.В. – старший научный сотрудник научно-исследовательского института механики ФГАОУ ВО «Национального исследовательского Нижегородского государственного университета им. Н.И. Лобачевского»
Пестряков В.П. – директор НПФ «Металлимпресс»

Пронин, В.В. Стальной каркас одноэтажного однопролетного производственного здания с опорными мостовыми кранами. Часть 1. Теоретические основы компоновки, расчетов и конструирования : учебное пособие / В.В. Пронин ; Министерство образования и науки Российской Федерации, Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. – Нижний Новгород : ННГАСУ, 2026. – 77 с. – ISBN 978-5-528-00647-5; 978-5-528-00648-2. – Текст : непосредственный.

Пособие выпущено для выполнения курсового проекта по курсу металлических конструкций. Приведены теоретические основы компоновки каркаса, рекомендации по сбору нагрузок, статическому расчету с применением пакетов прикладных программ, подбору сечений основных элементов и расчету узлов их сопряжения в соответствии с действующими нормативными документами и справочной литературой.

Предназначено для студентов специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» и направления 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство» на практических занятиях по учебной дисциплине «Металлические конструкции».

ББК 38.54

ISBN 978-5-528-00647-5; 978-5-528-00648-2

© В.В. Пронин, 2026

© ННГАСУ, 2026

Содержание

Содержание	3
Введение	5
1. Компоновка поперечной рамы	6
2. Конструкция кровли	9
2.1. Стальной профилированный настил	10
2.2. Прогоны	10
3. Расчетная схема поперечной рамы	12
4. Сбор нагрузок, действующих на раму	15
4.1. Постоянные нагрузки	15
4.2. Временные нагрузки	16
4.2.1. Снеговая нагрузка	16
4.2.2. Крановые нагрузки	17
4.2.2.1. Вертикальная крановая нагрузка	17
4.2.2.2. Горизонтальная крановая нагрузка	19
4.2.3. Ветровая нагрузка	20
5. Статический расчет рамы	25
5.1. Схемы приложения нагрузок	25
5.2. Обработка результатов расчетов	25
5.3. Учет пространственной работы каркаса	26
5.4. Определение РСУ	28
6. Подбор сечения колонны	30
6.1. Расчетные длины участков колонны	30
6.2. Верхняя часть колонны	31
6.3. Нижняя часть колонны	38
6.3.1. Сплошное сечение	38
6.3.2. Сквозное сечение	44
7. Температурные швы, система связей каркаса	48
8. Подбор сечений элементов ригеля	53
9. Расчет и конструирование узлов сопряжения элементов рамы	56
9.1. Узел примыкания ригеля к колонне	56
9.2. Узел сопряжения верхней и нижней частей колонны	57
9.3. База колонны	60
9.3.1. Общая база	60
9.3.2. Раздельная база	67
10. Оформление курсового проекта	69
Список использованных источников	70
Приложения	72
П.1. Справочные данные мостовых кранов общего назначения грузоподъемностью $Q_o = 8 - 125$ т	73

П.2. Выписка из ГОСТ 19903-74 «Прокат листовой горячекатаный»	74
П.3. Рельсы железнодорожные для дорог широкой колеи по ГОСТ Р 51685-2000, рельсы крановые по ГОСТ 744121-96	74
П.4. Справочные данные по профилированным настилам	75

Введение

Курсовой проект «Каркас одноэтажного производственного здания», выполняемый студентами специальностей 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» и направления 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство», даже в сокращенном виде (по сравнению с ранее действующими учебными планами) все равно остается одним из самых сложных и трудоемких разделов самостоятельной работы студентов.

Постоянно снижающийся уровень общетехнической подготовки студентов заставляет разрабатывать в дополнение к официальным учебникам и лекциям подробные методические указания, целью которых является более легкое усвоение материала и снижение трудоемкости выполнения курсового проекта. Но, по мнению автора, наличие этих методических указаний, позволяющих выполнить курсовой проект быстро, не вникая в его существо, оказывает студентам медвежью услугу – они не работают с первоисточниками информации (своды правил, официальные учебники, ГОСТы и т.п.).

Тем не менее, современная образовательная деятельность в условиях снижения нормативного времени на выполнение самостоятельных практических работ, предполагает выпуск подобных изданий.

Пособие может использоваться и студентами других специальностей, если изучение основ проектирования металлических конструкций входит в учебные планы.

Пособие в целом состоит из трех частей.

Часть 1. Теоретические основы. В этой части приводятся общие рекомендации по компоновке стальных каркасов в зависимости от исходных данных, рекомендации по сбору нагрузок, статическому расчету, подбору сечений основных элементов каркаса, а также указания по конструированию и расчету узлов их сопряжения.

В приложениях к этой части приведены необходимые справочные материалы.

Часть 2. Пример расчета для студентов направления 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство». Рассматривается бесфонарное здание с кранами режима 5К грузоподъемностью до 50 тс включительно. Нижняя часть ступенчатой колонны имеет сквозное симметричное сечение. Приведена таблица исходных данных.

В приложении приведены необходимые справочные материалы и показан пример оформления чертежа.

Часть 3. Пример расчета для студентов специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений». Рассматривается здание с фонарем, с кранами режима 5К грузоподъемностью 80-125 тс. Нижняя часть ступенчатой колонны имеет сквозное симметричное сечение. Дополнительно подбираются сечения элементов ригеля. Имеется таблица исходных данных.

В приложении приведены необходимые справочные материалы и показан пример оформления чертежа.

Автор выражает благодарность заведующему кафедрой металлических конструкций ННГАСУ Колотову О.В., заведующему кафедрой теории сооружений и технической механики ННГАСУ Лампси Б.Б., доцентам кафедры металлических конструкций Житянной Е.В., Ивановой О.Б. и Ямбаеву И.А., а также старшему преподавателю кафедры металлических конструкций Кочетовой Е.А. за труд по прочтению рукописи и за ценные замечания, учтенные при издании пособия.

1. Компоновка поперечной рамы.

Поперечная рама является основой каркаса здания, задающая его основные параметры.

Основой для компоновки поперечной рамы является задание на проектирование, в котором указаны следующие параметры промышленного здания: класс сооружения, пролет, шаги колонн и ригелей вдоль здания, длина температурного блока, отметка верха кранового рельса, грузоподъемность и режим работы мостовых кранов, температура эксплуатации, снеговой и ветровой районы, класс прочности бетона на сжатие для фундаментов.

Кроме того, в задании могут быть дополнительные данные, позволяющие включить в курсовой проект элементы студенческой научной работы.

В рамках курсового проекта задача компоновки сужается: рассматривается плоская однопролетная рама с жестким сопряжением колонн с фундаментами и ригелями.

Вполне работоспособными были бы рамы с шарнирным сопряжением колонн с фундаментами и жестким сопряжением колонн с ригелями, а также рамы с шарнирным сопряжением колонн с ригелями и жестким сопряжением колонн с фундаментами, однако второй и третий варианты проигрывают первому в поперечной жесткости рамы, что особенно важно для однопролетного кранового здания (рис. 1.1).

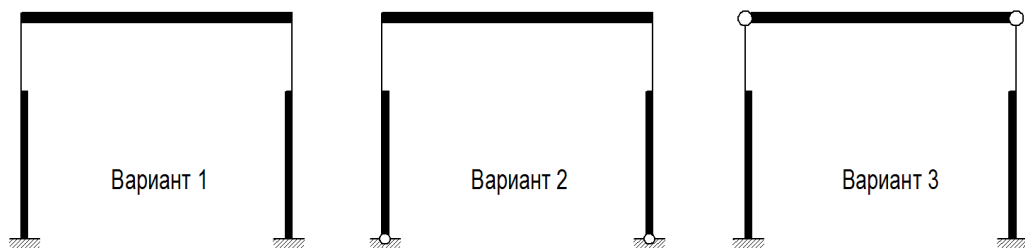


Рис. 1.1. Варианты расчетных схем однопролетной поперечной рамы.

Рассматриваются значения пролетов – 18, 24, 30 и 36 м, хотя на практике возможны и другие величины, не связанные с модульными пролетами согласно [1].

Шаги колонн в продольном направлении принимаются равными 6, 9 и 12 м, но шаг 12 м для крайних рядов колонн нежелателен: усложняется устройство стенового ограждения, иногда появляется необходимость в подстропильных конструкциях.

Длина температурного блока назначается не более значений табл. 44 [5], а с учетом возможности изображения на чертеже без разрывов еще меньше – 90-120 м (кратно шагу колонн).

Отметки головки кранового рельса назначаются в пределах от 9,8 до 17,0 с шагом 1,2 м. Отметки низа стропильных конструкций определяются в процессе компоновки в зависимости от габарита мостовых кранов.

Грузоподъемность кранов принимается в двух вариантах:

$Q_o = 20-50$ тс – для студентов направления 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство»; такие краны имеют по два колеса на каждой из двух опорно-концевых балок;

$Q_o = 80-125$ тс – для студентов специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений»; такие краны имеют по четыре колеса на каждой из

двух опорно-концевых балок, причем смежные пары колес имеют различное давление.

Режим работы для кранов $Q_0 = 80-125 - 4К-8К$.

Температура эксплуатации конструкций назначается для выбора стали и назначения вида и толщины утеплителя в кровельном пироге. Диапазон температур отражает многообразие климатических условий Российской Федерации.

Снеговые районы в соответствии с [4] принимаются с I до УШ.

Ветровые районы в соответствии с [4] принимаются с I до УП.

Класс прочности бетона на сжатие необходим для расчета базы колонн, принимаются бетоны В20, В25.

На рис. 1.2 и 1.3 показаны варианты поперечных рам промздания для студентов направления 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство» и для студентов специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» соответственно.

Стеновое ограждение на этих рисунках условно не показано.

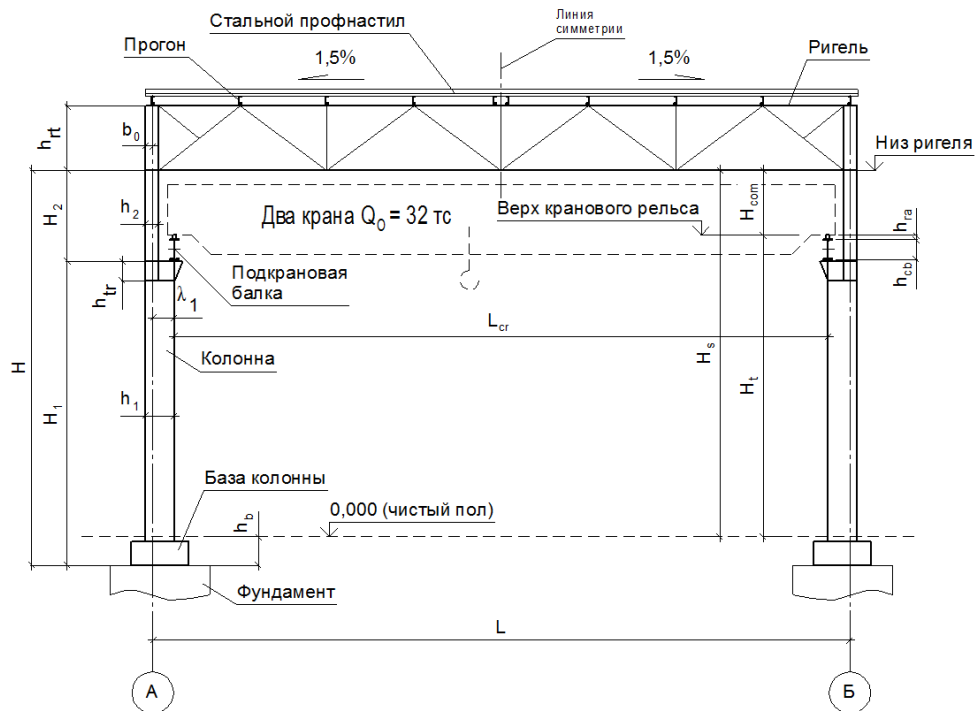


Рис. 1.2. Рама без фонаря с колоннами сплошного сечения.

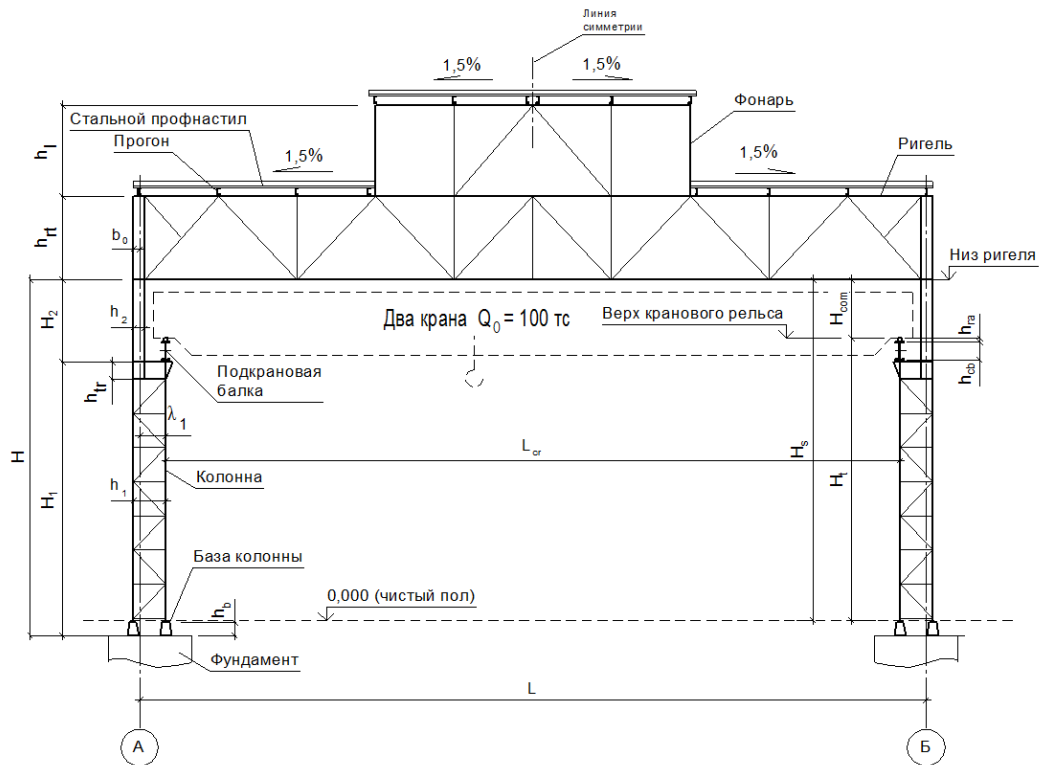


Рис. 1.3. Рама с фонарем и с колонной сквозного сечения в нижней части

Компоновка рамы начинается с определения её размеров по вертикали.

В размер H_{com} (расстояние от верха кранового рельса до низа ригеля) входит высота мостового крана H_c , допуск на изготовление крана (зазор безопасности) $a = 100$ мм и размер f , учитывающий прогиб ригеля и провисание связей по нижним поясам ригелей. Получим

$$H_{com} = H_c + a + f,$$

где H_c – см. приложение П.1 или ГОСТ на краны;

$f = 100, 150, 250$ мм для рам пролетом $L = 24, 30, 36$ м соответственно.

Полезная высота рамы $H_s = H_{com} + H_t$, где H_t – отметка верха кранового рельса.

Высота ригеля h_{rt} принимается в зависимости от пролета рамы. Для серийных ферм из парных уголков [10] она равна 2200 мм для пролетов $L = 18, 24$ м и 3150 мм для пролетов $L = 30$ и 36 м.

Высота фонаря h_l складывается из высот бортовой панели, рамы остекления и карнизной панели. При одноярусном исполнении h_l изменяется от 2635 до 3845 мм. Для учебных целей примем $h_l = 2635, 3345$ и 3845 мм для пролетов $L = 18 (24), 30$ и 36 м соответственно (см серию 1.464-2/73).

Длина верхней части колонн $H_2 = H_{com} + h_{cb} + h_{ra}$,

где h_{cb} – высота подкрановой балки, равная $1/8 - 1/10$ её пролета, т.е. шага колонн;

h_{ra} - высота кранового рельса, принимаемого в зависимости от типа рельса по приложениям П.1 и П.3; в упрощенном варианте в запас можно принять $h_{ra} = 200$ мм.

Длина нижней части колонн $H_1 = H_s - H_2 + h_b$,
где $h_b = 0,6-1,0$ м – высота базы колонны.

Полная длина колонн $H = H_1 + H_2$.

Далее переходим к размерам по горизонтали.

Привязка оси колонны к её внешней грани b_o принимается равной 250 или 500 мм (большая величина – при больших высотах и пролетах рамы).

Если ригель примыкает к колонне сбоку, то при использовании стандартных стропильных ферм с привязкой торца фермы к разбивочной оси 200 мм высота сечения верхней части колонны h_2 принимается равной 450 или 700 мм.

В данной работе не рассматривается случай применения кранов 7К и 8К, когда необходим проход вдоль крановых путей, что приводит к увеличению размера h_2 .

Высота сечения нижней части колонны $h_1 = b_o + \lambda_1$,

где λ_1 – расстояние от привязочной оси до оси подкрановой балки, назначаемое из условия безопасного прохождения крана

$$\lambda_1 \geq B_1 + (h_2 - b_o) + 75 \text{ мм},$$

здесь B_1 – размер выступающей за ось кранового рельса части кранового моста (приложение П.1);

75 мм – зазор безопасности.

Пролеты кранов L_{cr} кратны 500 мм, поэтому величина λ_1 должна быть кратна 250 мм и приниматься равной $\lambda_1 = 750, 1000, 1250, 1500$ мм.

С учетом вышесказанного получим:

при $b_o = 250$ мм $h_1 = 1000, 1250$ мм;

при $b_o = 500$ мм $h_1 = 1250, 1500$ мм.

При $h_1 = 1000$ мм сечение колонны сплошное или сквозное, при больших значениях – сквозное.

Скомпонованная рама изображается в масштабе в виде рисунка со всеми необходимыми размерами в пояснительной записке.

2. Конструкция кровли

Покрытие здания состоит из кровельных (ограждающих) конструкций, несущих элементов (профнастила, прогонов, ферм) и связей.

Рассматриваемое покрытие устраивают с применением прогонов. В этом случае в узлы ригелей в виде стропильных ферм устанавливают прогоны, по которым монтируется стальной профнастил.

Возможно беспрогонное решение, когда профнастил опирается непосредственно на верхний пояс ригелей, вызывая в нем дополнительно к сжатию изгиб.

Настил крепят к прогонам (или к фермам при беспрогонном решении) самонарезающими винтами в каждую волну. Между собой по длине настил соединяют комбинированными заклепками с шагом 300-500 мм.

На профилированный настил послойно укладываются пароизоляция, плитный легкий утеплитель в один или в два слоя и гидроизоляционный ковер. Утеплитель крепится к профнастилу специальными кляммерами.

Паро- и гидроизоляционные материалы используются для защиты строительных конструкций от проникновения водяных паров, конденсата и влаги. Для кровли по металлическому профилированному настилу наиболее выгодным и технологичным будет применение мембранной пароизоляции (пленки). Уложенный материал представляет собой сплошную мембрану, все нахлесты между полотнами пароизоляции тщательно проклеиваются.

Плитный утеплитель (*Rockwool, Paroc, Ursa* и др.) выполняется, как правило, двухслойным: верхний слой более плотный (180-200 кг/м³), нижний слой менее плотный (100-140 кг/м³). Независимо от того, какой толщины должен быть утеплитель, верхний слой всегда выполняется толщиной 40 мм. Для изменения теплоизолирующей способности происходит изменение толщины только нижнего слоя (определяется теплотехническим расчетом).

В качестве гидроизоляции применяются разнообразные наплавливаемые рулонные материалы или мембранные материалы, которые могут монтироваться непосредственно по теплоизоляции. Гидроизоляционный наплавливаемый материал обычно укладывают в несколько слоев.

2.1. Стальной профилированный настил

Профилированный настил для кровель изготавливают из оцинкованной рулонной стали толщиной 0,7–1,5 мм; высота профиля 57–158 мм; ширина 600–1000 мм; длина до 12,6 м. Вес настила составляет 7,5–24,4 кг/м².

Профнастил с высотой гофра 158 мм способен работать в пролетах до 9 м.

Справочные значения расчетных геометрических характеристик профиля и вес 1 м² настилов, выпускаемых в соответствии с [14], принимаются по техническим условиям или стандартам организаций.

При расчете профнастила проверяются: прочность при действии нормальных и касательных напряжений, устойчивость стенки гофра на опоре, жесткость. Методика расчета приведена в [15].

Подбор профилированного настила можно осуществить по предельной равномерно распределенной нагрузке и в зависимости от количества учитываемых пролетов неразрезной схемы (см. приложение П.4 настоящего пособия).

2.2. Прогоны

Прогоны воспринимают нагрузку от кровли и передают ее на стропильные фермы (ригеля). Конструктивно прогоны могут быть сплошного сечения и решетчатые (сквозные). Прогоны сплошного сечения тяжелее решетчатых, но значительно проще в изготовлении и монтаже. Применение сплошных прогонов рационально для пролетов (шагов ферм) не более 6 м.

Сплошные прогоны могут изготавливаться из прокатных швеллеров и двутавров; из гнутых профилей швеллерного, С-образного и Z-образного сечений; из перфорированных балок и балок с гофрированными или гибкими стенками.

Прогоны сплошного сечения выполняют по разрезной и неразрезной схемам. При использовании неразрезных прогонов их сечение уменьшается, однако для упрощения монтажа чаще применяют разрезные прогоны.

Сквозные прогоны рациональны при шаге ферм более 9 м, их компоновка и конструкция могут быть приняты по типовым сериям.

Крепление прогонов к поясам ферм осуществляется на болтах с помощью корытчатой из уголков, планок, гнутых элементов из листовой стали.

Расчет прогонов необходимо выполнять на следующие нагрузки:

- собственный вес прогонов и кровли;
- вес оборудования и коммуникаций на покрытии;
- снеговая нагрузка (с учетом дополнительного коэффициента $\mu = 1,1$, см. примеч. 4 к п. 10.4 [4]);
- ветровая нагрузка (при необходимости).

При уклоне кровли до 20° нагрузка от ветра действует снизу вверх (отсос) и разгружает прогоны. Если покрытие имеет фонарные или другие надстройки, а также перепады высот, то в этих местах образуются «снеговые мешки» (местное увеличение снеговой нагрузки), что должно быть учтено при расчете прогонов и профнастила.

Расчетную вертикальную равномерно распределенную линейную нагрузку на прогон определяют по формуле:

$$q_{np} = [(g_{кр} / \cos \alpha + q_s)bk + g_{np}] \gamma_n \text{ (кН/м)}, \text{ где}$$

$g_{кр}$ – расчетная нагрузка от собственного веса кровли, кН/м²;

α – угол наклона кровли к горизонту, град.;

q_s – полное расчетное значение снеговой нагрузки, кН/м²;

b – шаг прогонов, м;

k – коэффициент, учитывающий увеличение реакции профнастила от его неразрезности; при двухпролётной схеме $k = 1,25$; при трёхпролётной схеме $k = 1,1$; при четырёхпролётной схеме $k = 1,143$;

g_{np} – расчетная нагрузка от собственного веса прогона, кН/м.

При малоуклонной кровле (до $1,5^\circ$) работа прогонов ничем не отличается от работы обычных прокатных балок на вертикальную нагрузку.

Принятое сечение проверяют:

- на прочность по нормальным напряжениям в середине пролета (формула (41) [5]) и по касательным напряжениям в опорном сечении (формула (42) [5]);
- на жесткость (по второй группе предельных состояний, п. 15.1.1 [5]).

При неразрезной схеме также выполняется проверка прочности при одновременном действии момента и поперечной силы (формула (44) [5]).

Общую устойчивость прогонов допускается не выполнять, так как передача нагрузки на прогон осуществляется через сплошной жесткий диск (профилированный настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс прогона и связанный с ним с помощью самонарезающих винтов в каждом гофре).

При кровле с большим уклоном прогоны, расположенные на скате, работают на изгиб в двух плоскостях, т.е. на косоу изгиб (рис. 2.1). Их прочность проверяется по формуле (43) [5].

