

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
БРЕСТСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ
КАФЕДРА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсового проекта по дисциплине

«МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ»

«Стальной каркас одноэтажного производственного здания»

для студентов специальности Т.19.01

«Промышленное и гражданское строительство»

Брест 2000

УДК 624.014 (07)

Методические указания разработаны в соответствии с программой курса «Металлические конструкции» для студентов специальности Т.19.01 «Промышленное и гражданское строительство» и содержат указания по выполнению курсового проекта «Стальной каркас одноэтажного производственного здания». Приведен пример компоновки, статического расчета, расчета и конструирования колонны и фермы поперечной рамы каркаса здания.

Составители: Л. Г. Головки, ст. преподаватель

В. И. Драган, профессор, к. т. н.

С. М. Ляликов, доцент, к. т. н.

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	4
1. Компоновка конструктивной схемы каркаса здания	5
1.1. Размещение колонн здания в плане	5
1.2. Компоновка поперечной рамы	6
1.3. Выбор схемы связей	6
1.3.1. Связи между колоннами	7
1.3.2. Связи по покрытию	9
2. Пример расчета и конструирования поперечной рамы	12
2.1. Исходные данные	12
2.2. Компоновка поперечной рамы	13
2.2.1. Вертикальные размеры	13
2.2.2. Горизонтальные размеры	14
2.3. Определение нагрузок на раму	14
2.3.1. Постоянная нагрузка	14
2.3.2. Снеговая нагрузка	15
2.3.3. Крановые нагрузки	15
2.3.4. Ветровая нагрузка	16
2.4. Статический расчет поперечной рамы	17
2.5. Расчет и конструирование ступенчатой колонны	23
2.5.1. Расчетные усилия в колонне	24
2.5.2. Расчетные длины колонны	24
2.5.3. Подбор сечения верхней части колонны	25
2.5.4. Подбор сечения нижней части колонны	31
2.5.5. Сопряжение надкрановой и подкрановой частей колонны	36
2.5.6. База колонны	40
2.6. Расчет и конструирование стропильной фермы	47
2.6.1. Исходные данные	47
2.6.2. Расчетные длины стержней фермы	49
2.6.3. Подбор сечений стержней фермы	50
2.6.4. Расчет и конструирование узлов фермы	54
3. Рекомендации по графическому оформлению чертежа отправочного элемента фермы	69
Литература	72

Введение

Курсовой проект «Стальной каркас одноэтажного производственного здания» разрабатывается студентами специальности Т.19.01 «Промышленное и гражданское строительство» с целью изучения вопросов расчета и конструирования металлических конструкций производственных зданий, что способствует повышению качества усвоения материала. Выполнение курсового проекта закрепляет и углубляет теоретические знания, позволяет приобрести практические навыки в решении многих теоретических вопросов, а также научиться правильно пользоваться нормами проектирования и другой технической литературой.

Методические указания создают удобства для самостоятельной работы студентов над проектом, особенно студентов заочной формы обучения, так как материал изложен в виде сквозного примера, иллюстрированного многочисленными рисунками. Параллельно с расчетом изложены основные теоретические положения расчета и конструирования элементов каркаса производственного здания.

Приступая к работе над проектом, студент должен изучить выданное ему задание, ознакомиться с теоретическим материалом, используя рекомендуемую литературу и конспект лекций. Это необходимо для того, чтобы получить ясное представление о проектируемом объекте.

Курсовой проект состоит из расчетной и графической частей. В расчетно-пояснительной записке излагаются все этапы выполнения проекта с краткими обоснованиями конструктивных решений, расчетами. При выполнении расчетов рекомендуется параллельно заниматься конструктивной разработкой, результаты которой помещаются в тексте записки в виде эскизов. В конце приводится перечень используемой литературы. Расчетно-пояснительная записка оформляется в соответствии с требованиями стандарта института.

Графическая часть проекта включает в себя разрез здания, схемы связей по покрытию и колоннам, узлы здания (сопряжение фермы с колонной, сопряжение надкрановой и подкрановой частей колонны, база колонны, укрупнительные узлы фермы) на стадии КМ и отправочный элемент стропильной фермы на стадии КМД. Чертежи выполняются с соблюдением ГОСТов и ЕСКД по образцам, имеющимся на кафедре строительных конструкций.