Вертикальная нагрузка q_{np} раскладывается на составляющие q_x (действующую в плоскости большей жесткости прогона) и q_y (скатную составляющую):

$$q_x = q_{np} \cdot \cos \alpha; \quad q_y = q_{np} \cdot \sin \alpha.$$

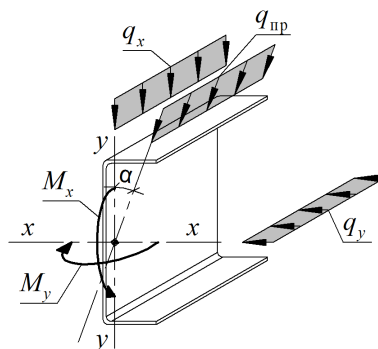


Рис. 2.1. Схема действия нагрузки на прогон
(нагрузка $q_{пр}$ условно показана не вертикальной).

Т. к. кровля опирается на верхний пояс прогона, то от составляющей q_y возникает еще и крутящий момент. Для того, чтобы уравновесить этот момент, прогоны с сечением из швеллера следует устанавливать стенкой по направлению ската. В этом случае крутящий момент от составляющей q_y почти полностью уравновешивается крутящим моментом от составляющей q_x и им можно пренебречь.

Чтобы уменьшить изгибающий момент от скатной составляющей, прогоны иногда раскрепляют тяжами, уменьшающими расчетный пролет прогона в плоскости ската. Тяжи крепятся к сдвоенному коньковому прогону, реакция которого передается в коньковый узел фермы.

Если кровельный настил крепится ко всем прогонам, включая коньковые, жестко и образует сплошное полотнище, то можно считать, что скатная составляющая будет восприниматься самим полотнищем кровли. В этом случае необходимость в тяжах отпадает и прогоны можно рассчитывать только на нагрузку q_x . Общая устойчивость прогонов обеспечивается элементами крепления кровельных плит или настила к прогонам.

Прогиб прогонов проверяют только в плоскости, нормальной к скату, он не должен превышать предельного, регламентируемого нормами (п. 15.1.1 [4]). При определении прогиба учитывается нормативное значение постоянной нагрузки и длительно действующая часть нормативной временной (в данном случае снеговой) нагрузки.

Сквозные (решетчатые) прогоны обоснованы при шаге стропильных ферм более 6 м. Они могут иметь различные конструктивные решения. Разновидностью решетчатых прогонов являются прутковые прогоны, в которых элементы решетки и нижний пояс могут быть выполнены из круглых стержней или одиночных уголков.

Недостаток решетчатых прогонов – большое число элементов и узловых деталей и связанная с этим пониженная надежность и более высокая трудоемкость изготовления.

Решетчатые прогоны рассчитывают как фермы с неразрезным верхним поясом. Верхний пояс при этом работает на сжатие с изгибом (в одной плоскости, если отсутствует скатная составляющая нагрузки, или в двух плоскостях), остальные элементы испытывают продольные усилия.

3. Расчетная схема поперечной рамы.

Расчётная схема – идеализированная и упрощенная модель реальной конструкции, в которой отброшены все малосущественные факторы.

Такая схема создается для определения усилий и перемещений в элементах рамы. Рассматриваемая рама статически неопределима. В настоящее время расчеты подобных

конструкций проводятся с привлечением современных вычислительных комплексов, основанных на методе конечных элементов (*SCAD, Lira, Autodesk Robot Structural Analysis, Visual Analysis, SAAP 2000* и др).

Для выполнения статического расчёта с помощью вычислительных комплексов принимается тип схемы 2 - «Плоская рама».

При моделировании колонны учитывается несовпадение центральных осей её нижней и верхней частей, эксцентриситеты в узлах сопряжения ригеля с колонной и в узлах опирания подкрановых балок. Все элементы колонн моделируются конечными элементами типа «2» (кроме решетки сквозной колонны).

В соответствии с п. 15.2.2 [5] (изм. № 1) при расчете плоских ферм из уголков соединения всех элементов в узлах ферм принимаются шарнирными, поэтому все элементы ригеля и фонаря принимаются в виде конечного элемента типа «1».

В первом приближении все элементы принимаются симметричного сечения, поэтому центральные оси располагаются на равных расстояниях от граней элементов.

На рис. 3.1 и 3.2 показаны расчетные схемы для рам по рис. 1.2 и 1.3.

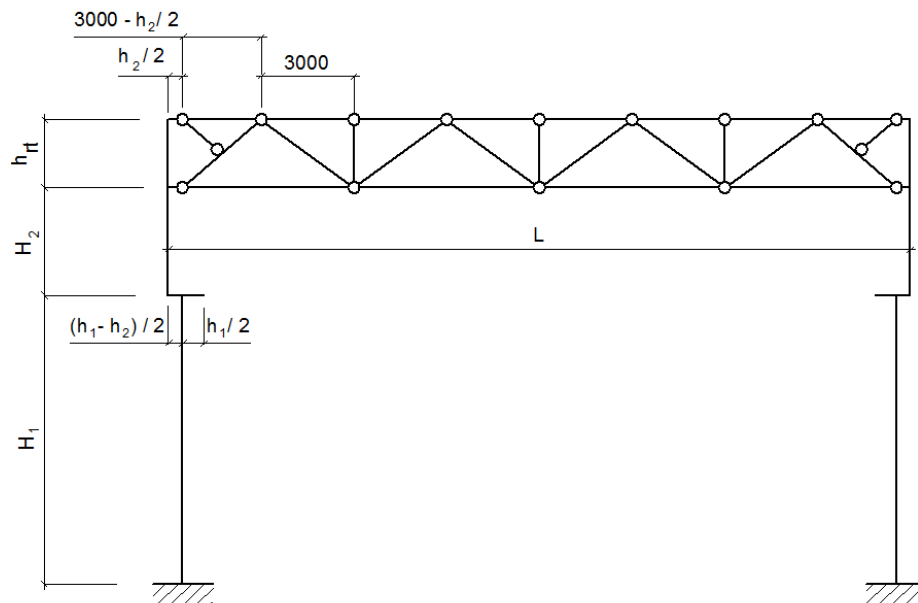


Рис. 3.1. Расчетная схема рамы без фонаря с колоннами сплошного сечения.

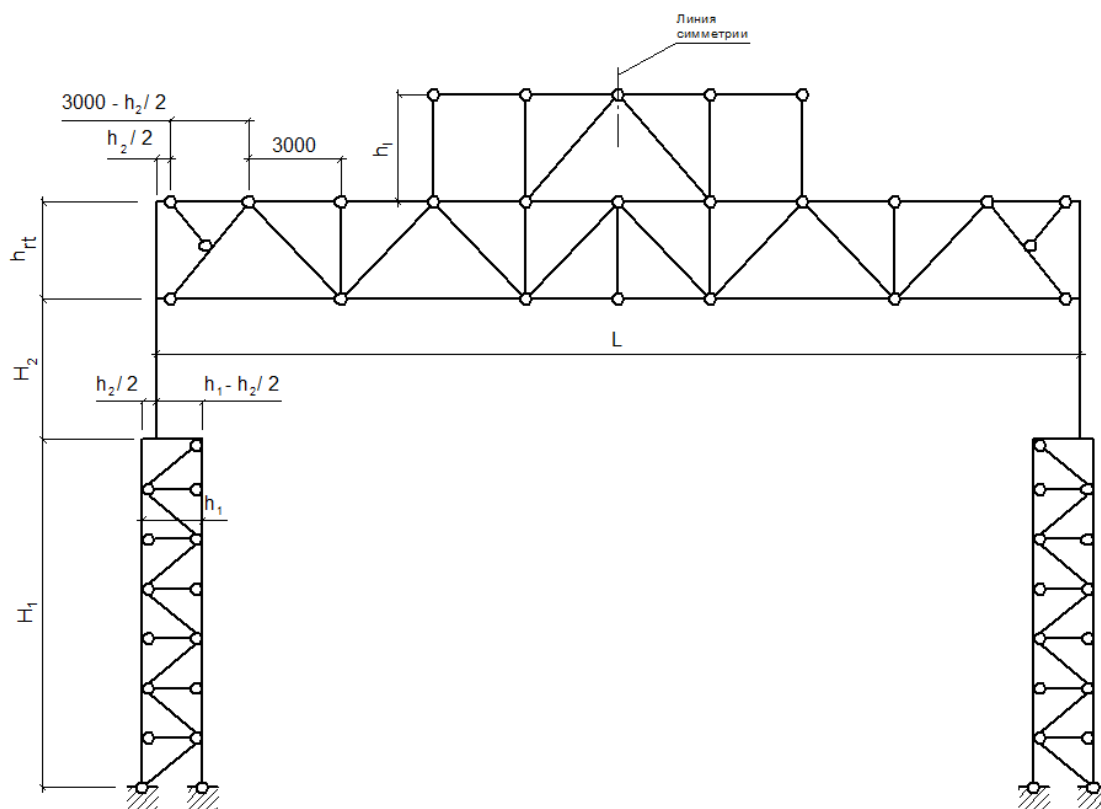


Рис. 3.2. Расчетная схема рамы с фонарем и с колонной сквозного сечения в нижней части.

Для работы вычислительного комплекса необходимо задать жесткостные характеристики всех элементов. Это можно сделать параметрически или заданием определенного профиля. В данном случае задача упрощается, т.к. в процессе компоновки определены высоты сечений главных элементов, подлежащих расчету, а именно колонн.

Для первоначального задания сечений можно пользоваться сортаментом прокатных профилей – двутавров с параллельными гранями полков по ГОСТ Р 57837-2017 (с изм № 1), швеллеров по ГОСТ 8240 и равнобоких уголков по ГОСТ 8509.

Для верхней части колонн можно использовать двутавры 45Б1-45Б4, 45Ш1-45Ш4.

Для нижней части колонн по схеме рис. 1.3 можно использовать двутавры 100Ш1-100Ш4.

Для сквозной нижней части колонны (рис. 2.3):

шатровая ветвь – прокатный швеллер № 40;

подкрановая ветвь – прокатный двутавр 40Б1-40Б4, 40Ш1-40Ш4;

решетка – два уголка 70х5;

траверса – прокатный двутавр 70Ш1-70Ш4.

Для элементов ригеля и фонаря:

верхний пояс – два уголка 140х10;

нижний пояс – два уголка 125х8;

решетка и фонарь – два уголка 75х5.

Фиктивные горизонтальные элементы колонн в узлах перелома осей могут моделироваться жесткими вставками или элементами конечной жесткости, аналогичными сечениям более мощных примыкающих участков колонн.

4. Сбор нагрузок, действующих на раму.

На каркас здания могут действовать в различных сочетаниях постоянные и временные нагрузки. В данной работе в качестве временных нагрузок рассматриваются только кратковременные нагрузки, правила определения которых приведены в [4].

4.1. Постоянные нагрузки.

Постоянными нагрузками являются вес несущих и ограждающих конструкций, причем первые частично учитываются расчетными комплексами.

Для определения нагрузок от ограждающих конструкций необходимо задаться их составом и способом сопряжения с несущими конструкциями.

Вес конструкции кровли учитывается и передается через реакции прогонов в узлы верхнего пояса ригеля.

Вес стенового ограждения также учитывается и передается непосредственно на колонны.

Нагрузки от конструкций, которые еще только предстоит запроектировать, устанавливаются по аналогам или усредненным весовым показателям.

В табл. 4.1 показан пример определения нормативных и расчетных величин постоянной нагрузки на раму.

Табл. 4.1. Постоянные нагрузки.

Состав постоянной нагрузки	Размерн.	Нормативная величина g_n	γ_f	Расчетная величина g
1. Кровля и покрытие				
- ковер из двух слоев наплавленного гидроизоляционного материала	кН/м ²	0,1	1,3	0,130
- утеплитель из минераловатных плит, $t = 150$, $\gamma = 200$ кг/м ³	-	0,3	1,3	0,390
- пароизоляция (один слой рубероида)	-	0,04	1,3	0,052
- стальной профилированный настил Н75-750-0,8	-	0,112	1,05	0,118
- прогоны из швеллера горячекатанного № 24, шаг 3 м	-	0,08	1,05	0,084
- стропильная ферма ^{x)}	-	-	-	-
- связи	-	0,05	1,05	0,052
Всего:	кН/м ²	0,682		0,826
2. Стеновое ограждение				
- стеновая панель типа «сэндвич» с минватой, $t = 100$	кН/м ²	0,6	1,2	0,72
- колонны ^{x)}	-	-	-	-
Всего:	кН/м ²	0,6		0,72

^{x)} учитывается расчетным комплексом

Для приведения равномерно распределенных нагрузок из табл. 4.1 к сосредоточенным нагрузкам в виде реакций прогонов в верхние узлы ригеля учтем шаг ригелей B_{tr} , расстояние между узлами ригеля a , а также схему раскладки стального профнастила для учета эффекта неразрезной схемы его работы при количестве учитываемых пролетов два и более.

Возможен упрощенный подход – без учета неразрезной схемы работы профнастила. В этом случае удвоенная расчетная реакция прогонов в средние узлы:

$F_g = g \cdot a \cdot B_{tr}$, где g – расчетная равномерно распределенная нагрузка из табл. 4.1.

В крайние узлы ригеля приложена нагрузка $F_g / 2$.

4.2. Временные нагрузки.

4.2.1. Снеговая нагрузка.

Снеговая нагрузка принимается в соответствии с [4].

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле

$$S_o = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g,$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов; принимается в соответствии с п.п. 10.5–10.9 [4]; в запас этот коэффициент принимается равным единице;

c_t – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с п. 10.10 [4]; в данном случае этот коэффициент также принимается равным единице;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие; принимается в соответствии с п. 10.4 [4]. Согласно приложению Б.1 [4] для двускатных покрытий принимается вариант 1 ($\alpha < 15^\circ$), по которому $\mu = 1$; для покрытий с фонарем при расчете рам возможность появления снеговых «мешков» можно не учитывать, но если требуется расчет ригеля (см. часть 3), то необходимо учесть варианты неравномерной снеговой нагрузки ;

S_g – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с п. 10.2 [4] в зависимости от заданного снегового района РФ по табл. 10.1 [4]; диапазон изменения 0,5 – 4 кН/м².

Расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле

$$S = S_o \cdot \gamma_f,$$

где $\gamma_f = 1,4$ (п. 10.12 [4]).

Пониженное нормативное значение снеговой нагрузки (длительно действующая часть снеговой нагрузки, учитываемая при проверке жесткости) для районов со средней температурой января минус 5°C и ниже определяется умножением ее нормативного значения на коэффициент не ниже 0,5, значение которого согласно изменению № 5 к [4] устанавливается в зависимости от рассматриваемой ситуации.

Снеговая равномерно распределенная нагрузка подобна постоянной нагрузке от покрытия и передается через реакции прогонов в узлы верхнего пояса ригеля.

При упрощенном подходе:

$F_s = S \cdot a \cdot B_{tr}$, в крайние узлы ригеля приложена нагрузка $F_s / 2$.

4.2.2. Крановые нагрузки.

Крановая нагрузка, являясь основной и определяющей форму каркаса, складывается из вертикальной и горизонтальной составляющих. По своей природе эта нагрузка динамическая, но это обстоятельство учитывается только при расчете подкрановых конструкций.

Большое значение для определения крановой нагрузки имеет режим работы мостовых кранов, устанавливаемый в соответствии с [6]. По интенсивности работы мостовые краны делятся на 8 групп режимов работы (1К -8К). Условно группы режимов 1К-3К называют легким режимом работы; 4К-6К – средним режимом работы; 7К – тяжелым режимом работы; 8К – весьма тяжелым (особым) режимом работы. Перечень мостовых кранов с указанием групп режимов работы приведен в Приложении А [4], табл. А.1.

Вертикальная составляющая нагрузки на колонны зависит от веса крана, веса поднимаемого груза и положения крановой тележки в пролете.

Горизонтальная составляющая возникает как инерционная сила при торможении тележки крана.

Правила определения величин этих нагрузок приведены в [4]. Для однопролетного здания учитывается нагружение, как правило, от двух сближенных кранов.

Рассмотрим определение вертикальной и горизонтальной составляющих отдельно.

4.2.2.1. Вертикальная крановая нагрузка.

Крановая нагрузка подвижна, поэтому для её определения воспользуемся линиями влияния. Напомним, что линия влияния отражает характер изменения величины рассматриваемого усилия в данном сечении при изменении положения нагрузки.

В данном случае линия влияния строится для определения нагрузки на колонну от реакции двух смежных разрезных подкрановых балок. В качестве нагрузки рассматривается система подвижных грузов, представляющих ходовые колеса опорно-концевых балок мостового крана и объединенных в т.н. «крановый поезд». Расстояния между колесами определяются конструкцией крана и могут быть взяты из приложения П.1.

Заметим, что величина K_c (расстояние между колёсами крана) всегда больше величины $B - K_c$ (расстояние между крайними колесами двух сближенных кранов). Для получения максимальной реакции подкрановых балок на колонну одно из колес должно располагаться над колонной, а все остальные – как можно ближе к ней.

На рис. 4.1а и 4.1б показаны линии влияния для кранов $Q_o = 8-50$ тс (два колеса на одной стороне крана) и $Q_o = 80-125$ тс (четыре колеса на одной стороне крана) при шаге рам $B_{fr} = 6$ м.

При шаге рам $B_{fr} = 12$ м на двух смежных подкрановых балках будет располагаться большее количество колес кранов и величина $\sum u_i$ существенно увеличится.

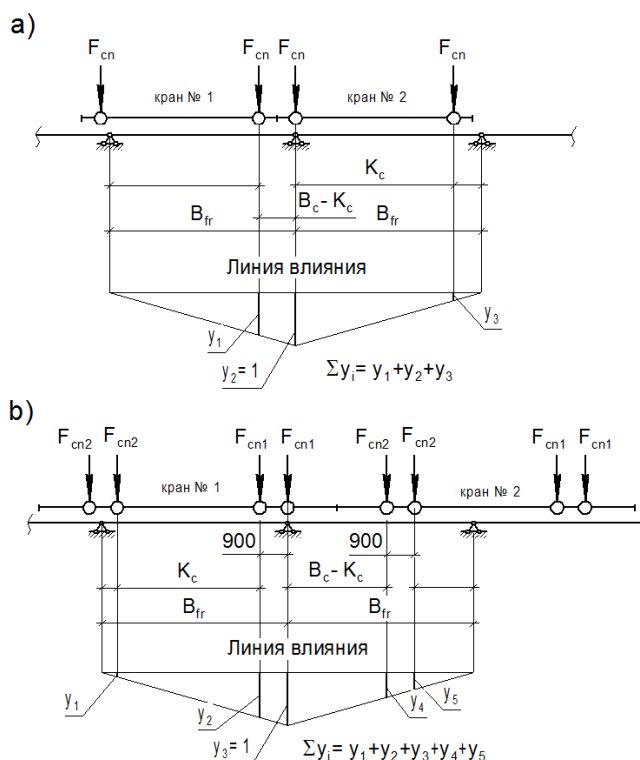


Рис. 4.1. Линии влияния для определения D_{max} .

Когда тележки кранов располагаются в крайнем положении в непосредственной близости от колонны, на неё будет передаваться наибольшее давление D_{max} .

В это же время на противоположную колонну рамы будет передаваться наименьшее давление D_{min} .

Без учета возможной временной нагрузки на тормозные конструкции подкрановых балок эти величины определяются по формулам:

$$D_{max} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{cni,max} y_i + G_{cb} + F_q; \quad D_{min} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{cni,min} y_i + G_{cb} + F_q;$$

где $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке (п. 9.8 [4]);

ψ – коэффициент сочетаний, принимаемый при учете двух кранов согласно п. 9.18 [4] равным:

$\psi = 0,85$ – для групп режимов работы кранов 1К-6К;

$\psi = 0,95$ – для групп режимов работы кранов 7К, 8К;

$F_{cni,max}$ – максимальное нормативное давление колеса крана, определяемое по приложению П.1 или по паспорту крана; заметим, что для кранов с четырьмя колесами значения этих давлений не одинаковы;

$F_{cni,min}$ – минимальное нормативное давление колеса крана, определяемое по формуле:

$$F_{cni,\min} = \frac{Q_o + G_c}{n_o} - F_{cni,\max}, \text{ где } Q_o - \text{ грузоподъемность крана; } G_c - \text{ вес}$$

крана с тележкой (см. приложение П.1); n_o - количество колес крана на одной стороне;

для кранов с четырьмя колесами $F_{cni,\max} = (F_{cn1} + F_{cn2}) / 2$;

y_i – ордината линии влияния под i -м колесом крана;

G_{cb} - расчетный вес подкрановой балки с крановым рельсом и тормозной опструкцией, принимаемый по табл. 4.2.

Табл. 4.2. Вес подкрановых балок.

Пролет подкрановой балки B_{fr} (м)	G_{cb} (кН) для Q_o (тс)				
	≤ 20	30, 32	50	75, 80	100, 125
6	8	11	15	20-25	30-35
12	25	33	43	50-60	60-70

F_q – расчетная реакция смежных подкрановых балок от временной нагрузки на их тормозных площадках:

$$F_q = q \cdot \gamma_f \cdot h_l \cdot B_{fr},$$

где $q = 1,5 \text{ кН/м}^2$ (п. 11 табл. 8.3 [4]), $\gamma_f = 1,3$.

Нагрузки D_{max} и D_{min} прикладываются к вершинам нижних частей колонн по осям их подкрановых ветвей.

4.2.2.2. Горизонтальная крановая нагрузка.

Горизонтальная крановая нагрузка подобна вертикальной крановой нагрузке, но направлена горизонтально поперек рамы. Она определяется по тем же линиям влияния, но с заменой вертикальных сил на горизонтальные.

Расчетная величина горизонтальной нагрузки T_{max} , передаваемая подкрановыми балками на колонну, определяется по формуле

$$T_{\max} = \gamma_f \psi \sum T_{cn} y_i,$$

где T_{cn} – нормативное значение тормозной нагрузки на одно колесо крана, определяемое по формуле

$$T_{cn} = \beta \frac{Q_o + G_T}{n_o},$$

где $\beta = 0,05$ - для кранов с гибким подвесом; $\beta = 0,1$ - для кранов с жестким подвесом;

Q_o - грузоподъемность крана;

G_T - вес крановой тележки (см. приложение П.1);

n_o - количество колес крана на одной его стороне (см. приложение П.1).

Нормативное значение поперечного горизонтального давления колеса для кранов **7К, 8К** (п. 9.5 [2]):

$$T_{cn} = 0,2F_{cn}$$

В этом случае учитывается возможность перекоса крана и не параллельность крановых путей.

Нагрузка T_{max} может быть направлена как внутрь, так и наружу пролета к одной или другой колонне. При этом поперечная нагрузка T_{max} учитывается в совокупности с вертикальными нагрузками D_{max} и D_{min} . Место приложения нагрузки T_{max} – верхняя часть колонны на отметке верха подкрановых балок.

4.2.3. Ветровая нагрузка.

Ветровая нагрузка принимается в соответствии с [4].

В данной работе учитывается только основной тип ветровой нагрузки.

Пиковая ветровая нагрузка, резонансное вихревое возбуждение и аэродинамически неустойчивые колебания типа галопирования, дивергенции и флаттера не учитываются.

Нормативное значение основной ветровой нагрузки w задается в виде нормального давления w_e , приложенного к внешней поверхности сооружения.

Силы трения w_f и нормального давления к внутренним поверхностям сооружения w_i не учитываются.

Во всех случаях нормативное значение основной ветровой нагрузки w следует определять как сумму средней w_m и пульсационной w_g составляющих

$$w = w_m + w_g .$$

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

$$w_m = w_o k(z_e) c ,$$

где w_o – нормативное значение ветрового давления, принимаемое согласно п. 11.1.4 [4] по табл. 11.1 [4] в зависимости от заданного ветрового района РФ; диапазон изменения $0,17 - 0,85$ кН/м²;

$k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты z_e и определяемый по табл. 11.2 [4] в зависимости от типа местности А, В или С; т.к. конкретная ситуация расположения здания не определена, назначаем в запас тип местности А – открытые побережья морей, озер и водохранилищ, сельские местности, в том числе с постройками высотой менее 10 м, пустыни, степи, лесостепи, тундра; до высоты 5 м коэффициент k постоянен и равен 0,75, с ростом высоты k растет до величины 2,75;

z_e (эквивалентная высота) для зданий определяется согласно п. 11.1.5 [4]; при высоте здания $h \leq d$, где d – размер здания в направлении, перпендикулярном направлению ветра, т.е. длина здания, $z_e = h$; это означает, что ветровое давление принимается одинаковым по высоте сооружения и равным давлением на его верхней отметке;

c – аэродинамический коэффициент, учитывающий степень обтекаемости здания ветровым потоком; определяется согласно п. 11.1.7 [4] и по приложению

В.1 [4]; для рассматриваемого случая используется раздел приложения В.1.2 (прямоугольные в плане здания с двускатными покрытиями), по которому для наветренной стены $c = c_a = + 0,8$ (активное давление), для подветренной стены $c = c_p = - 0,5$ (пассивное давление).

Таким образом, с ростом высоты средняя составляющая w_m основной ветровой нагрузки также возрастает.

Значения коэффициента $k(z_e)$ в табл. 11.2 [4] приведены для высот до 5 м, для 10 м, 20 м, 40 м и т.д. Для промежуточных значений высот z_e величины коэффициентов определяются линейной интерполяцией. Для типа местности А могут быть использованы следующие выражения:

- при $z_e \leq 5$ м: $k = 0,75$;
- при $5 \text{ м} < z_e \leq 10$ м; $k = 0,75 + 0,05 \cdot (z_e - 5)$;
- при $10 \text{ м} < z_e \leq 20$ м; $k = 1 + 0,025 \cdot (z_e - 10)$;
- при $20 \text{ м} < z_e \leq 40$ м; $k = 1,25 + 0,0125 \cdot (z_e - 20)$.

Нормативное значение пульсационной составляющей w_g основной ветровой нагрузки на эквивалентной высоте z_e для сооружений определяется в зависимости от соотношения первых трех низших частот собственных колебаний f_1, f_2, f_3 и предельного значения собственной частоты f_{lim} . Расчеты производятся следующим образом.

1. Для сооружений, у которых первая частота собственных колебаний f_1 больше предельного значения собственной частоты f_{lim} :

$$w_g = w_m \zeta(z_e) \nu,$$

где w_m – средняя составляющая основной ветровой нагрузки (см. выше);

$\zeta(z_e)$ - коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по табл. 11.4 [4] в зависимости от высоты z_e и типа местности; с увеличением высоты этот коэффициент снижается;

ν – коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра (п. 11.1.11 [4]); если расчетная поверхность, к которой приложена ветровая нагрузка, близка к прямоугольнику, ориентированному так, что его стороны параллельны основным осям (см. рис. 11.2 [4]), то ν следует определять по табл. 11.6 [4] в зависимости от параметров ρ и χ , принимаемых по табл. 11.7 [4];

для рассматриваемого случая основной координатной плоскостью, параллельно которой расположена расчетная плоскость, является плоскость zOy , поэтому $\rho = b$ (ширина здания); $\chi = h$ (высота здания).

2. Для сооружений, у которых $f_1 < f_{lim} < f_2$:

$$w_g = w_m \xi \zeta(z_e) \nu,$$

где f_2 - вторая собственная частота;

ξ - коэффициент динамичности, определяемый по графикам на рис. 11.1 [4] в зависимости от суммарного логарифмического декремента колебаний δ (см. п. 11.1.10 [4]) и безразмерного периода $T_{g,1}$, который определяется для первой собственной частоты по формуле

$$T_{g,1} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_{эк}) \gamma_f}}{940 f_1},$$

здесь w_0 (Па) – нормативное значение давления ветра (табл. 11.1 [4];
 $k(z_{эк})$ – коэффициент, учитывающий изменение давления ветра для вы-
 соты $z_{эк} = 0,8 h$ (h – высота сооружения);
 $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по нагрузке .

Значение δ для зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструк-
 ций следует принимать равным $\delta = 0,3$ (п. 11.1.10 [4]).

3. Для сооружений, у которых вторая собственная частота f_2 меньше предельной f_{lim} , необходимо производить динамический расчет с учетом s первых форм собственных колебаний. Число s следует определять из условия $f_s < f_{lim} < f_{s+1}$.

4. При расчете зданий допускается учитывать динамическую реакцию по трем низ-
 шим собственным формам колебаний (двух изгибных и одной крутильной или смешанным
 крутильно-изгибным).

Для определения собственных частот колебаний f_1, f_2, f_3 можно использовать мо-
 дальный анализ, но это требует применения пакетов прикладных программ, что не всегда
 возможно на первой стадии расчетов.

При невозможности использования ЭВМ для первоначальных расчетов можно вос-
 пользоваться рекомендациями, изложенными в [7].

Период и частоту собственных колебаний (сек.) можно определить по формулам:

$$T \approx 2\sqrt{\frac{Q}{C}}; \quad f = \frac{1}{T},$$

где Q – вертикальная нагрузка (тс), принимаемая сосредоточенной в уровне верха
 колонн;

C – жесткость рамы на уровне верха колонн, определяемая по формуле:

$$C = \sum_1^n \frac{1}{\delta_{кк}},$$

здесь n – число колонн в раме;

$\delta_{кк}$ – перемещение отдельной колонны на уровне её верха от действия
 единичной силы в том же уровне.

Для определения $\delta_{кк}$ можно использовать ЭВМ или сделать это «вручную» по приве-
 денной ниже формуле с учетом рис. 2.3.

$$\begin{aligned} \delta_{кк} &= \sum_0^l \frac{(\bar{M}_i)^2}{EI} ds = \frac{1}{EI_1} \left\{ \left[l_2 l_1 \left(l_2 + \frac{1}{2} (l - l_2) \right) \right] + \frac{1}{2} (l - l_2) l_1 \left[l_2 + \frac{2}{3} (l - l_2) \right] \right\} + \frac{1}{EI_2} \frac{1}{2} l_2 l_2 \frac{2}{3} l_2 = \\ &= \frac{1}{EI_1} \left\{ \left[l_2 l_1 \left(l_2 + \frac{1}{2} l_1 \right) \right] + \frac{1}{2} l_1^2 \left[l_2 + \frac{2}{3} l_1 \right] \right\} + \frac{1}{EI_2} \frac{1}{3} l_2^3. \end{aligned}$$

Вертикальная расчетная нагрузка Q для определения T составляется из:

- собственного веса покрытия;
- ¼ собственного веса каркаса, включая подкрановые конструкции;

Для студентов направления 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство» в целях упрощения работы и в запас пульсационную составляющую основной ветровой нагрузки можно учесть умножением средней составляющей на т.н. «коэффициент пульсации» $k_g = 1,7 - 2,0$:

$$w = k_g \cdot w_m .$$

Линейное значение ветровой нагрузки определяется для самой высокой точки расчетной схемы с учетом ширины грузовых площадей и прикладывается к колоннам в виде равномерно распределенных нагрузок:

- активное давление $q_{wa} = w_a \cdot B_{fr}$ [кН/м];
- пассивное давление $q_{wp} = w_p \cdot B_{fr}$ [кН/м].

Все нагрузки на раму сведем в табл. 4.4.

Табл. 4.4. Расчетные нагрузки на поперечную раму.

Нагрузка и место приложения	Обозн.	Размерн.	Велич.	Примечание
А. Ригель				
1. Интенсивность расчетной нагрузки от собственного веса покрытия	g	кН/м ²		
2. Узловая нагрузка на ригель от собственного веса	F_g	кН		
3. Интенсивность расчетной снеговой нагрузки	q_s	кН/м ²		
4. Узловая нагрузка на ригель от снега	F_s	кН		
Б. Колонна				
5. Интенсивность расчетной нагрузки от собственного веса стенового ограждения	g_{wl}	кН/м		
6. Максимальная вертикальная реакция подкрановых балок	D_{max}	кН		
7. Минимальная вертикальная реакция подкрановых балок	D_{min}	кН		
8. Горизонтальная реакция подкрановых балок	T_{max}	кН		
В. Колонна и ригель				
9. Активное расчетное линейное ветровое давление	q_{wa}	кН/м		
10. Пассивное расчетное линейное ветровое давление	q_{wp}	кН/м		

5. Статический расчет рамы.

Цель статического расчета – определение усилий (M , N , Q) от каждого нагружения в отдельности и учет их совместного действия путем назначения расчетных сочетаний усилий (PCY).

5.1 Схемы приложения нагрузок.

В рассматриваемом случае имеются следующие нагружения:

1. Собственный вес каркаса, покрытия и стен.
2. Равномерная снеговая нагрузка.
3. Вертикальная крановая нагрузка: D_{max} приложена к левой стойке.
4. Вертикальная крановая нагрузка: D_{max} приложена к правой стойке.
5. Горизонтальная крановая нагрузка: T_{max} приложена к левой стойке.
6. Горизонтальная крановая нагрузка: T_{max} приложена к правой стойке.
7. Ветровая нагрузка слева направо.
8. Ветровая нагрузка справа налево.

Для расчета ригеля с фонарем необходимо учесть неравномерный характер распределения снеговой нагрузки. В этом случае следует добавить еще два нагружения:

9. Снеговая нагрузка – вариант 1.
10. Снеговая нагрузка – вариант 2..

На рис. 5.1 показаны схемы нагружения 1 – 8 расчетной схемы.

5.2 Обработка результатов расчета.

После получения результатов первого расчета необходимо убедиться в их достоверности.

В первую очередь анализируется деформированный вид расчетной схемы:

- деформации должны развиваться в «нужном» направлении и в случае симметричной нагрузки должны быть также симметричными;
- значения перемещений узлов не должны быть слишком большими.

Затем анализируются эпюры M , N и Q :

- в очевидных случаях знаки нормальных сил и изгибающих моментов должны соответствовать ожидаемым, а сами величины нормальных сил в опорных элементах должны быть примерно равны ожидаемым реакциям;
- эпюры моментов должны располагаться со стороны растянутых волокон элементов.

Убедившись в достоверности расчета, выводим на печать таблицу M , N и Q в характерных сечениях левой колонны рамы (рис. 5.2).

В качестве расчетных сечений колонны в этой таблице приняты:

- 1-1: низ нижней части;
- 1-2: верх нижней части;
- 2-1: низ верхней части;
- 2-2: верх верхней части.

Для проверки устойчивости верхнего и нижнего участков колонны по оси А из плоскости рамы необходимы значения моментов в средних третях этих участков, поэтому добавим ещё две пары сечений:

1-1-1; 1-1-2 – нижняя часть колонны;

2-1-1; 2-1-2 – верхняя часть колонны.

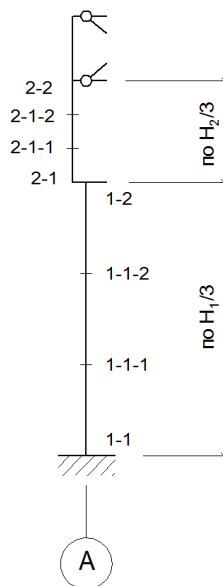


Рис. 5.2. Расчетные сечения колонны по оси А.

Правило знаков для изгибающего момента: положительный момент растягивает внутренние (правые) волокна левой стойки, т.е. действует против часовой стрелки.

5.3. Учет пространственной работы каркаса.

При расчете плоской рамы на воздействие крановых нагрузок следует учитывать поддерживающее влияние смежных рам, которые через систему горизонтальных связей и кровельных элементов также включаются в работу, уменьшая горизонтальные перемещения и усилия в рассчитываемой раме. Остальные нагрузки распределяются на все рамы одинаково, поэтому для них эффекта пространственной работы нет.

При ручном расчете это явление можно учесть путем определения коэффициента пространственной работы α_{np} , с учетом которого перемещение элементов рамы в составе пространственного блока Δ_{np} равно

$$\Delta_{np} = \alpha_{np} \cdot \Delta,$$

где Δ – перемещения элементов плоской рамы.

В рассматриваемом случае кровля здания из стального профнастила по прогонам не может воспринимать значительных горизонтальных нагрузок, поэтому считается условно «не жесткой». Исследования показали, что в этом случае в работу включаются 5-7 рам вместе с загруженной, и коэффициент пространственной работы α_{np} определится по формуле

$$\alpha_{np} = 1 - \alpha - \alpha' \left(\frac{n_o}{\sum y} - 1 \right),$$

где α и α' - коэффициенты по табл. 5.1 в зависимости от параметра β .

Табл. 5.1. Коэффициенты α и α'

β	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1	0,15	0,2	0,5
α	0,77	0,73	0,71	0,69	0,67	0,62	0,58	0,56	0,46
α'	- 0,2	- 0,22	- 0,21	- 0,25	- 0,25	- 0,26	- 0,26	- 0,26	- 0,26

$$\beta = \frac{b^3 \sum I_n d}{H^3 \sum I_z},$$

где $b = B_{fr}$ – шаг поперечных рам;

H – высота колонны;

I_n – момент инерции нижней части колонны;

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

I_z – момент инерции горизонтальных элементов;

$\sum y$ – сумма ординат линии влияния реакции рассматриваемой рамы;

n_o – число колес кранов на одной нитке подкрановых балок.

В рассматриваемом случае можно принять:

$$\frac{\sum I_n}{\sum I_z} = 0,5 - 0,25; \quad d = \frac{1}{k}, \text{ здесь } k = 4ac - 3b^2, \text{ где } a = 1 + \alpha\mu; \quad b = 1 + \alpha^2\mu;$$

$$\mu = \frac{I_e}{I_n} - 1; \quad I_e = I_2; \quad I_n = I_1.$$

Очевидно, что разгрузка рассматриваемой рамы будет касаться, в основном, изгибающих моментов, и в меньшей степени продольных сил, поэтому значения моментов в рассчитываемой раме следует умножить на коэффициент $\alpha_{np} < 1$, а продольные силы оставить без изменения.

Такой подход весьма приближителен, но, по крайней мере, учитывает эффект пространственной работы каркаса в целом.

При расчете с помощью пакетов прикладных программ необходимо создать пространственную расчетную схему путем генерирования плоской рамы по 2-3 шт. в разные стороны от неё и введения продольных элементов каркаса – подкрановых балок, распорок по колоннам, горизонтальных связей по нижним поясам ферм, кровельных прогонов.

Созданная пространственная расчетная схема загружается крановыми нагрузками в двух вариантах:

- вариант 1 (симметричное нагружение) – нагрузки прикладываются к средней раме;

- вариант 2 (несимметричное нагружение) – нагрузки прикладываются ко второй от торца раме.

В расчет принимается вариант нагружения, дающий меньший разгружающий эффект.

Сечения продольных элементов можно принять по аналогам.

Данная процедура увеличивает трудоемкость выполнения курсового проекта и может быть назначена к выполнению по усмотрению руководителя курсового проекта как элемент студенческой научной работы.

5.4. Определение расчетных сочетаний усилий (PCУ).

PCУ учитывают возможное совместное действие всех нагружений с учётом комбинаций усилий от неблагоприятных сочетаний нагрузок.

При рассмотрении нагрузок от собственного веса, снега, кранов и ветра основное сочетание усилий будет выглядеть следующим образом (п.п. 6.1 - 6.4 [4]):

$$C_m = P_d + (\psi_{t1} \cdot P_{t1} + \psi_{t2} \cdot P_{t2} + \psi_{ti} \cdot P_{ti}),$$

где C_m – нагрузка для основного сочетания;

P_d – постоянная нагрузка (собственный вес фермы и покрытия);

P_{t1} – основная по степени важности кратковременная нагрузка;

$\psi_{t1} = 1$ – коэффициент сочетания для основной по степени важности кратковременной нагрузки;

$\psi_{t2} = 0,9$ – коэффициент сочетания для второй по степени важности кратковременной нагрузки;

$\psi_{ti} = 0,7$ – коэффициент сочетания для третьей и остальных кратковременных нагрузок.

Процедура определения PCУ реализована в ППП SCAD .

Учитываются заданные пользователем логические связи между нагружениями. Вычислительный комплекс автоматически находит сочетания отдельных нагружений, которые наиболее опасны для элементов. Выделяются три типа нагружений (независимые, взаимоисключающие, сопутствующие), а также учитывается возможность знакопеременности загрузки.

В данном случае взаимоисключающими попарно будут нагружения 3 и 4, 5 и 6, 7 и 8. Сопутствующими нагружениями будут вертикальные и горизонтальные крановые нагрузки, т.е. горизонтальная крановая нагрузка обязательно учитывается совместно с вертикальной, но не наоборот.

По результатам статического расчёта составляется выборка максимальных расчетных сочетаний усилий в характерных сечениях элементов рамы. Для этого в ППП SCAD используется опция «Информация об элементе».

Комбинация этих усилий в дальнейшем используется при подборе сечений верхней и нижней частей колонны.

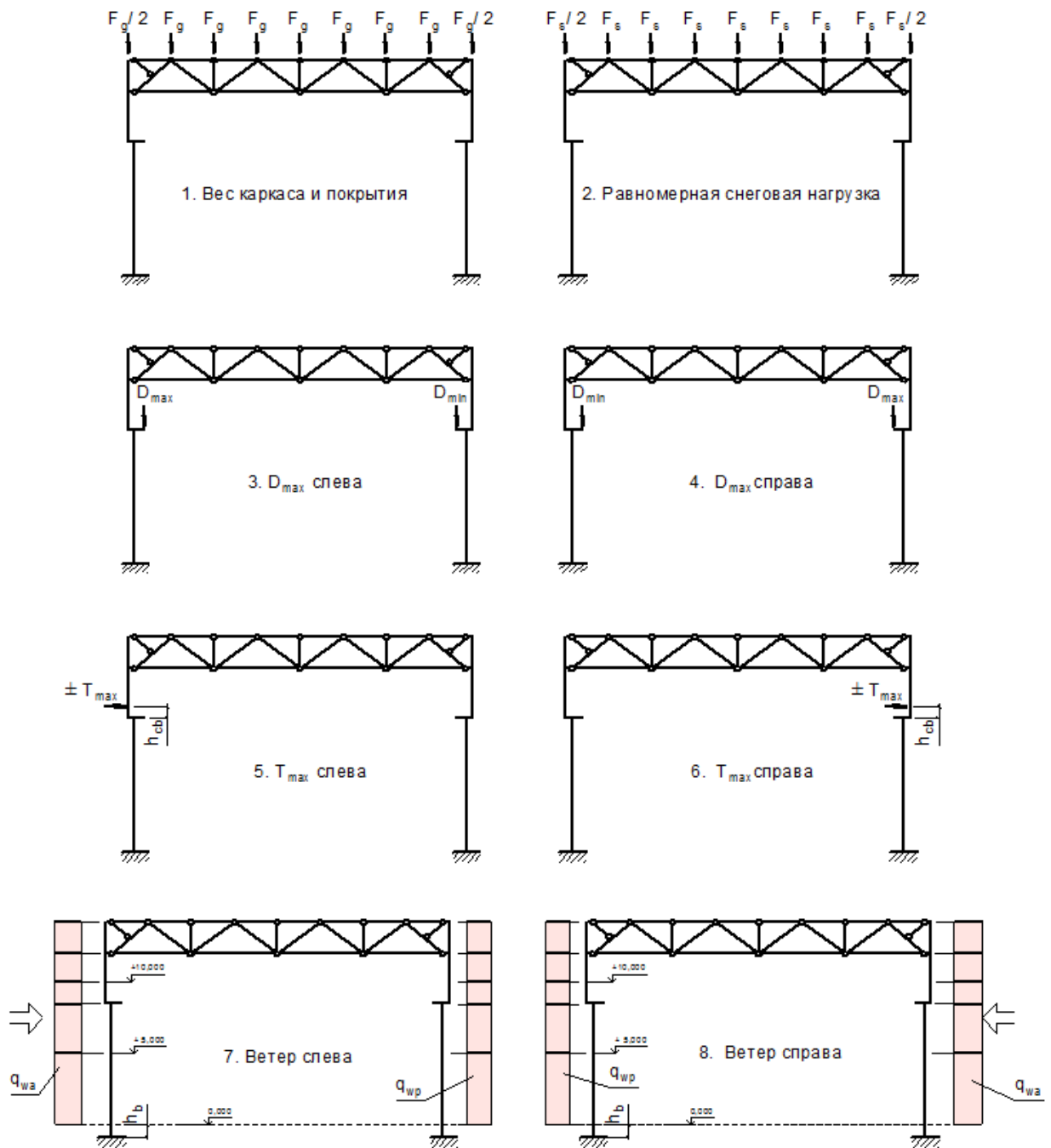


Рис. 5.1. Схемы загрузений рамы.

6. Подбор сечения колонны.

Сечения верхней и нижней частей колонн рассчитываются отдельно. Обе части колонны – внецентренно сжатые элементы, расчет которых ведется согласно разделу 9 [5]. Проверяются прочность, устойчивость в целом и отдельных элементов в частности (местная устойчивость), а также соответствие предельной гибкости.

6.1. Расчетные длины участков колонны.

Расчетная (эффективная) длина – необходимый параметр для расчетов на устойчивость, получаемый умножением фактической длины элемента на коэффициент расчетной длины μ .

Использование понятия расчетной длины предполагает разделение стержневых систем на отдельные элементы, при этом следует учитывать взаимодействие рассматриваемого элемента с основанием и другими элементами, примыкающими к нему в узлах [15].

Под расчетной длиной стержня понимают условную длину однопролетного стержня, критическая сила которого при шарнирном закреплении его концов такая же, как для заданного стержня.

Для плоских стержневых систем расчётную длину следует определять как в плоскости, так и из плоскости системы (перпендикулярной к ней).

В СП 16.13330 [5] значения расчетных длин стержней приведены для наиболее неблагоприятных случаев нагружения и работы системы, т.е. с некоторым запасом.

Расчетная длина стержней одной и той же системы различна при разных сочетаниях нагрузок, поэтому её значение следует определять в соответствии с тем сочетанием нагрузок, при котором выполняется подбор сечений стержней.

Нижний участок одноступенчатой колонны.

Коэффициент μ_{1x} расчетной длины нижнего участка одноступенчатых колонн в плоскости рамы при различном креплении их верхних концов следует определять по приложению И [5] в зависимости от схемы приложения нагрузок, длины и жесткостей верхнего и нижнего участков.

В приложении И [5] размещены таблицы И.1, И.2, И.3, И.4. Для рассматриваемого случая следует применять таблицу И.2 (одноступенчатая колонна с верхним концом, закрепленным только от поворота) – см. рис. 6.1.

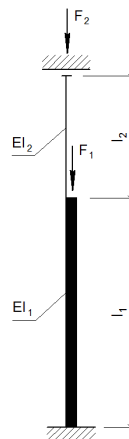


Рис. 6.1. К определению расчетных длин.

Для входа в табл. И.2 следует определить параметры α_1 и n :

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{\beta I_2}}; \quad n = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2},$$

где I_1, I_2, l_1, l_2 - моменты инерции сечений и длины нижнего и верхнего участков колонны соответственно;

$\beta = (F_1 + F_2) / F_2$, где $F_1 = D_{max}$, $F_2 = (g + q_s) \cdot B_{rt} \cdot L / 2$ – приняты для упрощения расчетов.

Коэффициент расчетной длины μ_1 изменяется от 1,05 до 4,12.

Искомая расчетная длина в плоскости рамы $l_{ef,x1} = \mu_{1x} l_1 = \mu_{1x} H_1$.

Расчетная длина нижнего участка колонны из плоскости рамы $l_{ef,y1}$ равна расстоянию между сечениями этого участка, закрепленными от смещения в направлении, перпендикулярном плоскости рамы. Такими сечениями будут концы рассматриваемого участка колонны. При этом будем считать эти концы стержня закрепленными шарнирно, поэтому $\mu_{1y} = 1$, а $l_{ef,y1} = \mu_{1y} l_1 = l_1 = H_1$.

Верхний участок одноступенчатой колонны.

Коэффициент μ_{2x} расчетной длины верхнего участка одноступенчатых колонн в плоскости рамы во всех случаях определяется по формуле

$$\mu_{2x} = \mu_{2x} / \alpha_1 \leq 3.$$

Расчетная длина верхнего участка колонны из плоскости рамы $l_{ef,y2}$ по аналогии с нижним участком:

$$\mu_{2y} = 1, \text{ а } l_{ef,y2} = \mu_{2y} l_2 = l_2 = H_2.$$

Заметим, что расчетные длины в плоскости рамы получены в зависимости от предварительно заданных жесткостей участков колонны, которые уточнятся только после подбора сечений этих участков.

6.2. Верхняя часть колонны.

Верхняя часть колонны принимается в виде симметричного прокатного или сварного двутавра высотой $h_2 = 450$ или 700 мм и длиной H_2 (рис. 6.2).