1. Компонировка конструктивной схемы каркаса здания

Проектирование каркаса производственного здания начинается с компоновки его конструктивной схемы. Исходным материалом является задание на курсовое проектирование, в котором даны генеральные размеры цеха (пролет, длина, высота до уровня головки кранового рельса), а также грузоподъемность и режим работы кранов, снеговой и ветровой районы, тип местности и др.

При компоновке конструктивной схемы каркаса решаются вопросы размещения колонн здания в плане, выбирается схема поперечной рамы, назначаются и взаимоувязываются размеры основных конструктивных элементов каркаса, разрабатывается система связей по колоннам и шатру здания.

1.1. Размещение колонн здания в плане

При проектировании стального каркаса цеха необходимо, прежде всего, наметить сетку колонн (рис. 1.1). Согласно требованиям унификации промышленных зданий расстояния между колоннами поперек здания (пролет) приняты кратными 6 м (24, 30 и 36 м). Расстояние между колоннами в продольном направлении (шаг колонн) также приняты кратными 6 м (6 или 12 м). Колонны у торцов здания обычно смещают с модульной сетки внутрь цеха на 500 мм для возможности использования типовых ограждающих плит и панелей с номинальной длиной 6 или 12 м.

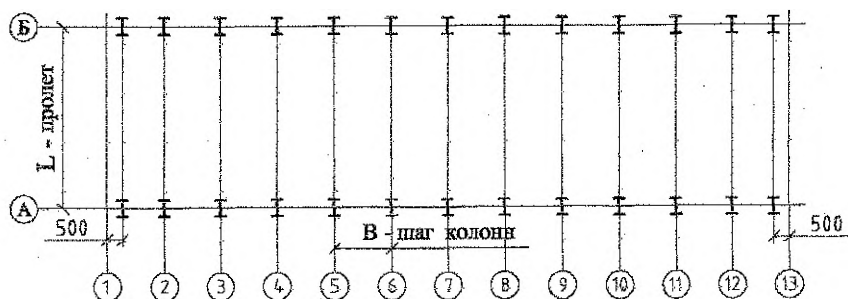


Рис. 1.1. Сетка колонн однопролетного здания.

Продольные элементы каркаса удлиняются или укорачиваются от изменения температуры и при большой длине здания в конструкциях могут возникать большие дополнительные напряжения. Поэтому в необходимых случаях здание разрезают на отдельные блоки поперечными температурными швами. Нормами проектирования установлены предельные размеры температурных блоков (табл. 42 [1]). В месте разрезки здания ставят две поперечные рамы, не связанные между собой какими-либо продольными элементами. При этом колонны смещают с оси на 500 мм в каждую сторону, подобно тому, как это делают у торца здания (рис. 1.2, а).

1.2. Компоновка поперечной рамы

Основными несущими элементами стального каркаса промышленного здания, воспринимающими большинство действующих нагрузок, являются плоские поперечные рамы, образованные колоннами и ригелями (стропильными фермами). В пространственный каркас эти рамы объединены продольными элементами (подкрановыми балками, ригелями стенового ограждения, распорками, связями, прогонами или панелями кровли, фонарями).

Компоновку поперечной рамы начинают с установления основных габаритных размеров элементов конструкций в плоскости рамы. Размеры по вертикали привязываются к отметке уровня пола, принимая ее нулевой. Размеры по горизонтали привязывают к продольным осям здания. Все размеры принимают в соответствии с основными положениями по унификации. Сначала целесообразно установить вертикальные размеры, а затем – горизонтальные.

Пример компоновки поперечной рамы рассмотрен ниже.

1.3. Выбор схемы связей

Важным элементом стального каркаса промышленного здания является система связей. Связи обеспечивают неизменяемость пространственной системы каркаса, устойчивость его сжатых элементов, совместную пространственную работу конструкций каркаса, что имеет большое значение для повышения жесткости сооружения. Связи предназначены для восприятия и передачи на фундамент определенных силовых воздействий (ветер, горизонтальные крановые нагрузки), а также обеспечения условий высококачественного монтажа.

Связи подразделяются на связи между колоннами и связи по покрытию.