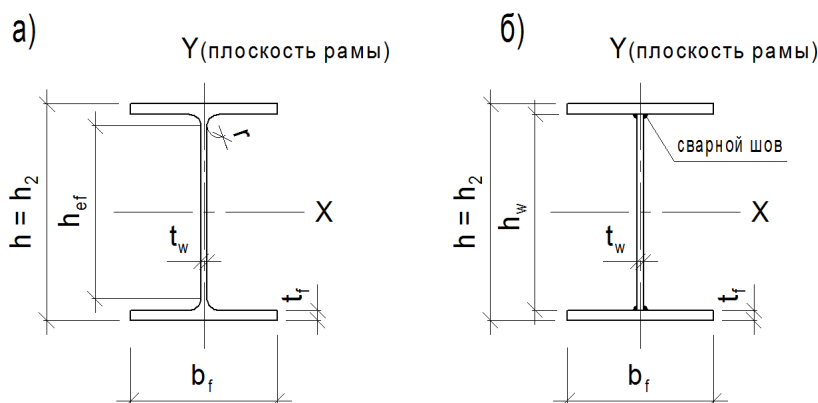


Рис. 6.2. Сечение верхней части колонны: а – прокатное; б – сварное.

Подбор сечения и проверка его несущей способности производится согласно разделу 9 [5]. Исходными данными являются:

- расчетное сочетание усилий M и N ; таких комбинаций может быть несколько, причем знак M не имеет значения, т.к. сечение симметрично;
- расчетные длины в плоскости и из плоскости рамы $l_{ef,x2}$, $l_{ef,y2}$;
- вид стали для изготовления колонны, расчетное сопротивление стали по пределу текучести R_y (таблицы В.3, В.4 [5]) для толщин до 30 мм;
- коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,05$ (табл. 1 [5], п. 3).

Приведем алгоритм подбора сечения:

- по известной высоте сечения h_2 определим требуемые значения радиуса инерции i_x и ядрового радиуса ρ_x

$$i_x \approx 0,42 \cdot h_2, \quad \rho_x \approx 0,35 \cdot h_2;$$

- определим требуемые значения условной гибкости $\bar{\lambda}_x$ и относительного эксцентриситета m_x

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x2}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad m_x = \frac{e_x}{\rho_x}, \quad \text{где } e_x = M/N;$$

- положив для определенности $A_f/A_w = 1$ (здесь A_f – площадь пояса; A_w – площадь стенки) по табл. Д.2 [5] (тип сечения 5) определим коэффициент влияния формы сечения η , учитывающий степень развития пластических деформаций по высоте сечения

$$\eta = f(A_f/A_w; \bar{\lambda}_x; m_x);$$

- определим значение приведенного относительного эксцентриситета

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x;$$

- по табл. Д.3 [5] определим требуемый коэффициент устойчивости $\varphi_{e,mp}$ при внецентренном сжатии сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

$$\varphi_{e,mp} = f(\bar{\lambda}_x; m_{ef});$$

- определим требуемую площадь сечения колонны

$$A_{mp} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_{e,mp} \cdot R_y \cdot \gamma_c};$$

- если сечение колонны – прокатный двутавр, то по ГОСТ Р 57837-2017 принимаем ближайший по площади двутавр типа Б или Ш высотой 450 или 700 мм;

- если сечение колонны – сварной двутавр, то, принимая толщину его стенки $t_w = 5-10$ мм и полагая, что $h_w \approx h_2$, получим $A_w = t_w \cdot h_2$; тогда $A_f = (A_{mp} - A_w) / 2$; задавшись шириной пояса $b_f = (0,2 - 0,8) h_2$, определим толщину пояса $t_f = A_f / b_f$; при этом $b_f / t_f \leq 30$ (грубая проверка местной устойчивости пояса);

- в случае, когда даже при $t_w = 5-6$ мм площадь пояса A_f мала, его размеры принимают по минимуму, т.е. $b_f = 0,2 h_2$, $t_f = b_f / 30$; $t_f \geq t_w$;

- все толщины элементов принимаются по сокращённому сортаменту листового проката: 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40 мм.

Подобранное сечение после определения фактического значения необходимых геометрических характеристик (A , I_x , W_x , i_x , I_y , W_y , i_y) подлежит следующим проверкам:

- проверка прочности;
- проверка устойчивости в плоскости действия момента (в плоскости рамы);
- проверка устойчивости из плоскости действия момента (из плоскости рамы);
- проверка местной устойчивости поясов и стенки.

Рассмотрим подробно каждую проверку.

Проверка прочности.

Эта проверка в данном случае носит формальный характер (главными являются проверки на устойчивость) и выполняется по формулам (105) и (106) [5] при значении приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} \leq 20$.

Элементы из стали $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$, не подвергающиеся непосредственному воздействию динамических нагрузок, при напряжениях $\tau < 0,5R_s$ и $\sigma = N/A > 0,1R_y$, проверяются по формуле (105) [5] при $M_y = 0$ и $B = 0$

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

где N , M_x – абсолютные значения соответственно продольной силы и изгибающего момента при наиболее неблагоприятном их сочетании;

n , c_x – коэффициенты, учитывающие упруго-пластическую работу стали и принимаемые согласно табл. Е.1 [5]:

$n = 1,5$; $c_x = 1,19 - 1,04$ (в зависимости от A_f/A_w), $\leq 1,15\gamma_f$, где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, определяемый как отношение расчетного значения эквивалентной (по значению изгибающего момента) нагрузки к нормативному;

Если $\sigma = N/A \leq 0,1R_y$, то формулу (105) [5] следует применять при обеспечении местной устойчивости стенки и поясов.

Расчет на прочность элементов в случаях, не предусмотренных расчетом по формуле (105) [5], следует выполнять по формуле (106) [5] при $M_y = 0$ и $B = 0$

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \pm \frac{M_x y}{I_{xn} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где y – расстояние от главной оси до рассматриваемой точки сечения.

Проверка устойчивости в плоскости действия момента (в плоскости рамы).

Данная проверка согласно п. 9.2.2 [5] производится по формуле (109) [5]

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где φ_e – коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом, определяемый по табл.

Д.3 [5] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_x$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} , определяемого по формуле

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x,$$

здесь η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по табл. Д.2 [5], тип сечения 5;

$m_x = \frac{e_x A}{W_c}$; $e_x = \frac{M_x}{N}$; $W_c = W_x$ – момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна; M_x – наибольший момент в пределах длины верхнего участка колонны.

При $m_{ef} > 20$ проверку следует выполнять как для изгибаемых элементов (устойчивость плоской формы изгиба, раздел 8 [5]).

Проверка может считаться успешно выполненной, если левая часть неравенства принимает значение 0,85 – 1,0. Исключение составляют случаи, когда размеры сечения назначались по минимуму (малонагруженные колонны).

Дополнительно гибкость колонны λ_x сравнивается с её предельной величиной $\lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha$, где $\alpha = \frac{N}{\varphi_e A R_y} \geq 0,5$

$$\lambda_x \leq \lambda_u.$$

Проверка устойчивости из плоскости действия момента (из плоскости рамы).

Это проверка, учитывающая возможность изгибно-крутильной формы потери устойчивости, выполняется согласно п.п. 9.2.4 – 9.2.6 [5] по формуле (111) [5]

$$\frac{N}{c \varphi_y A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где c – коэффициент, определяемый согласно п. 9.2.5 [5] в зависимости от m_x и коэффициентов α и β (табл. 21 [5], тип сечения 1;

φ_y – коэффициент устойчивости при центральной сжатии, определяемый в зависимости от $\bar{\lambda}_y$ по табл. Д.1 [5]; при этом $\lambda_y \leq \lambda_u$ (см. выше).

Важно учесть, что при определении относительного эксцентриситета m_x за расчетный момент M_x следует принимать согласно п. 9.2.6 [5] максимальный момент в пределах средней трети длины рассматриваемого участка колонны, но не менее половины наибольшего момента по длине стержня. Для определения M_x следует обратиться к статическому расчету и вывести значения момента от тех нагрузений, которые входят в РСУ, используемые при подборе сечения.

При определении коэффициента c рассматриваются три диапазона изменения m_x :

$$1) m_x \leq 5: c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} \leq 1;$$

$$2) m_x \geq 10: c = \frac{1}{1 + m_x \varphi_y / \varphi_b};$$

здесь φ_b – коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый по приложению Ж [5] как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса.

Рассмотрим процедуру определения φ_b подробнее.

Для сечения с двумя осями симметрии φ_b следует принимать равным:

$$\text{- при } \varphi_I \leq 0,85 \quad \varphi_b = \varphi_I;$$

$$\text{- при } \varphi_I > 0,85 \quad \varphi_b = 0,68 + 0,21 \varphi_I \leq 1, \text{ где значение } \varphi_I \text{ вычисляется по формуле}$$

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y},$$

здесь ψ определяется в соответствии с табл. Ж.1 [5] по формулам:

- при $0,1 \leq \alpha \leq 40$ $\psi = 2,25 + 0,07 \alpha$;
- при $40 < \alpha \leq 400$ $\psi = 3,6 + 0,04 \alpha - 3,5 \cdot 10^{-5} \cdot \alpha^2$.

Для прокатных двутавров $\alpha = k \frac{I_t}{I_y} \left(\frac{l_{tf}}{h} \right)^2$, где

$k = 1$ (закреплений сжатого пояса нет);

$I_t = \frac{k_1}{3} \sum b_i t_i^3$ - момент инерции при свободном кручении ($k_1 = 1,29$ - для двутаврового сечения с двумя осями симметрии);

h - полная высота сечения;

$l_{ef} = H_2$ - расчётная длина участка колонны из плоскости рамы.

Для составных (сварных) двутавров $\alpha = k \left(\frac{l_{ef} t_f}{h_m b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{0,5 h_m t_w^3}{b_f t_f^3} \right)$, где

$k = 4$ (закреплений сжатого пояса нет);

$h_m = h$ - расчетная высота профиля (закреплений сжатого пояса нет).

3) $5 < m_x < 10$: $c = c_5 (2 - 0,2 \cdot m_x) + c_{10} (0,2 \cdot m_x - 1)$, где следует определять:

c_5 - по формуле (112) [5] при $m_x = 5$;

c_{10} - по формуле (113) [5] при $m_x = 10$.

При гибкости $\bar{\lambda}_y > 3,14$ коэффициент c не должен превышать значения c_{max} , определяемого по формуле (Д.1) приложения Д [5]

$$c_{max} = \frac{2}{1 + \delta B + \sqrt{(1 - \delta B)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\alpha - \frac{e_x}{h} \right)^2}},$$

где $\delta = \frac{4\rho}{\mu}$; $B = 1 + 2 \left(\frac{\beta}{\rho} \right) \left(\frac{e_x}{h} \right)$; $\mu = 8\omega + \frac{0,156 \cdot I_t \cdot \lambda_y^2}{Ah^2}$;

$\alpha = \frac{\alpha_x}{h}$ - отношение расстояния α_x между центром тяжести и центром изгиба сечения к высоте сечения h ; для двутавра с двумя осями симметрии $\alpha_x = \alpha = 0$;

$e_x = \frac{M_x}{N}$ - эксцентриситет приложения сжимающей силы относительно оси X , принимаемый со своим знаком (в табл. Д.6 [5] приведен со знаком «плюс»);

$\rho = \frac{I_x + I_y}{Ah^2} + \alpha^2$; $\omega = \frac{I_w}{I_y h^2}$ - здесь I_w - секториальный момент инерции сечения;

$I_t = \frac{k_1}{3} \sum b_i t_i^3$ - момент инерции при свободном кручении ($k_1 = 1,29$ - для двутаврового сечения с двумя осями симметрии).

Если $c > c_{max}$, то вместо c следует принимать c_{max} .

Значение c следует принимать не менее 0,3, т.е. $\geq 0,3$.

Очевидна высокая трудоемкость проверки устойчивости колонны из плоскости действия момента при $m_x > 5$, поэтому эту процедуру можно начинать с минимальным значением коэффициента $c = 0,3$. Если условие устойчивости будет выполнено, то дальнейшие (более точные) вычисления можно не производить. В противном случае необходимо определить действительное значение c по приведенным выше формулам и произвести проверку устойчивости.

Проверка местной устойчивости элементов верхней части колонны.

1) Стенка.

Для сечений из прокатного двутавра такая проверка не делается, т.к. она заведомо обеспечена соотношением высоты и толщины стенки.

Для сварного двутавра местная устойчивость стенки будет обеспечена, если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ не превышает значений предельной условной гибкости $\bar{\lambda}_{uw}$ по формулам табл. 22 [5].

Из этой таблицы следует, что $\bar{\lambda}_{uw}$ в пределах $1 \leq m_x \leq 10$ зависит от $\bar{\lambda}_x$, соотношения $c\varphi_y$ и φ_e и коэффициента α (типы сечений 1 и 2):

$$\text{- при } \bar{\lambda}_x < 2 \text{ и } c\varphi_y > \varphi_e \quad \bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw1} = 1,3 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}_x^2;$$

$$\text{- при } \bar{\lambda}_x \geq 2 \text{ и } c\varphi_y > \varphi_e \quad \bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw1} = 1,2 + 0,35 \cdot \bar{\lambda}_x \leq 3,1;$$

$$\text{- при } c\varphi_y \leq \varphi_e \text{ и } 1 \leq \alpha \leq 2 \quad \bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw2} = 1,42 \sqrt{\frac{c_{cr} R_y \gamma_c}{\sigma_1 (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 0,7 + 2,4\alpha,$$

где c_{cr} - коэффициент, определяемый по табл. 17 [5] в зависимости от α ;

$$\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \text{ здесь } \sigma_1 - \text{ наибольшее сжимающее напряжение у расчетной грани}$$

цы стенки, принимаемое со знаком «+» и вычисленное без учета коэффициентов φ_e и $c\varphi_y$; σ_2 - соответствующее напряжение у противоположной расчетной границы стенки;

$$\beta = \frac{0,15 \cdot c_{cr} \cdot \tau}{\sigma_1}, \text{ здесь } \tau = \frac{Q}{t_w h_w} - \text{ среднее касательное напряжение в рассматри}$$

ваемом сечении.

Для сечения типа 1 табл. 22 [5] при значениях $0 < m_x < 1$ или $10 < m_x \leq 20$ значения $\bar{\lambda}_{uw}$ следует определять линейной интерполяцией между значениями $\bar{\lambda}_{uw}$, вычисленными согласно п. 7.3.2 [5] ($m_x = 0$) или п. 8.5.1 [5] ($m_x = 20$) и по формуле (125) или (126) [5] соответственно.

Для сечения типа 2 табл. 22 [5] при $\alpha \leq 0,5$ значение $\bar{\lambda}_{uw}$ следует определять дважды: согласно п. 7.3.2 [5] и с использованием формул (125), (126) [5]; при $0,5 < \alpha < 1$ - линейной интерполяцией между значениями $\bar{\lambda}_{uw}$, вычисленными при $\alpha = 0,5$ и $\alpha = 1$.

При выполнении условия $0,8 \leq \frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1$ предельную условную гибкость $\bar{\lambda}_{uw}$,

вычисленную по формулам (125) и (126) [5], увеличивают путем определения её по формуле

$$\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw1} + 5(\bar{\lambda}_{uw2} - \bar{\lambda}_{uw1}) \left(1 - \frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c}\right),$$

где $\bar{\lambda}_{uw1}$ и $\bar{\lambda}_{uw2}$ - значения $\bar{\lambda}_{uw}$, вычисленные по формулам (125), (126) и (127) [5].

При выполнении условия $\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} < 0,8$ значение $\bar{\lambda}_{uw}$ следует принимать равным $\bar{\lambda}_{uw2}$.

Если фактическое значение условной гибкости $\bar{\lambda}_w$ превышает предельное значение $\bar{\lambda}_{uw}$, то можно действовать двумя путями:

- увеличить толщину стенки t_w , что не экономично и потребует перекомпоновки всего сечения;
- допустить потерю местной устойчивости части стенки и повторить проверку устойчивости в плоскости и из плоскости рамы с учетом новой уменьшенной площади сечения колонны

$$A_d = A - (h_w - h_d) t_w,$$

где h_w и h_d - расчетная и уменьшенная высота стенки колонны;

$$h_d = t_w \left[\bar{\lambda}_{uw} - \left(\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1 \right) (\bar{\lambda}_{uw} - 1,2 - 0,15 \bar{\lambda}_x) \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

2) Пояса (полки).

Устойчивость поясов колонны с гибкостью $0,8 \leq \bar{\lambda}_x (\bar{\lambda}_y) \leq 4$ следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ (здесь $b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2}$) не превышает значений предельной условной гибкости $\bar{\lambda}_{uf}$, определяемых по формуле (132) [5] (табл. 23 [5], тип сечения 1)

$$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01 (1,5 + 0,7 \bar{\lambda}_x) m_x,$$

где $\bar{\lambda}_{ufc} = 0,36 + 0,1 \bar{\lambda}$ (формула (37) табл. 10 [5]), здесь $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_y$.

При $5 < m_x \leq 20$ значения $\bar{\lambda}_{uf}$ следует определять линейной интерполяцией между значениями $\bar{\lambda}_{uf}$, вычисленными по формулам (132) [5] и (97) [5] при $m = 20$ соответственно.

При гибкости стержня $\bar{\lambda}_x (\bar{\lambda}_y) < 0,8$ или $\bar{\lambda}_x (\bar{\lambda}_y) > 4$ эти гибкости следует принимать равными 0,8 и 4 соответственно.

При выполнении всех проверок сечение считается подобранном; оно изображается на рисунке со всеми размерами и осями. Итоги проверок сводятся в таблицу (табл. 6.1).

Табл. 6.1. Результаты проверок верхней части колонны.

Вид проверки		Коэффициент использования k_u	Примечания
Прочность			
Устойчивость	В плоскости рамы		
	Из плоскости рамы		
Максимальная гибкость			
Местная устойчивость	Стенка		
	Пояса		

6.3. Нижняя часть колонны.

Нижняя часть одноступенчатой колонны в зависимости от высоты сечения h_1 может иметь сплошное ($h_1 \leq 1$ м) или сквозное ($h_1 > 1$ м) сечение. Рассмотрим оба варианта.

6.3.1. Сплошное сечение.

Нижняя часть колонны принимается в виде несимметричного условного сварного двутавра высотой $h_1 = 1000$ мм и длиной H_1 (рис. 6.3). Как правило, более развитой является та часть колонны, на которую опираются подкрановые балки. Подкрановая часть выполняется в виде прокатного (тип Б, Ш) или сварного двутавра, шатровая часть – из листовой стали или в виде прокатного или гнутого швеллера. При небольшой крановой нагрузке и подкрановая часть колонны может быть выполнена из листа.

Размеры b_1 и b_2 могут быть одинаковыми или разными (как правило, $b_1 > b_2$). От этого соотношения зависит конструкция траверс базы колонны: в первом случае траверса общая, во втором – отдельная для подкрановой и шатровой частей.

Подбор сечения и проверка его несущей способности производится согласно разделу 9 [5]. Исходными данными являются:

- расчетное сочетание усилий M и N ; таких комбинаций может быть несколько, причем знак M имеет значение, т.к. от этого зависит, какая часть колонны будет наиболее сжата;
- расчетные длины в плоскости и из плоскости рамы $l_{ef,x1}$, $l_{ef,y1}$;
- вид стали для изготовления колонны, расчетное сопротивление стали по пределу текучести R_y (таблицы В.3, В.4, В.5 [5]) для толщин до 30 мм;
- коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,05$ (табл. 1 [5], п. 3).

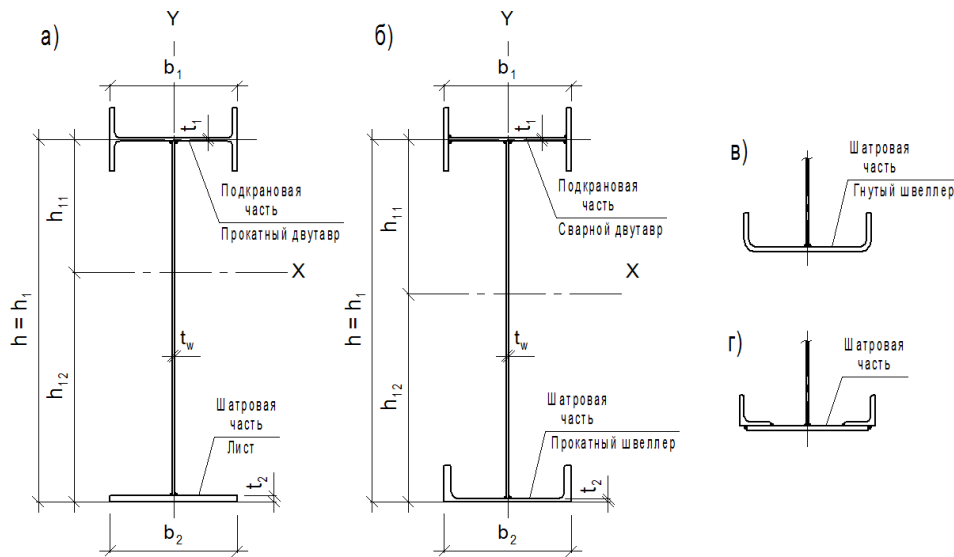


Рис. 6.3. Нижняя часть колонны (варианты сплошного сечения).

На рис. 6.4 показан тип сечения колонны по рис. 6.3а с необходимыми для дальнейших расчетов обозначениями и в привычной ориентации.

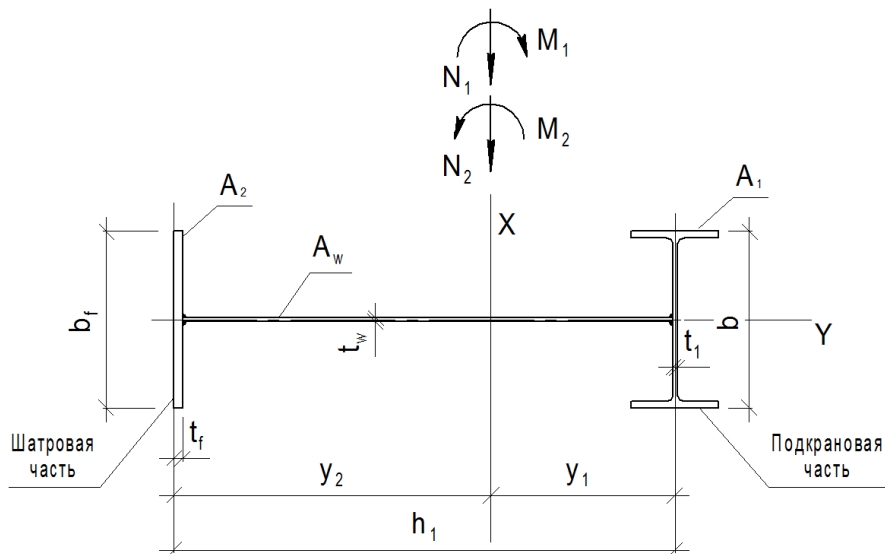


Рис. 6.4. К подбору сечения нижней части колонны (сплошное сечение).

Приведем алгоритм подбора сечения.

1. Рассматриваются два нагружения, дающие максимальные значения моментов разных знаков и соответствующих продольных сил N_1 и M_1 ; N_2 и M_2 .

2. Определяется показатель асимметрии нагружения $k = y_1 / y_2 \approx M_2 / M_1$. Этот показатель предполагает деление всего сечения осью X на части, имеющие одинаковые крайние напряжения.

3. Назначается характеристика распределения материала в сечении $p = A_w / A = 0,25-0,6$.

4. Определяется требуемый радиус инерции в плоскости рамы

$$i_{x,mp} = h_1 \sqrt{\frac{k}{(1+k)^2} - \frac{p}{6}}.$$

5. Определяется требуемая условная гибкость в плоскости рамы

$$\bar{\lambda}_{x,mp} = \frac{l_{ef,x1}}{i_{x,mp}} \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

6. Для комбинации усилий с $|M_{max}|$ определяются:

$$e_x = \frac{M_{max}}{N}; \quad \rho_{x,mp} = \frac{i_{x,mp}^2}{y_i}; \quad m_{x,mp} = \frac{e_x}{\rho_{x,mp}} \quad (\text{здесь } y_i = y_1 \text{ или } y_2).$$

7. По табл. Д.2 [5] приблизительно определяется коэффициент формы сечения η . В этом случае не обязательно принимать тип сечения б, можно использовать формулы типа сечения 5 при $A_f / A_w \geq 1$.

8. Определяется условный приведенный эксцентриситет

$$m_{ef,mp} = \eta \cdot m_{x,mp}.$$

9. По табл. Д.3 [5] определяется приблизительное значение коэффициента устойчивости при внецентренном сжатии $\varphi_{e,mp}$.

10. Определяется требуемая площадь всего сечения колонны

$$A_{mp} = \frac{N \gamma_n}{\varphi_{e,mp} R_y \gamma_c}.$$

11. Назначая значение толщины стенки $t_w = 6-12$ мм (не меньше толщины стенки верхней части колонны) и полагая в первом приближении, что $h_w \approx h_1$, получим

$$A_w = t_w \cdot h_1.$$

12. Определяется площадь сечения подкрановой части

$$A_1 = \frac{A_{mp}}{1+k} - \frac{A_w}{2}.$$

По найденной площади в соответствии с ГОСТ Р 57837-2017 принимаем ближайший прокатный двутавр типа Б.

13. Определяется площадь сечения шатровой части

$$A_2 = A_{mp} - A_1 - A_w.$$

14. Принимая $b_f = b$ (можно и меньше), получим

$$t_f = \frac{A_2}{b_f}.$$

При этом можно использовать приблизительную проверку местной устойчивости

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 30.$$

Полученное сечение изображается на рисунке, проставляются оси и все размеры элементов.

Далее производятся проверки выбранного сечения с учетом фактических размеров, для чего определяются его геометрические характеристики.

Проверка прочности.

Проверка выполняется аналогично таковой для верхнего участка колонны, но необходимости в ней нет, т.к. решающим условием будет устойчивость в плоскости и из плоскости рамы.

Проверка устойчивости в плоскости действия момента (в плоскости рамы).

Данная проверка выполняется аналогично таковой для верхнего участка колонны, но с учетом отсутствия симметрии относительно оси X и типа сечения.

Проверка выполняется дважды:

- на комбинацию $+M_{max}$ и N ;
- на комбинацию $-M_{max}$ и N .

Кроме того, может появиться необходимость в проверке на комбинацию N_{max} и M .

В каждой из этих проверок все параметры для определения коэффициента устойчивости φ_e будут разными.

Коэффициент влияния формы сечения η , определяется по табл. Д.2 [5], тип сечения 6 или 7.

Проверка устойчивости из плоскости действия момента (из плоскости рамы).

Для нижней части колонны эта проверка важна, т.к. проверяемое сечение развито в плоскости рамы и имеет небольшие размеры из плоскости рамы.

Проверка выполняется аналогично таковой для верхней части, но имеет ряд особенностей, на которых и остановимся.

Коэффициент c определяется согласно п. 9.2.5 [5] в зависимости от m_x и коэффициентов α и β (табл. 21 [5], типы сечения 2 и 4;

При $m_x \geq 10$ необходим коэффициент устойчивости при изгибе φ_b , определяемый по приложению Ж [5] как для балки (в данном случае – колонны) с двумя и более закреплениями сжатого пояса.

Для двутаврового сечения с одной осью симметрии (рис. 6.5) коэффициент φ_b следует определять по табл. Ж.3 [5] в зависимости от φ_1 , φ_2 и n , определяемых по формулам:

$$\varphi_1 = \psi_a \frac{I_y}{I_x} \frac{2hh_1}{l_{ef}^2} \frac{E}{R_y}; \quad \varphi_2 = \psi_a \frac{I_y}{I_x} \frac{2hh_2}{l_{ef}^2} \frac{E}{R_y}; \quad n = \frac{I_1}{I_1 + I_2},$$

где $\psi_a = \left(B + \sqrt{B^2 + C} \right) D$ (формула Ж.9), здесь B , C , D определяются по табл. Ж.4 и Ж.5 [5];

h – расстояние между центрами тяжести поясов;

h_1 и h_2 – расстояние от центра тяжести сечения до оси более развитого и менее развитого поясов соответственно;

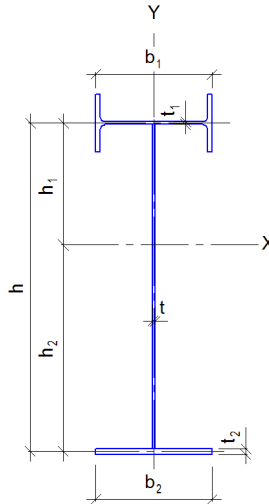


Рис. 6.5. Поперечное сечение нижней части колонны
(к определению φ_b).

l_{ef} – расчетная длина балки (колонны);

I_1 и I_2 – моменты инерции сечения более развитого и менее развитого поясов относительно оси симметрии сечения балки соответственно.

В табл. Ж.4 [5] принимаем B для случая равномерно распределенной нагрузки:

- строка 2 (сжат более мощный пояс): $B = \mu - 1$;

- строка 4 (сжат менее мощный пояс): $B = -\mu$,

$$\text{где } \mu = n + 1,14\beta; \quad \beta = (2n-1) \left\{ 0,47 - 0,035 \left(\frac{b_1}{h} \right) \left[1 + \frac{b_1}{h} - 0,072 \left(\frac{b_1}{h} \right)^2 \right] \right\}.$$

В табл. Ж.5 [5] определяем C и D для случая равномерно распределенной нагрузки для двутаврового сечения:

- коэффициент C при $n \leq 0,9$: $C = 0,481\eta$;

для двутаврового сечения при $0,9 < n < 1,0$ коэффициент ψ_a следует определять линейной интерполяцией между значениями, полученными по формуле Ж.9 для двутаврового сечения при $n = 0,9$ и для таврового при $n = 1$;

$$\eta = (1-n) \left[9,87n + 0,385 \frac{I_1}{I_2} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2 \right];$$

- коэффициент $D = 2,247$.

$I_t = \frac{k_1}{3} \sum b_i t_i^3$ - момент инерции при свободном кручении ($k_1 = 1,25$ – для двутаврового сечения с одной осью симметрии).

В балках (колоннах) с менее развитым сжатым поясом при $n > 0,7$ и $5 \leq l_{ef}/b_2 \leq 25$ значение коэффициента φ_2 необходимо уменьшать умножением на $(1,025 - 0,015 l_{ef}/b_2)$ и следует принимать при этом не более 0,95. Значение $l_{ef}/b_2 > 25$ в таких балках не допускаются.

Алгоритм определения φ_b

Исходные данные:

- расчетные усилия $+M, N$; $-M, N$ (моменты – максимальные в средней трети);
- проверяемое сечение со всеми необходимыми геометрическими характеристиками;
- расчетная длина $l_{ef,y}$.

Проверка производится дважды на комбинации с $+M$ и $-M$.

1. Определяем $n, \mu, \beta, \eta, B, C, D, \psi_a$.

2. Определяем φ_1, φ_2 .

3. По табл. Ж.3 определяем φ_b :

- догружается более развитый пояс:

$$\varphi_b = \varphi_1 \leq 1 \text{ (при } \varphi_2 \leq 0,85\text{);}$$

$$\varphi_b = \varphi_1 \left[0,21 + 0,68 \left(\frac{n}{\varphi_1} + \frac{1-n}{\varphi_2} \right) \right] \leq 1 \text{ (при } \varphi_2 > 0,85\text{);}$$

- догружается менее развитый пояс:

$$\varphi_b = \varphi_2 \text{ (при } \varphi_2 \leq 0,85\text{);}$$

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21 \varphi_2 \leq 1 \text{ (при } \varphi_2 > 0,85\text{).}$$

Если проверка устойчивости не выполняется, то проще всего ввести дополнительные распорки по нижним участкам колонн, уменьшив расчетную длину $l_{ef,y1}$ вдвое и повторить проверку.

Проверка местной устойчивости элементов нижней части колонны.

1) Стенка.

Данная проверка полностью аналогична проверке местной устойчивости стенки верхней части колонны.

Также действует замечание по применению уменьшенной площади сечения A_d .

2) Пояс (полка).

Проверяется пояс, если принято сечение по рис. 3.6а. Данная проверка полностью аналогична проверке местной устойчивости стенки верхней части колонны.

При выполнении всех проверок сечение считается подобранным; оно изображается на рисунке со всеми размерами и осями. Итоги проверок сводятся в таблицу (табл. 6.2).

Табл. 6.2. Результаты проверок нижней части колонны.

Вид проверки		Коэффициент использования k_u	Примечания
Прочность			
Устойчивость	В плоскости рамы	1-я комб.	
		2-я комб.	
	Из плоскости рамы	1-я комб.	
		2-я комб.	

Максимальная гибкость		
Местная устойчивость	Стенка	
	Пояс шатровой части ^{х)}	

^{х)} если пояс выполнен из листа.

6.3.2. Сквозное сечение.

Нижняя часть колонны в данном проекте принимается в виде несимметричного сечения высотой $h_l = 1250$ мм и длиной H_l (рис. 6.6), состоящего из двух ветвей, связанных решеткой.

Как правило, более развитой является подкрановая ветвь, на которую опираются подкрановые балки. Подкрановая ветвь, как и в случае сплошного сечения, выполняется в виде прокатного (тип Б, Ш) или сварного двутавра, шатровая часть – из листовой стали или в виде прокатного или гнутого швеллера.

Необходимым условием является одинаковая высота сечений ветвей для обеспечения условий крепления элементов решетки.

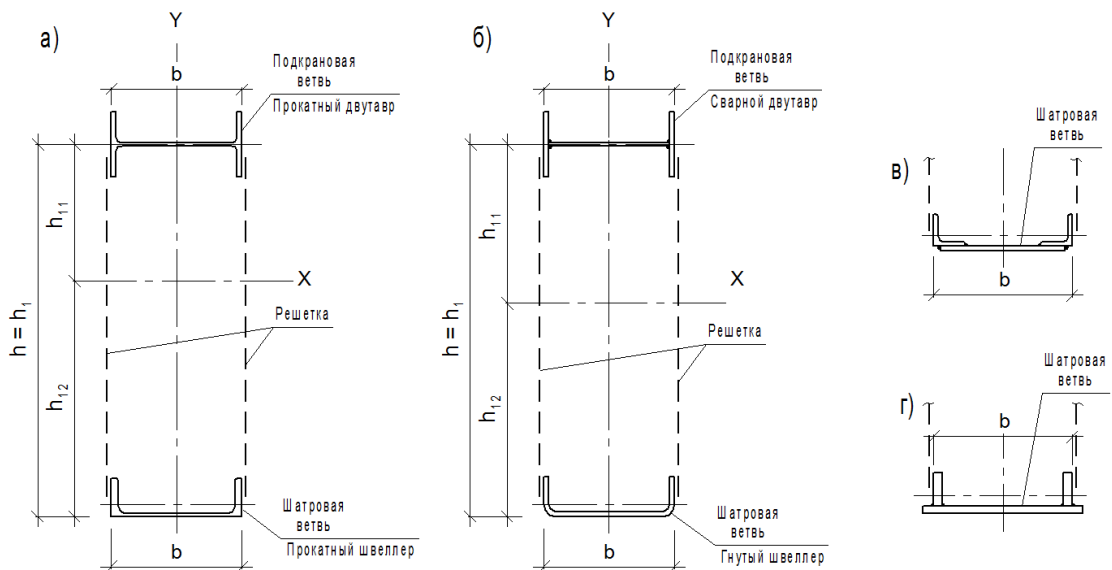


Рис. 6.6. Нижняя часть колонны (варианты сквозного сечения).

Подбор сечения и проверка его несущей способности производится согласно разделу 9 [5]. Исходными данными являются:

- максимальные расчетные значения продольной силы в ветвях колонны $N_{\delta 1}$ (подкрановая ветвь) и $N_{\delta 2}$ (шатровая ветвь);
- тип решетки и расстояния между её узлами l_{δ} ;
- максимальные расчетные значения продольной силы в элементах решетки;
- расчетные длины в плоскости и из плоскости рамы $l_{ef,x1}$, $l_{ef,y1}$;

- вид стали для изготовления колонны, расчетное сопротивление стали по пределу текучести R_y (таблицы В.3, В.4, В.5 [5]) для толщин до 30 мм;
- коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,05$ (табл. 1 [5], п. 3).

Сквозная колонна работает как ферма с параллельными поясами, от действующих в колонне усилий в её элементах возникают только продольные усилия. Несущая способность колонны может быть исчерпана в результате потери устойчивости какой-либо ветви (в плоскости или из плоскости рамы) или в результате потери устойчивости колонны в целом в предположении, что она работает как единый сквозной стержень.

Приведем алгоритм подбора и проверки сечения.

1. Задаваясь коэффициентом продольного изгиба $\varphi = 0,6-0,7$, определяют требуемую площадь сечения ветвей колонны:

$$\text{подкрановая ветвь } A_{\epsilon 1}^{mp} = \frac{N_{\epsilon 1}}{\varphi R_y \gamma_c}; \quad \text{шатровая ветвь } A_{\epsilon 2}^{mp} = \frac{N_{\epsilon 2}}{\varphi R_y \gamma_c}.$$

2. Подкрановая ветвь выполняется из прокатного (типа Б, Ш) или сварного двутавра с площадью сечения примерно равной $A_{\epsilon 1}^{mp}$. Ширина ветви b при этом для обеспечения устойчивости колонны из плоскости рамы принимается равной $1/20 - 1/30$ её длины, т.е. H_1 .

3. Тип сечения шатровой ветви и её размеры назначается в соответствии с площадью $A_{\epsilon 2}^{mp}$, ширина ветви принимается равной b .

4. Для назначенных сечений ветвей определяют их геометрические характеристики: площадь сечения A , положение центра тяжести для несимметричного сечения шатровой ветви, радиусы инерции сечений ветвей i_x, i_{y1} (здесь y_1 – центральная ось сечения ветви, параллельная оси Y); условные гибкости ветвей из плоскости рамы $\bar{\lambda}_y$, коэффициенты устойчивости φ по табл. Д.1 [5].

5. Проверяется устойчивость ветвей из плоскости рамы:

$$\text{подкрановая ветвь } \frac{N_{\epsilon 1} \gamma_n}{\varphi A_{\epsilon 1} R_y \gamma_c} \leq 1;$$

$$\text{шатровая ветвь } \frac{N_{\epsilon 2} \gamma_n}{\varphi A_{\epsilon 2} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где $A_{\epsilon 1}$ и $A_{\epsilon 2}$ – фактическая площадь ветвей.

6. Назначается тип решетки и шаг её узлов по длине нижнего участка колонны. Расстояние между низом траверсы и низом баз ветвей делится на равные части длиной l_6 так, чтобы угол наклона раскосов составлял $40-50^\circ$ (рис. 6.7). Высота траверсы $h_{mp} = (0,4-0,6) h_1$.

7. Определяются длины раскосов и распорок решетки.

8. Задаваясь коэффициентом продольного изгиба $\varphi = 0,6-0,7$, определяют требуемую площадь сечения раскоса

$$A_p^{mp} = \frac{N_p}{2\varphi R_y \gamma_c}; \quad \text{здесь } \gamma_c = 0,75. \quad \text{По найденной площади}$$

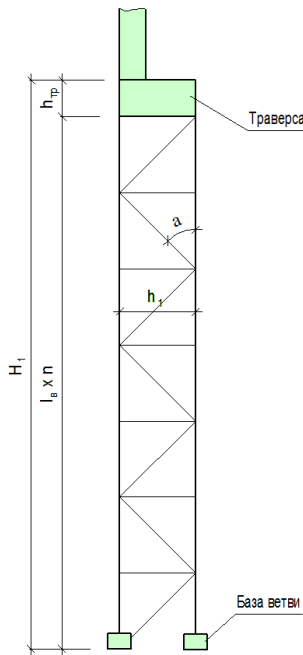


Рис. 6.7. Решетка колонны.

принимают сечение раскоса из одиночного прокатного равнополочного уголка.

9. Проверяется устойчивость принятого раскоса. Для этого определяется гибкость элемента относительно оси y_0 (рис. 6.8)

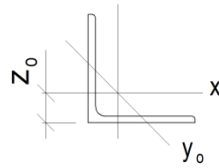


Рис. 6.8. Сечение раскоса.

$\lambda_p = \frac{l_p}{i_{y_0}}$; $\bar{\lambda}_p = \lambda_p \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, по табл. Д.1 [5], тип сечения b , определяется коэффициент

устойчивости φ и производится проверка $\frac{N_p \gamma_n}{\varphi A_p R_y \gamma_c} \leq 1$.

10. Сечение распорок конструктивно принимается таким же, как раскосов.

Далее производится проверка устойчивости колонны как единого стержня относительно свободной оси x (рис. 6.9) в соответствии с п. 9.3.2 [5].

Определяется положение центра тяжести всего сечения

$$y_c = \frac{A_1(h_1 - z_0)}{2} - \frac{A_2(h_1 - z_0)}{2} = \frac{h_1 - z_0}{2}(A_1 - A_2).$$

Из РСУ выбираются две комбинации максимальных продольных сил в ветвях колонны: $N_{1,max}$ и N_2 ; $N_{2,max}$ и N_1 . Эти комбинации продольных сил необходимо преобразовать в эквивалентные комбинации N и M (рис. 6.10).

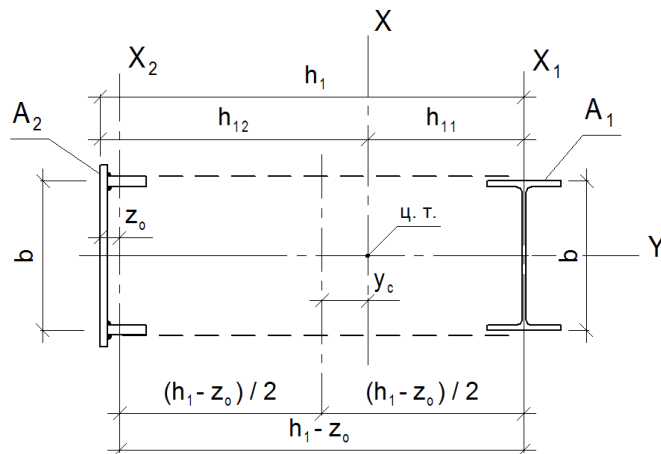


Рис. 6.9. К расчету сквозной колонны как единого стержня.

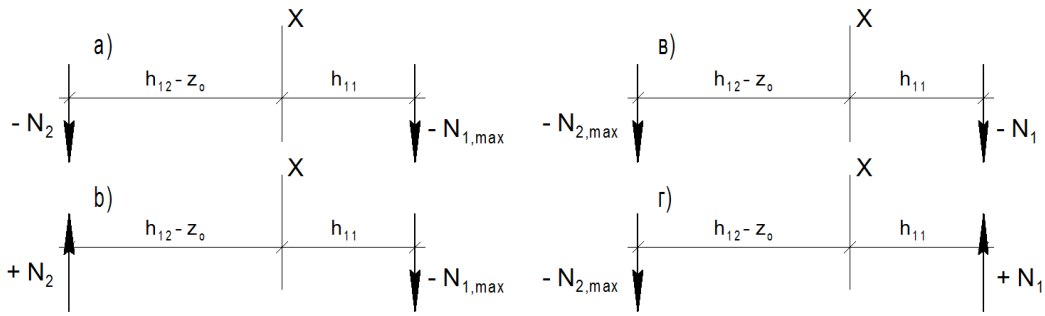


Рис. 6.10. К преобразованию комбинаций усилий.

- случай а): $N = N_{1,max} + N_2$; $M = N_{1,max} \cdot h_{11} - N_2 \cdot (h_{12} - z_0)$;
- случай б): $N = N_{1,max} - N_2$; $M = N_{1,max} \cdot h_{11} + N_2 \cdot (h_{12} - z_0)$;
- случай в): $N = N_{2,max} + N_1$; $M = N_{2,max} \cdot (h_{12} - z_0) - N_1 \cdot h_{11}$;
- случай г): $N = N_{2,max} - N_1$; $M = N_{2,max} \cdot (h_{12} - z_0) + N_1 \cdot h_{11}$.

При расчете стержня в целом относительно свободной оси X , когда решетки расположены в плоскостях, параллельных плоскости действия момента, коэффициент устойчивости φ_e определяется по табл. Д.4 [5] в зависимости от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef}$ и относительного эксцентриситета m , определяемого по формуле

$$m = \frac{eAa}{I},$$

где $e = \frac{M}{N}$ - эксцентриситет;

a – расстояние от главной оси сечения X до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви;

$I = I_x$ - момент инерции сквозного сечения относительно свободной оси X ;

$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, здесь λ_{ef} - приведенная гибкость, учитывающая податливость решетки и определяемая по формуле (15) табл. 8 [5]

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}},$$

где $\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l_b}$, здесь d – длина раскоса; $b = h_l - z_0$; $l_b = l_s$;

$\lambda_y = \lambda_x = \frac{l_{ef,x1}}{i_x}$ - гибкость относительно свободной оси;

A, A_{d1} - площадь сечения колонны и раскосов решетки соответственно.

Проверка устойчивости производится дважды по формуле

$$\frac{N \gamma_n}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1, \text{ где } N \text{ и } \varphi_e \text{ принимаются по соответствующей комбинации } M \text{ и } N.$$

При $m > 20$ расчет на устойчивость стержня в целом не требуется; расчет ведется как для изгибаемого элемента.

При выполнении всех проверок сечение считается подобранным; оно изображается на рисунке со всеми размерами и осями. Итоги проверок сводятся в таблицу (табл. 6.3).

Табл. 6.3. Результаты проверок нижней части колонны.

Вид проверки		Коэффициент использования k_u	Примечания
Подкрановая ветвь	Прочность		
	Устойчивость	В плоскости рамы	
		Из плоскости рамы	
	Гибкость из плоскости рамы		
Шатровая ветвь	Прочность		
	Устойчивость	В плоскости рамы	
		Из плоскости рамы	
	Гибкость из плоскости рамы		
Всё сечение	Устойчивость в плоскости рамы		
	Гибкость в плоскости рамы		

7. Температурные швы, система связей каркаса.

При изменении температуры в элементах каркаса могут появляться значительные дополнительные усилия, для уменьшения которых весь каркас делится на отдельные части температурными швами.

В однопролетном здании выполняются только поперечные температурные швы.

Предельное расстояние между поперечными температурными швами зависит от температурного режима здания, его вида, расчетной температуры эксплуатации и определяется по табл. 44 [5].

Так на пример, для отапливаемого здания при расчетной температуре $t \geq -45^\circ\text{C}$ наибольшее расстояние между температурными швами вдоль здания составляет 230 м, а предельное расстояние от температурного шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи по колоннам составляет 90 м.

Таким образом, если устраивать одну вертикальную связь по нижним частям колонн в середине температурного блока, то полная длина этого блока составит не более 180 м.

В каждом температурном блоке здания согласно п. 15.4 [5] следует устраивать самостоятельную систему связей, объединяющих плоские элементы в пространственную систему, способную воспринимать нагрузки, действующие на сооружение в любом направлении. Кроме того, связи раскрепляют и обеспечивают устойчивость элементов, уменьшают их расчетные длины и облегчают монтаж конструкций.

Конструкция связей должна обеспечить геометрическую неизменяемость связевого блока. Для этого между раскрепляемыми конструкциями вводятся распорки и диагональные элементы (раскосы). Очевидно, что для выполнения условия неизменяемости достаточно одного раскоса, но в этом случае при изменении направления нагрузки меняется и знак продольного усилия в раскосе, поэтому сечение раскоса будет подобрано на сжимающее усилие. Если же ввести два раскоса (крестовая решетка), то можно считать, что сжатый раскос будет выключаться из работы, а нагрузку будет воспринимать растянутый раскос, который легче сжатого (рис. 7.1).

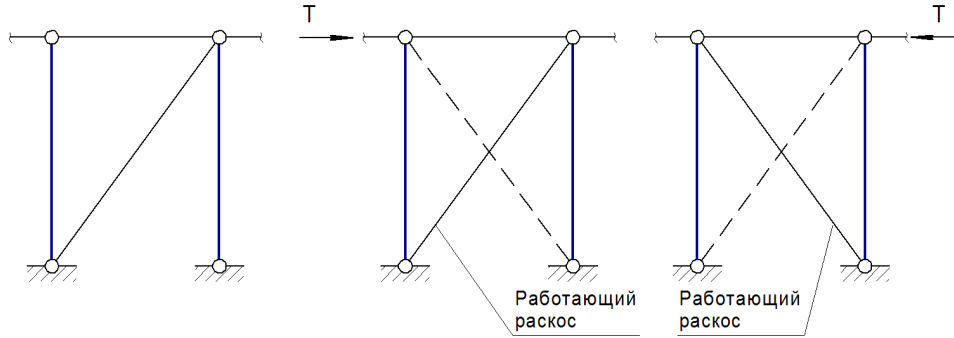


Рис. 7.1. Конструкция системы связей.

Сечения элементов связей назначают, как правило, по предельной гибкости λ_u . Значения λ_u назначают по табл. 32 [5] (сжатые элементы) и табл. 33 [5] (растянутые элементы).

Согласно табл. 32 для сжатых элементов вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок) $\lambda_u = 210 - 60 \cdot \alpha$, для всех остальных сжатых связей $\lambda_u = 200$.

Согласно табл. 33 для растянутых элементов вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок) при статической нагрузке $\lambda_u = 300$, для всех остальных растянутых связей $\lambda_u = 400$.