1.3.1. Связи между колоннами

Система связей между колоннами обеспечивает геометрическую неизменяемость каркаса в продольном направлении и устойчивость колонн из плоскости поперечных рам. Эти связи устанавливают ниже подкрановых балок в плоскости каждой из ветвей колонны, а также выше подкрановой балки по оси сечения колонны. Для уменьшения температурных напряжений их ставят в середине цеха или температурного блока (рис. 1.2). Вертикальные связи образуют связевую ферму, представляющую собой жесткий диск. К этому диску с помощью продольных элементов прикрепляются другие колонны. Так как связевая ферма обладает большой жесткостью, то она воспринимает все продольные нагрузки (ветровая нагрузка на торец здания, продольное торможение мостовых кранов). При большой длине цеха или блока устраиваются вертикальные связи в двух местах так, чтобы расстояние от торца здания или температурного шва до оси ближайшей вертикальной связи, а также расстояние между этими связями не превосходило допустимых значений (табл. 42 [1]).

В торцах здания или температурного блока крайние колонны соединяют между собой вертикальными связями только в надкрановой части колонны. Их установка целесообразна с точки зрения монтажных условий: сразу же после монтажа первая и вторая колонны объединяются связями в П-образную раму. Затем к этой раме распорками прикрепляют все остальные колонны, тем самым обеспечивается их правильное установочное положение. Вследствие относительно малой жесткости надкрановой части колонны, расположение верхних связей в торцах незначительно сказывается на температурных напряжениях.

Решетка вертикальных связей чаще проектируется крестовой (рис. 1.2, а). Элементы этой решетки работают на растяжение при любом направлении продольных сил. Так же применяется треугольная решетка (рис. 1.2, б), элементы которой работают на растяжение и сжатие. Схема решетки выбирается так, чтобы углы между вертикалью и элементами решетки были близки к 45° (для удобства крепления к колоннам) (рис. 1.2, а). При большом шаге колонн или когда необходим свободный проезд между колоннами среднего ряда в многопролетных зданиях в нижней части колонн целесообразна установка порталных связей (рис. 1.2, в). В высоких цехах с целью уменьшения расчет-

ной длины колонн из плоскости рамы могут устанавливаться распорки, концы которых должны крепиться к узлам вертикальной связевой фермы (рис. 1.2, б).

Сечения связей выполняют из уголков, швеллеров, прямоугольных и круглых труб. Крепят связи к колоннам болтами грубой точности и монтажной сваркой.

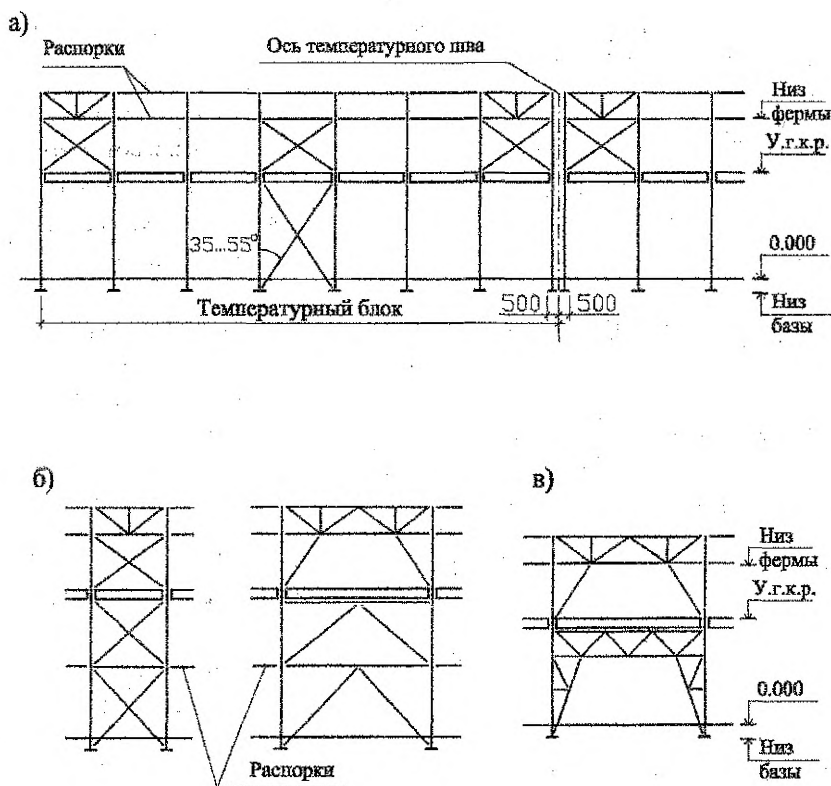


Рис. 1.2. Вертикальные связи между колоннами.