Тип сечения сжатых элементов связей должен обеспечивать максимальный радиус инерции при минимуме площади поперечного сечения. При применении равнополочных уголков целесообразно сечение в виде креста из двух уголков, соединенных прокладками. Однако вне конкуренции сечение в виде круглой или квадратной тонкостенной трубы.

Тип сечения растянутых связей может быть таким же как сжатых связей, но ввиду большой величины λ_u поперечные размеры сечения будут меньше.

В настоящее время все большее распространение получают растянутые связи из круглых прутков сплошного сечения (тяжей) диаметром 16-24 мм. Такие связи разрешены для сооружений классов КС-2 и КС-1 групп конструкций 2, 3, 4 (п. 15.4.15 [5]) и должны иметь предварительное натяжение с помощью специальных устройств (талрепов). Для таких связей ограничений по предельной гибкости λ_u нет.

Связи по колоннам.

Для зданий с подкрановыми балками вертикальные связи между основными колоннами располагаются в двух уровнях по высоте (рис. 7.2).

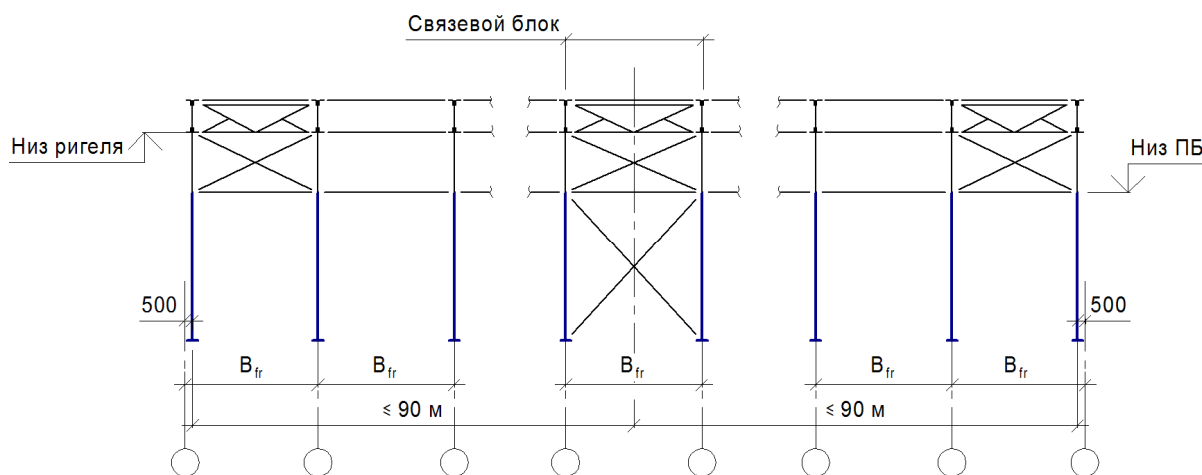


Рис. 7.2. Связи по колоннам.

Ниже уровня подкрановых балок связи следует располагать в середине или около середины температурного блока.

Связи выше уровня подкрановых балок располагают в шагах колонн, примыкающих к температурным швам или торцам здания, а также в тех шагах, где расположены связи нижнего уровня.

Во всех случаях при высоте сечения колонны $h > 600$ мм связи устраиваются в плоскости каждой из двух полок, т.е. каждая связь состоит из двух элементов, соединенных распорками (по типу лестницы).

Связи по фермам (ригелям).

Фермы обладают чрезвычайно малой устойчивостью из своей плоскости. Жесткость ферм из плоскости изгиба обычно меньше жесткости в плоскости в 1000-1500 раз. При закреплении только опорных сечений ферм сжатый верхний пояс легко теряет устойчивость из плоскости фермы. Закрепление узлов пояса фермы достигается устройством связей (п. 15.4 [5]). Кроме того, связи обеспечивают устойчивость конструкций при монтаже, а также воспринимают усилия от бокового давления ветра и от горизонтальных крановых нагрузок.

Конструктивно геометрически неизменяемую систему покрытия образуют созданием нескольких связевых жестких пространственных блоков и присоединения к ним других стропильных ферм распорками (растяжками). Связевые пространственные блоки формируют из двух смежных ферм, объединенных горизонтальными и вертикальными связями.

При наличии между температурными швами двух вертикальных связей расстояние между последними в осях не должно превышать для зданий 40–50 м.

Связевые блоки устраивают в торцах здания или температурного отсека, а также и в его средней части с расстояниями между блоками 60-90 м. При конструктивном решении здания без торцевой фермы (с применением балок и фахверковых колонн) связевой блок образуют путем объединения ближайших к торцу двух ферм, передавая горизонтальные нагрузки от торца на этот блок.

Горизонтальные поперечные связи по верхним поясам стропильных ферм включают в себя поперечные связевые фермы и распорки. Роль распорок по верхним поясам могут выполнять прогоны (с учетом п. 15.4.6 [5]). Поперечные связевые фермы устанавливаются в связевых блоках, распорки раскрепляют верхние пояса ферм от смещений из плоскости по всей длине здания и крепятся к связевым блокам. Распорки устанавливают в

середине пролета и по его торцам, расстояние между ними назначают так, чтобы гибкость пояса каждой фермы из плоскости рамы на время монтажа не превышала 220.

Горизонтальные поперечные связи по нижним поясам также состоят из поперечных связевых ферм и распорок (растяжек). Распорки (растяжки) по нижним поясам устанавливают для уменьшения гибкости нижнего пояса из плоскости фермы.

Горизонтальные продольные связи по нижним поясам состоят из связевых ферм, располагаемых в крайних панелях нижних поясов однопролетного здания. Такие связи совместно с поперечными связями образуют жесткий контур в плоскости нижних поясов и предусматриваются только для зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью $Q_o \equiv 10$ тс и более, а также при наличии подстропильных ферм(п. 15.4.5 [5]).

Именно горизонтальные поперечные и продольные связи по нижним поясам ферм создают жесткий диск, перераспределяющий усилия на смежные рамы.

Вертикальные связи между фермами служат для устранения сдвиговых деформаций в блоке покрытия вдоль здания. Вертикальные связевые фермы устанавливают в связевых блоках между колоннами в опорных сечениях, а также в пролете.

Пример устройства связей по фермам при пролете $L = 30$ м показан на рис. 7.3.

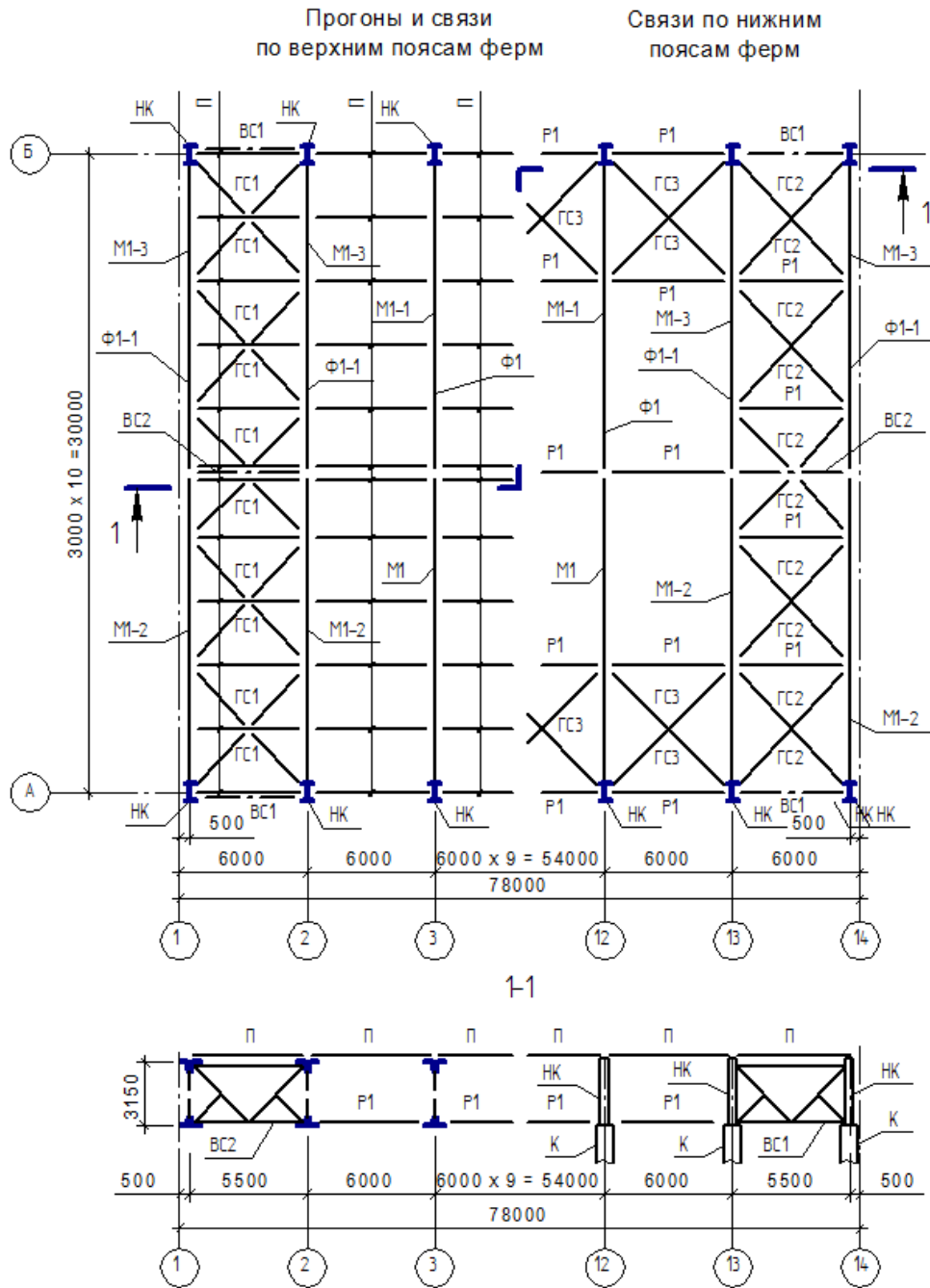


Рис. 7.3. Связи по фермам.

8. Подбор сечений элементов ригеля.

Для подбора сечений необходимо определить расчетные усилия в элементах ригеля. РСУ назначаются из условия нахождения максимального сжимающего или растягивающего усилия. Ниже приведена форма таблицы для ригеля пролетом 24 м.

Особенностью для данного ригеля является то, что в крайних панелях поясов возможно появление усилий, не характерных по знаку для обычных ферм с шарнирным опиранием.

Рассматриваются два типа элементов фермы:

- центрально-сжатые элементы;
- центрально-растянутые элементы.

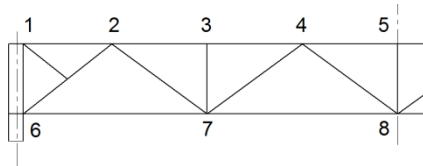


Табл. 8.1. Усилия в элементах ригеля.

Элемент		Усилие N (кН) от нагружения ^{х)}								РСУ	
		1	2	3	4	5	6	7	8	N (кН)	№№ нагружений
Верх. ПОЯС	1-2					±	±				
	2-3					±	±				
	3-4					±	±				
	4-5					±	±				
Н.п.	6-7					±	±				
	7-8					±	±				
Раскосы	2-6					±	±				
	2-7					±	±				
	4-7					±	±				
	4-8					±	±				
Стойки	3-7					±	±				
	5-8					±	±				

^{х)} наименования нагружений:

1. собственный вес;
2. снег равномерный;
3. D_{\max} слева;
4. D_{\max} справа;
5. T к левой стойке;
6. T к правой стойке;
7. ветер слева;
8. ветер справа.

8.1. Расчетные длины элементов и коэффициенты условий работы. Толщина фасонок.

Расчетные длины сжатых элементов плоских ферм в их плоскости l_{ef} и из плоскости $l_{ef,1}$ за исключением элементов, указанных в п.п. 10.1.2 и 10.1.3 [5], следует принимать по табл. 24 [5]. При этом следует учитывать тип сечения элементов и схему связей по фермам.

Для рассматриваемой фермы:

$$l_{ef} = l - \text{ для поясов и опорных раскосов;}$$

$$l_{ef} = 0,8 \cdot l - \text{ для элементов решетки (раскосы и стойки);}$$

$$l_{ef,1} = l_1.$$

Расчетные длины растянутых элементов плоских ферм в их плоскости l_{ef} и из плоскости $l_{ef,1}$:

$$l_{ef} = l - \text{ для всех элементов;}$$

$$l_{ef,1} = l_1.$$

Здесь l – геометрическая длина элементов;

l_1 – расстояние между узлами, закреплёнными от смещения из плоскости фермы.

Раскосы и стойки считаются раскрепленными из плоскости фермы её поясами.

Коэффициенты условий работы γ_c для элементов фермы принимаются в соответствии с табл. 1 [5]. Для рассматриваемой фермы:

$$\gamma_c = 1 - \text{ для сжатых поясов и сжатых опорных раскосов;}$$

$$\gamma_c = 0,9 - \text{ для растянутых элементов при расчете на прочность по неослабленному сечению (п. 5);}$$

$$\gamma_c = 0,8 - \text{ для сжатых элементов решетки из парных уголков при расчете на устойчивость указанных элементов с гибкостью } \lambda \geq 60.$$

Толщина фасонок зависит от максимального усилия в элементах решетки фермы (это, как правило, опорный раскос) и может быть принята по табл. № 8.2.

Табл. № 8.2. Рекомендуемая толщина фасонок.

Максимальное усилие в элементах решетки, кН	< 150	150 - 255	260 - 405	410 - 605	610 - 1005	1010 - 1405	1410 - 1800	> 1800
Толщина фасонки, мм	6	8	10	12	14	16	18	20

8.2. Центрально-сжатые элементы.

Центрально-сжатые элементы рассчитываются из условия предельного состояния по потере устойчивости и обеспечения гибкости, не превышающей предельной величины.

На первом этапе подбора сечения центрально-сжатых элементов необходимо задаться коэффициентом устойчивости φ , зависящим от максимальной условной гибкости элемента $\bar{\lambda}$.

Требуемая площадь сечения из формулы (7) [5]:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi' R_y \gamma_c},$$

где φ' – коэффициент устойчивости в зависимости от предварительно задаваемой гибкости λ (табл. Д.1 [5], где $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$); для поясов и опорных раскосов рекомендуется $\lambda = 70 \div 100$; для элементов решетки $\lambda = 110 \div 130$.

Разделив требуемую площадь пополам, из сортамента уголков принимают ближайшее сечение. Элемент из двух уголков проверяется на устойчивость в плоскости и из плоскости фермы по фактическим параметрам с одновременным контролем предельной гибкости.

Устойчивость элементов сплошного сечения при центральном сжатии проверяется по формуле (7) [5]:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где φ – коэффициент устойчивости (коэффициент продольного изгиба) при центральном сжатии, определяемый по табл. Д.1 [5] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}_{max} = \lambda_{max} \sqrt{R_y / E}$ и типа сечения «с» (табл. 7 [5]); гибкость $\lambda_{max} = l_{ef} / i$.

Наряду с проверкой устойчивости контролируется максимальная гибкость стержня λ_{max} , которая не должна быть больше предельной величины λ_u . Значения λ_u для сжатых элементов приведены в табл. 32 [5]:

- для поясов, опорных раскосов и стоек $\lambda_u = 180 - 60\alpha$;
- для сжатых элементов решетки $\lambda_u = 210 - 60\alpha$.

Здесь $\alpha = N \gamma_n / (\varphi A R_y \gamma_c) \geq 0,5$; эту величину можно назвать коэффициентом использования сечения.

Критерием экономичности подбора прокатного сечения является то, что меньшее сечение принять нельзя (при условии не превышения предельной гибкости).

Прочность центрально-сжатых элементов фермы, как правило, не проверяется, т.к. она заведомо обеспечена.

8.3. Центральнo-растянутые элементы.

Центральнo-растянутые элементы рассчитываются из условия прочности и обеспечения гибкости, не превышающей предельной величины.

Прочность элементов из стали с $R_{yn} \leq 440$ Н/мм² при центральном растяжении или сжатии проверяется по формуле (5) [5]:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1.$$

Из этой формулы можно получить минимально необходимое значение площади сечения элемента A_{mp} для выполнения условия прочности:

$$A_{mp} = \frac{N}{R_y \gamma_c}.$$

По сортаменту уголков по ГОСТ 8509-93 принимаем уголок, для которого $A \geq A_{mp} / 2$ (для учета двух уголков).

Элемент принятого сечения из двух уголков проверяется по гибкости:

$$\lambda_{max} \leq \lambda_u,$$

где λ_u – предельное значение гибкости растянутых элементов, определяемое по табл. 33 [5]; при статической нагрузке для всех растянутых элементов ферм $\lambda_u = 400$.

Все расчеты удобно свести в таблицу, форму которой можно взять из [12].

После подбора сечений всех элементов рамы необходимо внести изменения в расчетную схему рамы, уточнив жесткости элементов и эксцентриситеты в узле сопряжения верхней и нижней частей колонн. Далее следует повторно выполнить статический расчет, определить РСУ и при необходимости пересчитать сечения элементов.

Данная процедура увеличивает трудоемкость выполнения курсового проекта, она может быть назначена к выполнению по усмотрению руководителя курсового проекта как элемент студенческой научной работы.

9. Расчет и конструирование узлов сопряжения элементов рамы.

9.1. Узел примыкания ригеля к колонне.

Колонна и ригель образует рамный узел, воспринимающий момент в плоскости рамы. На рис. 9.1 показан один из вариантов такого узла.

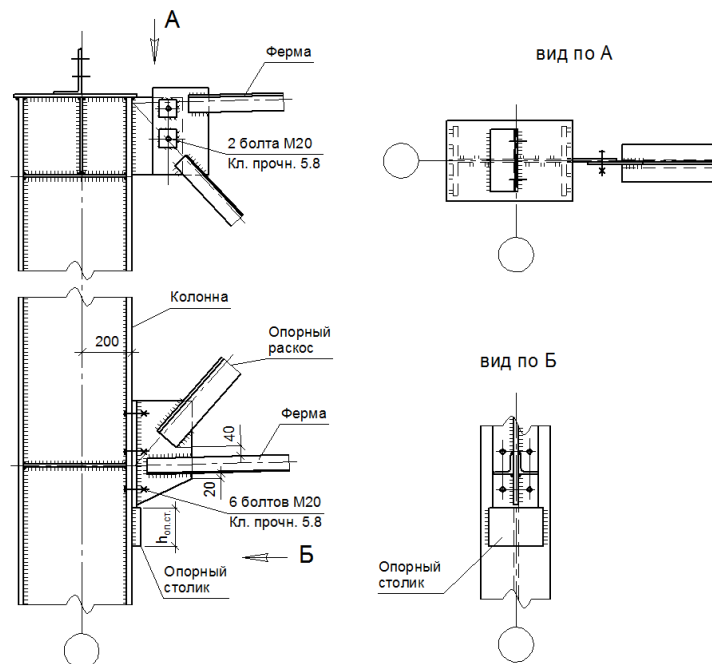


Рис. 9.1. Узел примыкания ригеля к колонне.

Опорная реакция ригеля передается на колонну через опорный столик, изготавливаемый из листовой стали толщиной в полтора-два раза больше толщины опорного фланца ригеля.

Высота опорного столика определяется длиной сварных швов, прикрепляющих столик к колонне

$$h_{оп.ст.} \geq \frac{1,3 \cdot Q_{ст}^{max}}{2k_f \beta_{f(z)} R_{f(z)}} + 1 \text{ см.}$$

Расчет производится по металлу шва и по металлу границы сплавления, в качестве расчетной принимается большая величина.

Коэффициент 1,3 учитывает возможность неравномерного нагружения швов из-за неточностей изготовления и крепления опорного столика и опорного фланца ригеля.

В верхней части узла проверяется несущая способность болтов на срез и смятие от максимального растягивающего усилия в крайней панели верхнего пояса с учетом расцентровки линии действия усилия и центра тяжести болтового соединения.

Верхняя часть узла может быть выполнена в виде фланцевого соединения на болтах, работающих на растяжение (рис. 9.2). В этом случае расчету подлежит фланец на изгиб и болтовое соединение.

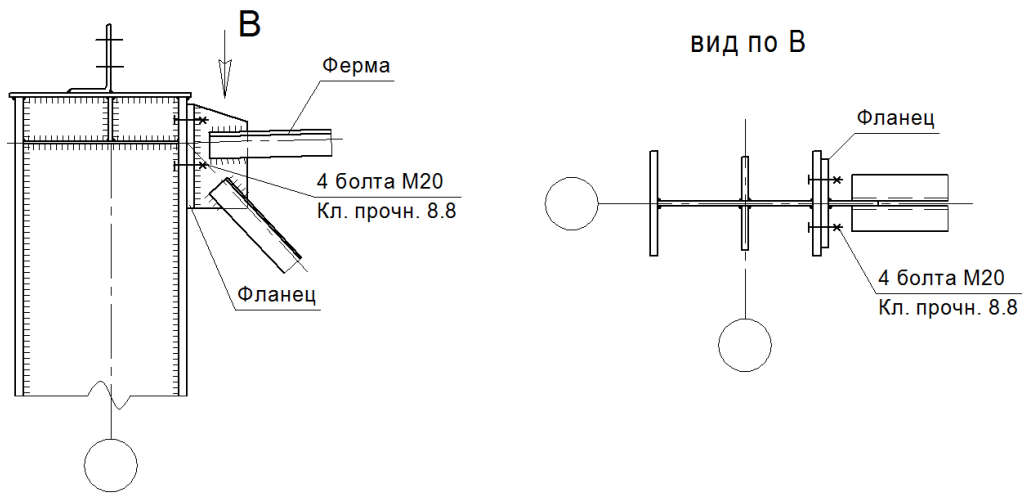


Рис. 9.2. Фланцевое соединение верхнего пояса ригеля с колонной.

Болтовое соединение в нижней части узла включается в работу при растягивающей результирующей усилий в крайней панели нижнего пояса и в опорном раскосе. Эта результирующая действует в фиктивном горизонтальном элементе расчетной схемы.

Проверяется несущая способность наиболее нагруженной пары болтов на растяжение с учетом неравномерного нагружения болтов в соединении.

9.2. Узел сопряжения верхней и нижней частей колонны.

В ступенчатых колоннах подкрановые балки опираются на уступ колонны. Для передачи усилия от верхней части колонны и подкрановых балок на нижнюю часть в месте уступа устраивают траверсу. Высота траверсы $h_{тр} = (0,5-0,8) h_1$.

Колонны, имеющие большую общую длину (≥ 18 м), разбиваются на отправочные марки. Удобным местом для устройства монтажного стыка является уступ колонны.

На рис. 9.3 показан узел сопряжения двух частей колонны, когда нижняя часть имеет сплошное сечение.

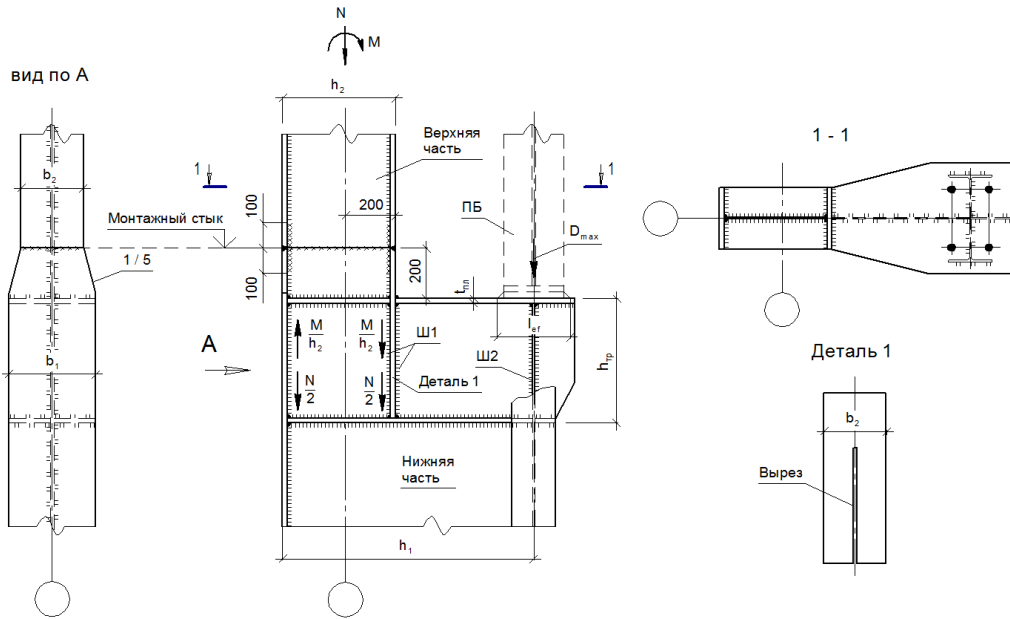


Рис. 9.3. Узел сопряжения двух частей колонны сплошного сечения.

Усилие D_{max} через плиту толщиной $t_{nl} = 20-25$ мм передается на стенку траверсы. При передаче усилия через фрезерованную поверхность стенка траверсы работает на смятие и проверяется по формуле

$$\frac{D_{max}}{l_{ef} t_{mp} R_p \gamma_c} \leq 1,$$

где $l_{ef} = b_p + 2t_{nl}$ - длина площадки смятия; b_p - ширина опорного ребра подкрановой балки;

t_{mp} - толщина стенки траверсы;

$R_p = R_u$ - расчетное сопротивление стали на смятие.

Продольная сила N и изгибающий момент M от верхней части колонны через вертикальные ребра также передаётся на траверсу. В запас прочности допустимо считать, что N и M передаются только через полки верхней части колонны в виде усилий

$$N_f = N / 2 \pm M / h_2.$$

Требуемая длина шва Ш1 крепления вертикального ребра к стенке траверсы с учетом 4 швов определится

$$l_{ш1} = \frac{N_f}{4k_f \beta_{f(z)} R_{f(z)} \gamma_c} + 1 \text{ см} \leq h_{mp} - 2t_{nl}.$$

На это же усилие N_f проверяется стыковой монтажный шов в монтажном узле колонны, но здесь расчетным значением будет наибольшая растягивающая величина. Проверка производится по формуле

$$\frac{N_f}{t_f (b_f - 2t_f) R_{wy} \gamma_c} \leq 1, \text{ здесь } R_{wy} = 0,85 R_y.$$

Если $N_f < 0$ (сжатие) в обеих полках, то расчет не требуется.

На рис. 9.4 показан узел сопряжения двух частей колонны, когда нижняя часть имеет сквозное сечение.

В этом случае траверса работает как балка двутаврового сечения пролетом h_1 , нагруженная усилиями N , M и D_{max} . Расчетные усилия в траверсе

$$M_{mp} = Q_1(h_1 - h_2) = \left(\frac{M}{h_1} + \frac{Nh_2}{2h_1} \right) (h_1 - h_2); \quad Q_{mp} = \frac{Nh_2}{2h_1} - \frac{M}{h_1} + \frac{kD_{max}}{2},$$

где $k = 1,2$ - коэффициент, учитывающий неравномерную передачу усилия D_{max} .

Проверка прочности траверсы:

$$\frac{M_{mp}}{W_{mp}R_y\gamma_c} \leq 1; \quad \frac{Q_{mp}}{t_{w,mp}h_{w,mp}R_s\gamma_c} \leq 1.$$

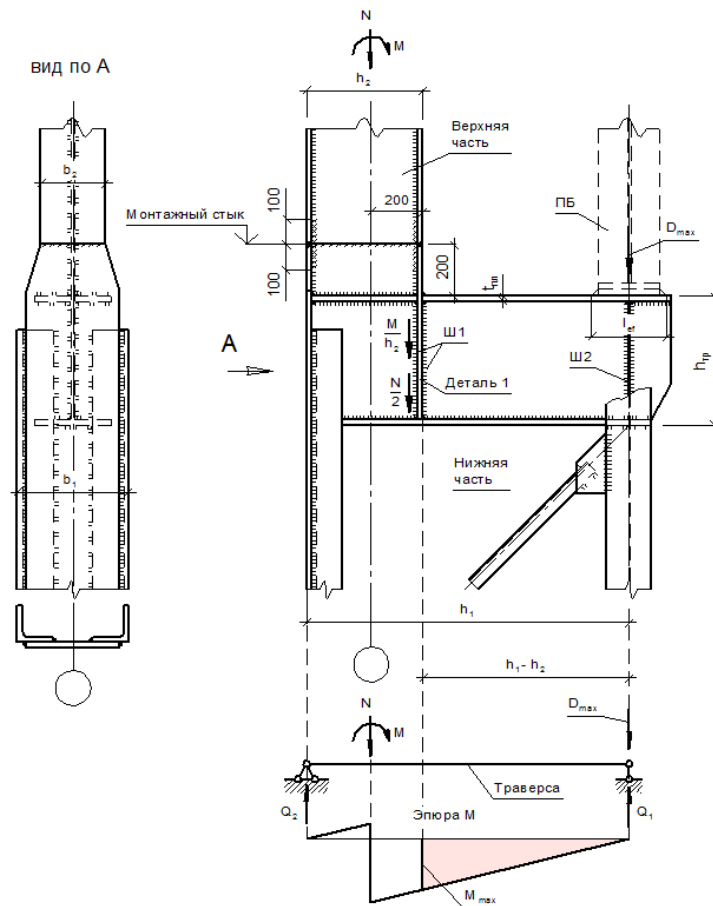


Рис. 9.4. Узел сопряжения двух частей колонны (нижняя часть сквозного сечения).

9.3. База колонны.

База является опорной частью колонны и предназначена для передачи усилий на фундамент. Конструкция базы зависит от типа колонны и способа её сопряжения с фундаментом (жесткое или шарнирное).

В соответствии с принятой расчетной схемой рамы рассматриваются варианты баз с жестким сопряжением с фундаментом.

9.3.1. Общая база.

Общая база принимается для колонн с нижней частью сплошного сечения. Для лучшей передачи момента на фундамент база развивается в плоскости действия момента, а центр тяжести опорной плиты совмещается с центром тяжести сечения колонны.

На рис. 9.5 показана конструкция общей базы для случая одинаковой ширины шатровой и подкрановой частей; показаны варианты анкерных плиток из листовой стали и из двух швеллеров.

На этом же рисунке показана эпюра нормальных напряжений под плитой базы, причем участок с растягивающими напряжениями носит условный характер, т.к. в действительности таких напряжений нет, а происходит отрыв плиты от фундамента.

На рис. 9.6 показан более сложный вариант конструкции общей базы, когда ширина шатровой части b_2 не равна ширине подкрановой части b_1 . В этом случае каждая траверса состоит из двух частей, а опорная плита подкрепляется системой дополнительных ребер.

Расчёт базы начинается с определения размеров опорной плиты в плане.

Ширина плиты $B_{пл}$ первоначально назначается по минимуму – с учетом наименьших свесов c для размещения сварных швов:

$$B_{пл} = b + 2(t_{мп} + c),$$

где b - ширина колонны (максимальное значение);

$t_{мп}$ - толщина траверсы, принимаемая равной 10-16 мм;

c - свес (вылет) опорной плиты за габариты траверс, принимаемый 50-100 мм.

Ширина плиты $B_{пл}$ принимается кратной 10 мм.

Длина плиты $L_{пл}$ определяется из условия обеспечения прочности бетона фундамента на местное смятие:

$$L_{пл} \geq \frac{N}{2B_{пл}R_{b,loc}\psi} + \sqrt{\left(\frac{N}{2B_{пл}R_{b,loc}\psi}\right)^2 + \frac{6M}{B_{пл}R_{b,loc}\psi}},$$

где N, M - расчетная комбинация усилий; учитываются, как минимум, две комбинации с моментами разного знака;

$R_{b,loc}$ - расчетное сопротивление бетона на местное смятие определяется по формуле (8.81) [16]: $R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b$,

здесь: R_b - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, зависит от класса прочности бетона и определяется по табл. 6.8 [16], см. также табл. 9.1.

ψ - коэффициент, принимаемый равным 0,75 при неравномерном распределении местной нагрузки на площади смятия.

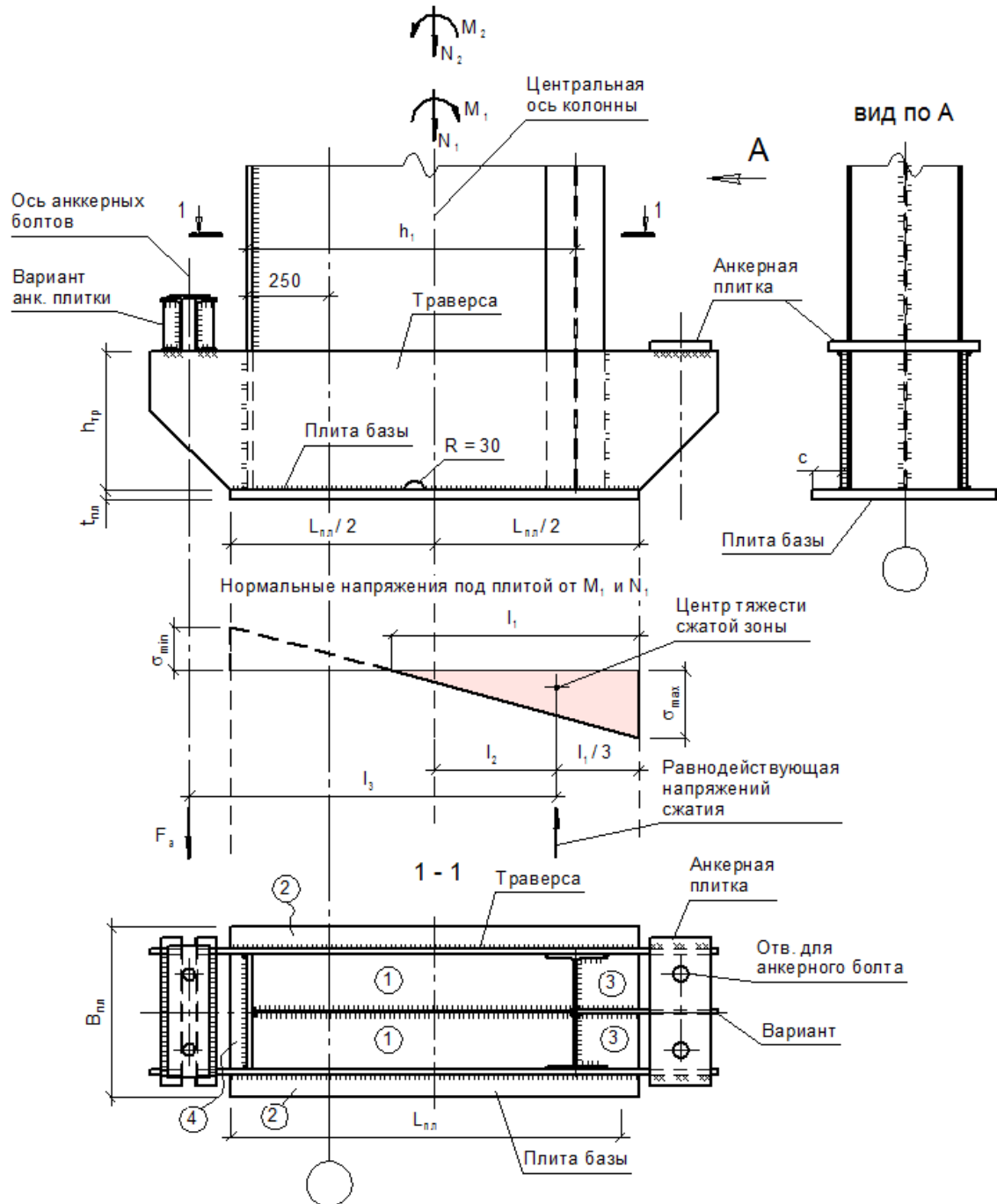


Рис. 9.5. Общая база колонны с одинаковой шириной шатровой и подкрановой частей.

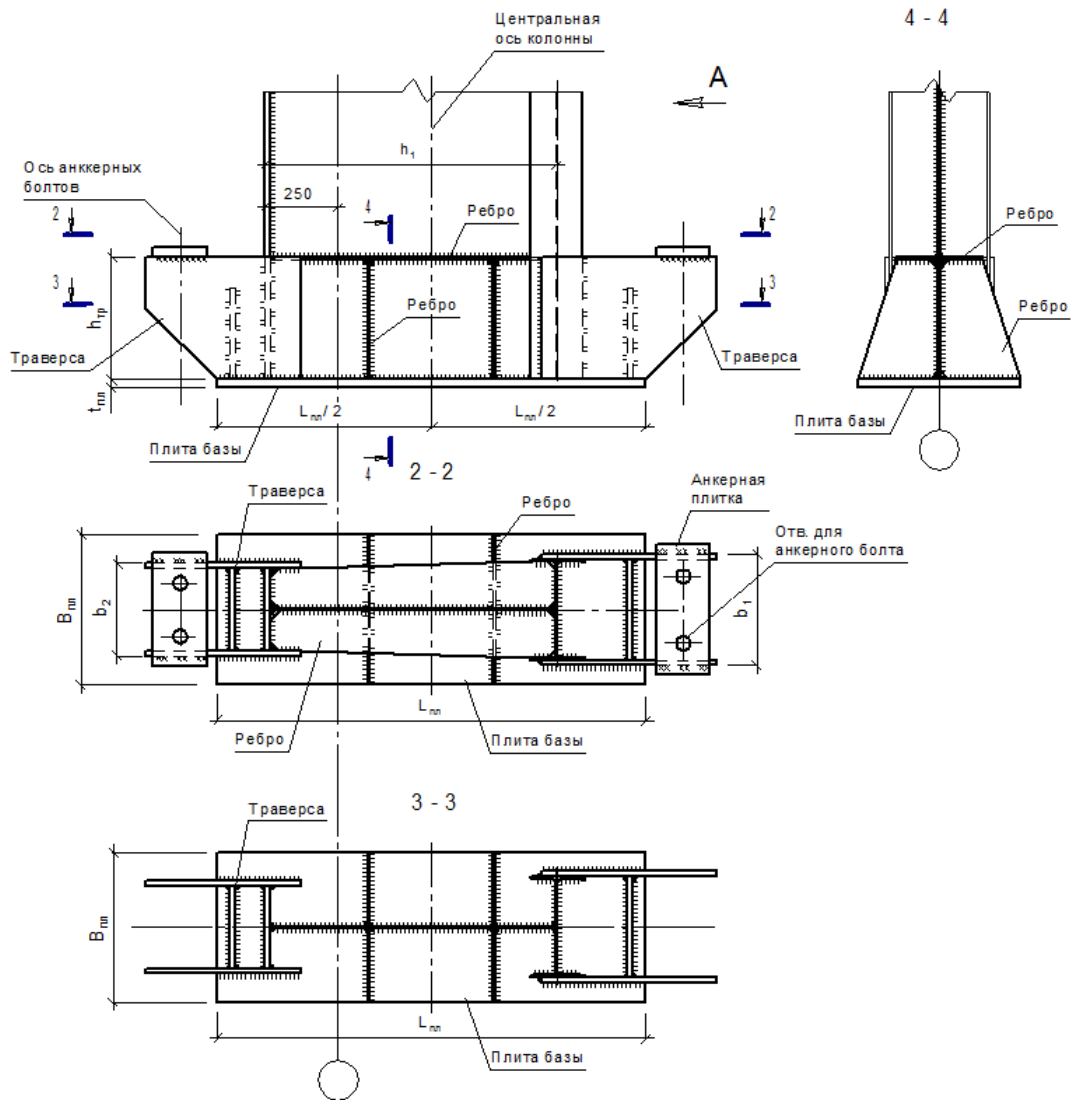


Рис. 9.6. Общая база колонны с разной шириной шатровой и подкрановой частей.

Табл. 9.1. Призменная прочность бетона R_b

Вид сопротивления	Бетон	R_b при классе прочности бетон, кН/см^2		
		$B 15$	$B 20$	$B 25$
Призменная прочность R_b	Тяжелый, мелкозернистый	8,5	11,5	14,5

φ_b - коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_b = 0,8 \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}}, \text{ принимается } \leq 2,5 \text{ и } \geq 1;$$

$A_{b,max}$ - максимальная расчетная площадь обреза фундамента, устанавливаемая по требованиям п. 8.1.44 [16];

$A_{b,loc}$ - площадь приложения сжимающей силы (площадь опорной плиты).

Так как при расчете опорной плиты величины $A_{b,max}$ и $A_{b,loc}$ являются неизвестными, то значение коэффициента φ_b принимается в пределах $1,2 \div 1,5$.

Длина плиты L_{nl} конструктивно должна быть не менее h_1 плюс два свеса плиты для размещения сварных швов и принимается кратной 10 мм.

Центр тяжести плиты совмещается с центром тяжести нижней части колонны.

Краевые напряжения под плитой определяются по формуле:

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{N}{A_{nl}} \pm \frac{M}{W_{nl}} = \frac{N}{B_{nl}L_{nl}} \pm \frac{M}{B_{nl}L_{nl}^2},$$

где N, M - расчетная комбинация усилий; учитываются, как минимум, две комбинации с моментами разного знака.

Толщина плиты t_{nl} определяется расчетом её характерных участков на изгиб от реактивного давления фундамента σ . На рис. 4.9 отмечены следующие участки:

- участок 1 – опирание на 4 стороны;
- участок 2 – консоль с вылетом c ;
- участки 3 и 4 – опирание на 3 стороны.

Изгибающие моменты по участкам определяются согласно разделу 8.6 [5] по следующим формулам:

- для участка, опертого на 4 стороны:

$$M_a = \alpha_1 \cdot \sigma \cdot a^2 \text{ - в направлении короткой стороны;}$$

$$M_b = \alpha_2 \cdot \sigma \cdot a^2 \text{ - в направлении длинной стороны;}$$

здесь α_1 и α_2 - коэффициенты, определяемые по табл. Е.2 [5] в зависимости от отношения более длинной стороны участка к короткой;

- для участка, опертого на 3 стороны:

$M_3 = \alpha_3 \cdot \sigma \cdot d_1^2$, здесь α_3 - коэффициент, определяемый по табл. Е.2 [5] в зависимости от отношения длины стороны a_1 , перпендикулярной к свободной, к длине свободной стороны d_1 ;

- для консольного участка:

$$M_1 = \sigma \cdot c^2 / 2, \text{ здесь } c \text{ - вылет консоли.}$$

В запас прочности для каждого участка принимается максимальное реактивное давление σ , действующее в пределах этого участка.

Из всех моментов в плите выбирается максимальный $M_{nl,max}$, и по его значению определяется толщина плиты t_{nl} :

$$t_{nl} \geq \sqrt{\frac{6M_{nl,max}}{R_y \gamma_c}},$$

где γ_c - коэффициент условий работы плиты, принимаемый согласно табл. 1 [5] в зависимости от толщины плиты:

$$\begin{aligned} t_{nl} \leq 40 \text{ мм: } \gamma_c &= 1,2; \\ 40 \text{ мм} < t_{nl} \leq 60 \text{ мм: } \gamma_c &= 1,15; \\ 60 \text{ мм} < t_{nl} \leq 80 \text{ мм: } \gamma_c &= 1,1. \end{aligned}$$

Принятая толщина плиты должна соответствовать сокращенному сортаменту на листовую сталь.

В связи с тем, что при увеличении толщины проката его расчетное сопротивление падает, не следует принимать толщину плиты более 40 мм.

Переходим к расчету анкерных болтов. При жестком сопряжении колонны с фундаментом анкерные болты работают на растяжение и воспринимают усилие, отрывающее базу от фундамента.

Пару сил, воспринимающую момент, создают, с одной стороны – усилие растяжения в анкерных болтах, с другой стороны – равнодействующая эпюры сжимающих напряжений в бетоне под плитой.

Исходя из условия равновесия сил относительно центра тяжести сжатой зоны бетона можно получить усилие в анкерных болтах с одной стороны базы:

$$F_a = \frac{M - N \cdot l_2}{l_3},$$

где N , M – специальная расчетная комбинация усилий, включающая минимальное значение N и максимальное значение M ;

l_2 – расстояние от центра тяжести сжатой зоны бетона до центра тяжести колонны (рис. 4.9);

l_3 – расстояние от центра тяжести сжатой зоны бетона до оси рассчитываемых анкерных болтов (рис. 4.9).

Требуемая площадь сечения одного анкерного болта нетто (с учетом ослабления резьбой):

$$A_{bn} \geq \frac{F_a}{n \cdot R_{ba} \cdot \gamma_c},$$

где n – количество анкерных болтов с одной стороны базы (обычно 1 или 2 шт.);

R_{ba} – расчетное сопротивление растяжению фундаментных (анкерных) болтов, назначаемое по табл. Г.7 [5] в зависимости от диаметра болтов и нормативного сопротивления (предела текучести) стали болтов R_{yn} ;

$\gamma_c = 1,05$ – табл. 1 [5], п. 3.

Диаметр анкерных болтов принимается в зависимости от A_{bn} по табл. Г.9 [5].

Упорами для гаек анкерных болтов являются анкерные плитки, представляющие из себя стальные пластины с отверстиями под болты и опирающиеся на траверсы базы. Ширина таких пластин назначается конструктивно из условия размещения отверстий, а толщина – из условия расчета плитки на изгиб с учетом её ослабления отверстиями.

Если по расчету толщина анкерной плитки получается слишком большой (> 40 мм), то целесообразно перейти на конструкцию из двух прокатных швеллеров (рис. 9.5), сечение которых также определяется расчетом на изгиб и дополнительно на срез.

Проверяется прочность вертикальных угловых швов, прикрепляющих траверсы к колонне. Для базы по рис. 9.4 таких шва четыре, они работают на условный срез от продольной силы N , изгибающего момента M и поперечной силы Q . В этом случае прочность швов производится согласно п. 14.1.19 [5].

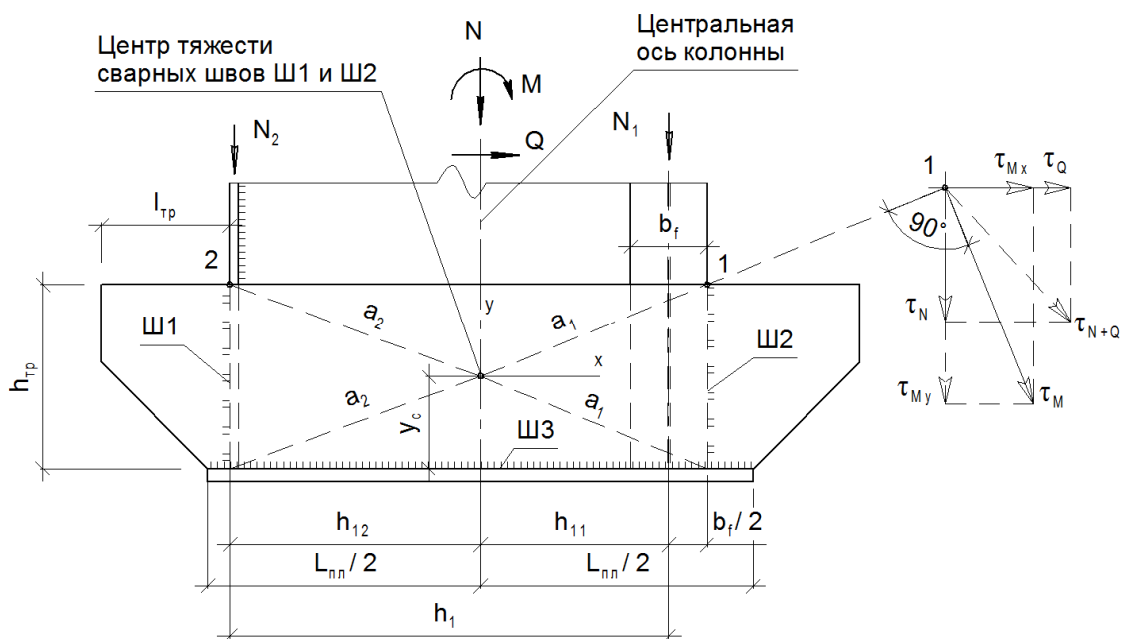


Рис. 9.6. К расчету сварных швов базы колонны.

Наибольшее суммарное напряжение условного среза в сварном шве будет действовать в точке, наиболее удаленной от центра тяжести проверяемых швов. На рис. 9.6 это расстояния a_1 и a_2 , равные в данном случае:

$$a_1 = \sqrt{(h_{11} + b_f / 2)^2 + (h_{mp} / 2)^2}; \quad a_2 = \sqrt{h_{12}^2 + (h_{mp} / 2)^2}.$$

Положим, что $a_1 > a_2$, поэтому покажем все напряжения для точки 1.

Продольная сила N распределится между парами швов Ш1 и Ш2 обратно пропорционально расстояниям от центра тяжести колонны до швов:

$$N_1 = N \frac{h_{12}}{h_1}; \quad N_2 = N \frac{h_{11} + b_f / 2}{h_1}.$$

Напряжение условного среза τ_N от продольной силы распределяется по длинам швов равномерно:

$$\tau_{N1f(z)} = \frac{N_1}{2 \cdot A_{wf(z)}}, \quad \text{где } A_{wf(z)} = k_f \beta_{f(z)} l_w, \quad l_w = h_{mp} - 1 \text{ см}.$$

Напряжение условного среза τ_Q от поперечной силы распределяется по длинам швов также равномерно:

$$\tau_{Qf(z)} = \frac{Q}{4 \cdot A_{wf(z)}}.$$

Напряжение условного среза τ_{Mx} от момента будет максимальным в точке 1:

$$\tau_{Mxf(z)} = \frac{M \cdot y}{2 I_{wxf(z)}}, \quad \text{где } y = h_{mp} / 2; \quad I_{wxf(z)} = A_{wf(z)} \cdot l_w^2 / 12.$$

Напряжение условного среза τ_{My} от момента будет также максимальным в точке 1:

$$\tau_{Myf(z)} = \frac{M \cdot x}{2I_{wyf(z)}}, \text{ где } x = h_{11} + b_f/2; I_{wxf(z)} = A_{wf(z)} \cdot (h_{11} + b_f/2)^2.$$

Результирующая всех напряжений в точке 1:

$$\tau_{f(z)} = \sqrt{(\tau_{Nf(z)} + \tau_{Myf(z)})^2 + (\tau_{Qf(z)} + \tau_{Myf(z)})^2}.$$

Проверка прочности швов в наиболее напряженной точке 1:

$$\frac{\tau_{f(z)}}{R_{wf(z)} \gamma_c} \leq 1.$$

Все вышеприведенные расчеты производятся дважды: по металлу шва (f) и по металлу границы сплавления (z).

В случае невыполнения проверки необходимо увеличить высоту траверсы h_{mp} или катет сварных швов k_f .

Проверяется прочность горизонтальных угловых швов ШЗ, прикрепляющих траверсы к плите базы. Для базы по рис. 4.9 таких шва два, они работают на условный срез от продольной силы N , изгибающего момента M и поперечной силы Q . В этом случае прочность швов производится согласно п. 14.1.19 [5].

Очевидно, что часть усилия с траверс на плиту передается через непосредственное касание, но это обстоятельство в запас не учитывается.

Наибольшее суммарное напряжение условного среза в сварном шве будет действовать в точке, наиболее удаленной от центра тяжести проверяемых швов. На рис. 9.6 это расстояния $a = L_{nl} / 2$.

Напряжение условного среза τ_N от продольной силы распределяется по длинам швов равномерно:

$$\tau_{Nf(z)} = \frac{N}{2 \cdot A_{wf(z)}}, \text{ где } A_{wf(z)} = k_f \beta_{f(z)} l_w, l_w = L_{nl} - 1 \text{ см}.$$

Напряжение условного среза τ_Q от поперечной силы распределяется по длинам швов также равномерно:

$$\tau_{Qf(z)} = \frac{Q}{2 \cdot A_{wf(z)}}.$$

Напряжение условного среза τ_M от момента будет максимальным в крайних точках плиты:

$$\tau_{Myf(z)} = \frac{M \cdot x}{2I_{wyf(z)}}, \text{ где } x = L_{nl} / 2; I_{wyf(z)} = A_{wf(z)} \cdot l_w^2 / 12.$$

Результирующая всех напряжений :

$$\tau_{f(z)} = \sqrt{(\tau_{Nf(z)} + \tau_{Myf(z)})^2 + \tau_{Qf(z)}^2}.$$

Проверка прочности швов в наиболее напряженной точке:

$$\frac{\tau_{f(z)}}{R_{wf(z)} \gamma_c} \leq 1.$$

Все вышеприведенные расчеты производятся дважды: по металлу шва (f) и по металлу границы сплавления (z).

В случае невыполнения проверки необходимо увеличить катет сварных швов k_f .

Производится проверка прочности самой траверсы от усилия в анкерных болтах. Рассматривается консольная часть траверсы, выступающая за обрез плиты (рис. 9.6).

Изгибающий момент $M_{mp} = F_a \cdot l_{mp} / 2$; поперечная сила $Q_{mp} = F_a / 2$, где F_a - усилие в анкерных болтах с одной стороны базы.

Прочность траверсы проверяется с учетом совместного действия нормальных σ_{mp} и касательных τ_{mp} напряжений:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_{mp}^2 + 3\tau_{mp}^2} \leq 1; \quad \frac{\tau_{mp}}{R_s \gamma_c} \leq 1,$$

$$\text{где } \sigma_{mp} = \frac{M_{mp}}{W_{mp}}; \quad \tau_{mp} = \frac{Q_{mp}}{A_{mp}}; \quad W_{mp} = \frac{t_{mp} \cdot h_{mp}^2}{6}; \quad A_{mp} = t_{mp} \cdot h_{mp}.$$

В случае невыполнения проверок необходимо увеличить сечение траверсы путем изменения её толщины и высоты (вместе или в отдельности).

Кроме N и M на базу оказывают воздействие поперечные силы Q_x (в плоскости рамы) и Q_y (из плоскости рамы в связевых блоках). Анкерные болты в этом случае в расчет не принимаются; не учитывается также трение плиты о бетон фундамента.

В связи с этим в узле опирания базы с фундаментом должны быть предусмотрены специальные упоры, устанавливаемые после монтажа колонн. Такие упоры крепятся с помощью сварки к закладным деталям в фундаменте.

9.3.2. Раздельная база.

Раздельная база принимается для колонн с нижней частью сквозного сечения. В этом случае для каждой ветви устраивается своя база (рис. 7.9). Эти базы рассчитываются отдельно по аналогии с базами центрально сжатых колонн.

Для каждой ветви расчетными будут максимальные сжимающая - N и растягивающая + N силы.

На действие сжимающей силы рассчитываются размеры плит в плане, их толщина, высота траверс.

На действие растягивающей силы рассчитываются анкерные болты, размеры анкерных плиток и траверсы.

Ввиду очевидности таких расчетов здесь не приводятся расчетные формулы, которые можно найти, на пример, в [19].

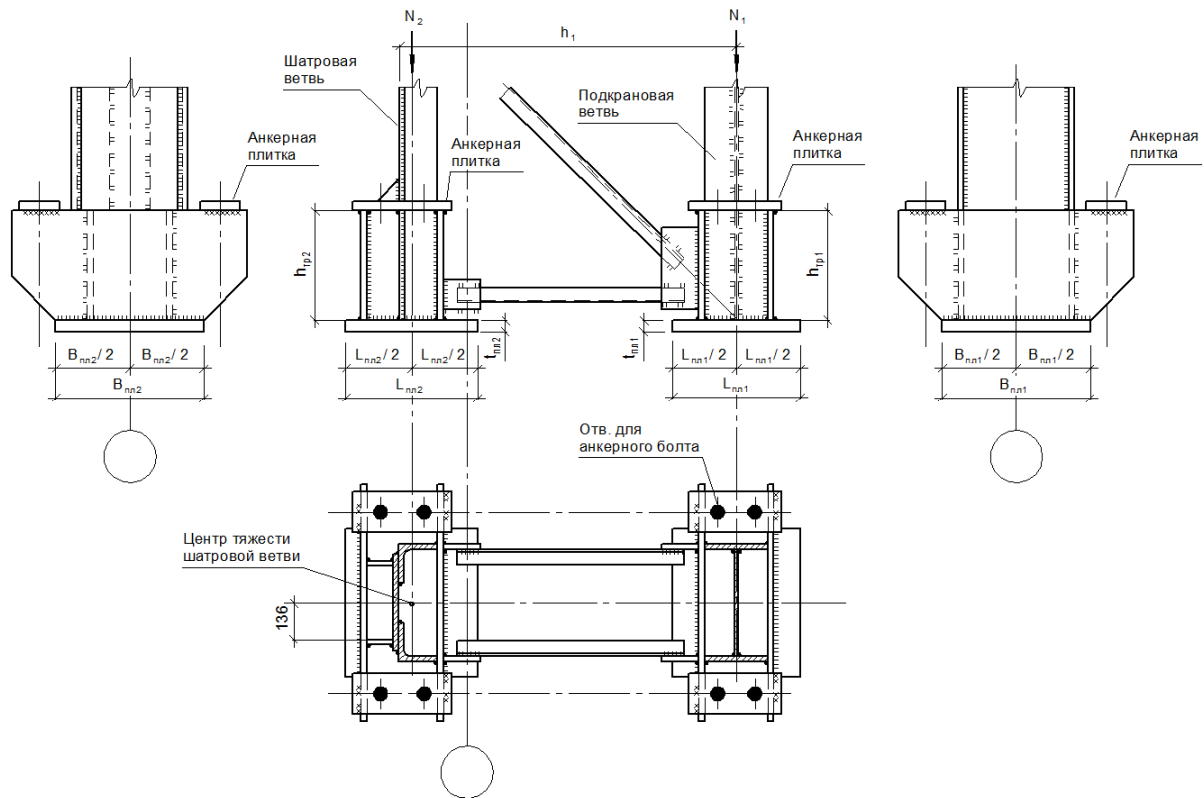


Рис. 9.7. Раздельная база.

Описанные выше способы расчета баз колонн условны и приближительны, давая завышенные значения параметров. Об этом говорят расчеты, выполненные с учетом геометрической и физической нелинейности. До последнего времени такие расчеты реализовывались с помощью сложных и громоздких программ (*NASTRAN*, *ANSYS* и др.), что никак не назовешь инженерными методами.

Однако ситуация изменилась с появлением программ, позволяющих решать задачи быстро и просто. Одним из примеров таких программ является *IDEA Statica*.

В примерах расчета (части 2 и 3 настоящего пособия) показано применение этой программы.

Студентам рекомендуется ознакомиться с программой *IDEA Statica* и применить её для расчета базы.

10. Оформление курсового проекта.

Курсовой проект состоит из пояснительной записки и графического материала.

Пояснительная записка оформляется на компьютере (текстовый редактор *Microsoft Word*) с включением задания, всех необходимых расчетов, рисунков и списка использованных источников. За образец выполнения записки может быть взят пример расчета (части 2 или 3 настоящего пособия). Для сокращения физического объема записки желательна печать на обеих сторонах листов бумаги.

Графический материал состоит из 1 листа чертежа формата А1.

В общих указаниях в дополнение к требованиям, предусмотренным ГОСТ 21.101 [20], приводят:

- сведения о нагрузках;
- расчетную схему;
- сведения о нагрузках на фундаменты;
- указания по защите металлических конструкций от коррозии.

По возможности эта информация указывается в виде таблиц, форма таблиц приведена в приложении В [21].

На чертеже изображаются:

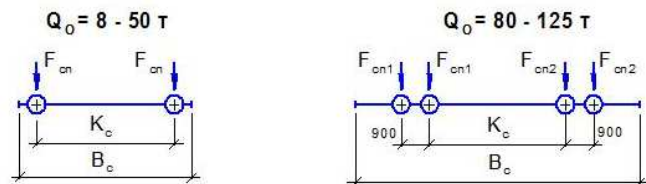
- планы размещения основных конструкций на отметках верхнего и нижнего поясов ферм;
- поперечный и продольные разрезы;
- узел сопряжения ригеля и колонны;
- узел сопряжения верхней и нижней частей колонн;
- узел опирания колонны на фундамент;
- узел опирания прогонов;
- узел крепления подкранового рельса;
- ведомость элементов;
- технические требования (примечания).

Список использованных источников

1. ГОСТ 23838-89. Здания предприятий. Параметры.
2. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения: межгосударственный стандарт Российской Федерации: утвержден и введен в действие Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 11 декабря 2014 года № 1974-ст: дата введения 2015-07-01, - Москва: Стандартинформ, 2015. – Текст: непосредственный.
3. СП 131.13330.2020. СНиП 23-01-99*. Строительная климатология. Изменение №1, 2 / Минстрой России. - М.: ФГУП Стандартинформ, 2021. – 149 с.
4. СП 20.13330.2016. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. Изменения № 1, 2, 3, 4, 5/ Минстрой России. - М.: Стандартинформ, 2018. – 105 с.
5. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции: издание официальное: утвержден и введен в действие Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 24 февраля 2017 № 126/пр: актуализированная редакция СНиП II-23-81*: дата введения 28 августа 2017. – Москва, 2017. – 145 с. : ил. – Текст: непосредственный. С изменениями №№ 1, 2, 3, 4, 5 и 6.
6. ГОСТ 25546-82*. Краны грузоподъемные. Режимы работы.
7. Руководство по проектированию одноэтажных и многоэтажных производственных зданий со стальным каркасом в сейсмических районах. М., Стройиздат, 1977.
8. СП 63.13330.2018. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Изменения № 1, № 2.
9. Металлические конструкции. В 3 томах. Том 2. Конструкции зданий: учебник для строит. вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов, Г.И. Белый [и др.]; под ред. В.В. Горева. – М.: Высшая школа, 1999. – 528 с.: ил. – Текст: непосредственный.
10. Металлические конструкции. Учебник для вузов. Г.С. Ведеников, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.; под ред Г.С. Веденикова, перераб. и доп. М., Стройиздат, 1998. – 760 с.; 9-е изд. под ред. Ю.И. Кудишина, 2009. – М.; Академия, 688 с.
11. Пронин В.В. Разрезные подкрановые балки. Конструирование, расчеты. [Текст]: учебное пособие для вузов / В.В. Пронин; Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. - Нижний Новгород: ННГАСУ, 2016. – 97 с. ISBN.
12. Колотов О.В. Стальная стропильная ферма покрытия одноэтажного производственного здания. Рабочее проектирование на стадиях КМ и КМД : учеб. пособ. / О.В. Колотов, В.В. Пронин; Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т – Н.Новгород: ННГАСУ, 2024. – 57 с.
13. Пронин В.В. Методические указания к практическим занятиям по курсу металлических конструкций. Задания и примеры выполнения [Текст]: учебное пособие для вузов / В.В. Пронин; Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. – 4-е изд. – Нижний Новгород: ННГАСУ, 2025. – 74с. ISBN 978-5-528-00464-8. - Текст: непосредственный.
14. ГОСТ 24045-2016. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия: – введ. 2017-04-01.
15. СП 294.1325800.2017. Конструкции стальные. Правила проектирования.
16. СП 63.13330.2018. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Изменения № 1, 2 / Минстрой России. - М.: Стандартинформ, 2022. – 118 с.

17. ГОСТ 25711-83. Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 т.
18. ГОСТ 6711-81. Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 80 до 500 т.
19. Колотов О.В. Расчет и конструирование стальной рабочей площадки промышленного здания [Текст]: учеб. пособ. / О.В. Колотов, В.В. Пронин, И.А. Ямбаев, О.Б. Иванова, Е.А. Кочетова; Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т –ь Н.Новгород: ННГАСУ, 2023. – 78 с. ISBN 978-5-528-00509-6.
20. ГОСТ 21.101-97^х. Система проектной документации для строительства. Основные требования к проектной и рабочей документации.
21. ГОСТ 21.502-2016. Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации металлических конструкций. М.. Стандартиформ, 2017.
22. Расчет профилированных настилов систем ООО «Компания Металл Профиль». ЦНИИПСК им. Мельникова, М., 2014. - 72 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ



Приложение П.1

Справочные данные мостовых кранов общего назначения грузоподъемностью $Q_0 = 8 - 125$ т

Табл. П.1

Q ₀ (т)	L _c (м)	Размеры крана (мм)				Нормативное давление колеса (кН)						Вес тележки крана G _т (кН)			Вес крана с тележкой G _c (кН)			Рекомендуемый крановый рельс	ГОСТ на кран
		H _c	B ₁	K _c	B _c	F _{cn1}			F _{cn2}			1К-3К	4К-6К	7К,8К	1К-3К	4К-6К	7К,8К		
						1К-3К	4К-6К	7К,8К	1К-3К	4К-6К	7К,8К								
8	16,5	1900	230	4400	5400	60	80	110				22			86	125	200	P43, КР 70	25711
	22,5					70	85	125							117	145	265		
	28,5			80	100	145				148	205				335				
	34,5			90	115	165				180	265				415				
12,5	16,5	1900	230	4400	5500	85	120	135				30			103	160	285	P43, КР 70	25711
	22,5					95	135	145							141	205	360		
	28,5			105	155	165				178	260				465				
	34,5			115	170	195				216	320				575				
20	16,5	2400	260	4400	5600	135	170	195				63			149	220	285	P43 (P50 – для 7К,8К), КР 70	25711
	22,5					150	180	220							203	255	360		
	28,5			165	200	255				257	332				465				
	34,5			180	235	285				311	465				575				
32	16,5	2750	300	5100	6300	210	235	280				87			211	280	425	P50, КР 70 (КР 80 – для 7К,8К)	25711
	22,5					225	260	315							288	350	520		
	28,5			245	280	345				365	410				620				
	34,5			260	320	380				442	565				730				
50	16,5	3150	300	5600	6860	305	360	430				135			289	415	580	КР 80	25711
	22,5					335	380	470							394	485	690		
	28,5			360	415	505				499	595				790				
	34,5			385	455	525				604	731				860				
80	16	3700	400	4600	9600	316	357		335	367		320	390		850	980		КР 100 (КР 120 – для 6К)	6711
	22					345	380		365	390					970	1100			
	28	365	411		390	420		1090	1260										
	34	385	430		410	440		1220	1410										
100	16	4000	400	4600	9600	372	412		392	422		360	420		950	1070		КР 120	6711
	22					402	441		431	451					1070	1170			
	28			440	471		460	480		1170	1370								
	34			460	490		480	500		1310	1520								
125	16	4300	400	4600	9400	431	420		461	430		380	450		970	1130		КР 120	6711
	22					471	447		500	457					1100	1230			
	28			500	478		530	488		1220	1420								
	34			525	500		560	510		1410	1590								

Приложение П.2

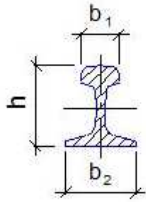
Выписка из ГОСТ 19903-74 «Прокат листовой горячекатаный»

Рекомендованные для учебного проектирования толщины листов, мм:

4; 5; 6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 38; 40; 42; 45; 48; 50.

Ширина листов, мм:

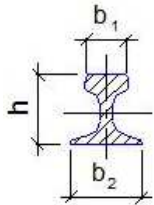
500; 510; 600; 650; 670; 700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800; 2900; 3000; 3200; 3400; 3600; 3800.



Приложение П.3

Рельсы железнодорожные для дорог широкой колеи
по ГОСТ Р 51685-2000

Тип рельса	b_1 (мм)	b_2 (мм)	h (мм)	g (кг/м)	I_x (см ⁴)	I_t (см ⁴)
P-43	70	114	140	44,65	1489	127
P-50	72	132	152	51,63	2018	201



Рельсы крановые по ГОСТ 4121-96

Тип рельса	b_1 (мм)	b_2 (мм)	h (мм)	g (кг/м)	I_x (см ⁴)	I_t (см ⁴)
KP70	70	120	120	46,10	1040,18	253
KP80	80	130	130	59,81	1504,57	387
KP100	100	150	150	83,09	2768,43	765
KP120	120	170	170	113,47	4754,83	1310
KP140	140	170	170	141,70	5486,19	2130

Обозначения в таблицах:

b_1 – ширина головки рельса;

b_2 – ширина подошвы рельса;

h – высота рельса;

I_t – момент инерции рельса на кручение.

Приложение П.4

Справочные данные по профилированным настилам Расчетные значения предельных нагрузок на профилированный настил

Тип профнастила	шаг опор, м	Предельная нагрузка, кг/м ² , при расчетной схеме			
		1 - пролётной	2 - пролётной	3 - пролётной	4 - пролётной
Н57-750-0,7	3	290	262	309	295
	4	91	170	199	190
Н57-750-0,8	3	337	365	426	409
	4	106	205	256	245
Н60-845-0,5	3	148	134	-	146
Н60-845-0,55	3	168	159	-	174
Н60-845-0,7	3	282	247	269	270
	4	102	172	184	175
Н60-845-0,8	3	334	314	378	343
	4	122	203	254	241
Н60-845-0,9	3	376	388	504	424
	4	138	240	300	286
Н60-845-1,0	3	395	446	-	512
Н75-750-0,7	3	450	308	350	337
Н75-750-0,8	3	516	411	467	449
	4	248	296	370	345
Н75-750-0,9	3	604	526	597	575
	4	293	347	434	405
Н75-750-1,0	3	622	632	741	713
Н114-750-0,7	3	636	256	291	280
Н114-750-0,8	3	871	348	396	381
	4	588	588	735	-
	6	193	261	-	-
Н114-750-0,9	3	1113	445	506	487
	4	659	659	824	-
	6	218	293	-	-
Н114-750-1,0	3	1276	563	639	615
	4	733	733	916	-
	6	244	325	-	-
Н114-600-0,7	3	734	314	357	343
Н114-600-0,8	3	1048	427	485	467
	4	602	612	765	-
	6	201	272	-	-
Н114-600-0,9	3	1192	546	621	597
	4	685	689	862	-
	6	228	306	-	-
Н114-600-1,0	3	1352	690	784	755
	4	771	771	917	-
	6	258	345	-	-
Н114-600-1,2	3	1508	992	1128	1085
Н126-978-0,7	4	446	446	557	518
	6	198	198	248	230
	9	88	88	110	102
Н126-978-0,8	4	523	523	654	608
	6	233	233	291	270
	9	103	103	129	120

H126-978-0,9	4	605	605	756	703
	6	269	269	336	312
	9	119	119	149	139
H126-978-1,0	4	887	887	859	799
	6	305	305	382	355
	9	136	136	170	158
H135-930-0,7	4	504	504	630	586
	6	224	224	280	261
	9	100	100	125	116
H135-930-0,8	4	592	592	740	688
	6	263	263	329	306
	9	117	117	146	136
H135-930-0,9	4	684	684	855	795
	6	304	304	380	354
	9	135	135	169	157
H135-930-1,0	4	778	778	973	905
	6	346	346	432	402
	9	154	154	192	179
H153-840-1,0	4	839/841 ^{x)}	518/555 ^{x)}	616/663 ^{x)}	-
	6	373/374 ^{x)}	277/293 ^{x)}	333/353 ^{x)}	-
	9	166/166 ^{x)}	142/149 ^{x)}	-	-
H153-840-1,2	4	1037/1023 ^{x)}	692/729 ^{x)}	827/873 ^{x)}	-
	6	461/455 ^{x)}	363/379 ^{x)}	438/458 ^{x)}	-
	9	205/202 ^{x)}	183/190 ^{x)}	-	-
H153-840-1,5	4	1298	982/988 ^{x)}	1181/1188 ^{x)}	-
	6	577	503/505 ^{x)}	610/613 ^{x)}	-
	9	256	248/249 ^{x)}	-	-
H158-750-1,0 H160-750-1,0	4	973/970 ^{x)}	600/653 ^{x)}	714/781 ^{x)}	-
	6	433/431 ^{x)}	321/343 ^{x)}	385/414 ^{x)}	-
	9	192	165/174 ^{x)}	-	-
H158-750-1,2 H160-750-1,2	4	1202/1181 ^{x)}	800/856 ^{x)}	956/1025 ^{x)}	-
	6	534/525 ^{x)}	420/444 ^{x)}	506/537 ^{x)}	-
	9	237/233 ^{x)}	212/222 ^{x)}	-	-
H158-750-1,5 H160-750-1,5	4	1505/1500 ^{x)}	1133/1157 ^{x)}	1362/1392 ^{x)}	-
	6	669/667 ^{x)}	580/590 ^{x)}	704/716 ^{x)}	-
	9	297/296 ^{x)}	287/291 ^{x)}	-	-

^{x)} при сжатых широких полках

Выделенные значения нагрузок приняты по отчету ЦНИИПСК им. Мельникова [14], приведенные величины - минимальные, независимо от положения настила.

^{x)} при сжатых широких полках

Пронин Владислав Валерьевич

Стальной каркас
одноэтажного однопролетного производственного
здания с опорными мостовыми кранами

Часть 1

Теоретические основы
компоновки, расчетов и конструирования

Учебное пособие

Подписано в печать формат 60x90 1/8. Бумага газетная. Печать трафаретная.
Уч. изд. л. 9,3. Усл. печ. л. 9,6. Тираж 50 экз. Заказ №

Федеральное государственное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»
603000, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.
Полиграфический центр ННГАСУ, 603000, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65
<http://www.nngasu.ru>, rector@nngasu.ru