1.3.2. Связи по покрытию

Связи между фермами обеспечивают пространственную жесткость каркаса, устойчивость сжатых элементов ригеля из плоскости рам, перераспределяют крановую горизонтальную нагрузку от поперечного торможения, приложенную к одной из рам, на соседние рамы. Система связей по покрытию состоит из горизонтальных и вертикальных связей. В свою очередь горизонтальные связи состоят из поперечных и продольных. Горизонтальные связи располагаются в плоскостях нижнего и верхнего поясов ферм (рис. 1.3, а, б, в) или только в плоскости нижних поясов (рис. 1.3, г).

Связи по верхним поясам ферм предназначены для обеспечения устойчивости сжатых поясов из плоскости ферм и состоят из поперечных связевых ферм и распорок между ними. Такие связи целесообразно располагать в торцах цеха или температурного блока, чтобы вместе с поперечными горизонтальными связями, расположенными по нижним поясам ферм, и вертикальными связями обеспечить пространственную жесткость покрытия. При длине цеха или блока более 144 м устанавливаются промежуточные поперечные связевые фермы. Это уменьшает перемещения поясов ферм, возникающие вследствие податливости связей. Дополнительные связи по покрытию располагаются обычно в местах вертикальных связей по колоннам.

Для закрепления верхних поясов других ферм из их плоскости предусматриваются распорки в коньковом или соседнем узле, которые прикрепляются к торцевым связям. В процессе монтажа (до постановки плит покрытия или прогонов) гибкость верхнего пояса из плоскости фермы не должна быть более $\lambda_n = 220$. Если распорка у конька не обеспечивает этого условия, между ней и распоркой в плоскости колонн ставятся дополнительные распорки.

Система связей по нижним поясам ферм состоит из поперечных и продольных связей. Эти связи обеспечивают геометрическую неизменяемость каркаса в плане. При работе мостовых кранов возникают нагрузки, вызывающие поперечные и продольные деформации каркаса цеха. Если поперечная жесткость каркаса недостаточна, краны при движении могут заклиниваться. Поэтому, чтобы обеспечить нормальные условия их эксплуатации, а также сохранность ограждающих конструкций, и устанавливаются горизонтальные продольные связи, которые уменьшают поперечные деформации отдельных плоских рам путем перераспределения сосредоточенных боковых воздействий на соседние рамы. Эти связи, также, обеспечивают развязку нижних поясов

ферм из плоскости рамы. Их ширина обычно назначается равной длине первой панели нижнего пояса фермы. Согласно норм (п. 13.19* [1]) продольные горизонтальные связи в плоскости нижних поясов стропильных ферм предусматриваются в однопролетных зданиях большой высоты (при отметке низа стропильных ферм выше 18 м); в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью 10 тс и более; в зданиях с кранами групп режимов работы 6К ... 8К при любой грузоподъемности.

Поперечные связи закрепляют продольные, а в торцах здания служат верхней опорой стоек фахверка и воспринимают ветровую нагрузку, направленную на торец здания. В плоскости нижних поясов ферм устанавливают также промежуточные поперечные связи в местах расположения поперечных связей по верхним поясам ферм. Ширину поперечных связей назначают равной шагу колонн (6 или 12 м), а при шаге 12 м ее, иногда, принимают 6 м (рис. 1.3, в).

Вертикальные связи (на рис. 1.3 показаны пунктирными линиями) между стропильными фермами взаимно их связывают, тем самым создают удобства для монтажа (закрепляют фермы от опрокидывания, фиксируют их правильное положение), ограничивают гибкость сжатых верхних поясов ферм во время монтажа в пределах допустимой. Вертикальные связи располагают в плоскости вертикальных стоек стропильных ферм. Для удобства крепления элементов связей эти стойки часто проектируют крестового сечения из двух уголков. Связи изготавливают обычно в виде отдельных фермочек. Их ставят: при наличии поперечных связей по верхним поясам — через 12-15 м (одна или две по ширине пролета); при отсутствии поперечных связей — в плоскостях всех стоек стропильных ферм (через 6 м). Также вертикальные связи располагают в плоскости опорных стоек ферм.

Конструктивная схема связей зависит, главным образом, от шага стропильных ферм. Для горизонтальных связей при шаге 6 м применяют крестовую решетку, раскосы которой работают только на растяжение (рис. 1.3, а). Стойки связевых ферм обычно конструируют из двух уголков крестового сечения, а раскосы — из одиночных уголков. Находят также применение связевые фермы с треугольной решеткой (рис. 1.3, б). Здесь раскосы работают как на сжатие, так и на растяжение, поэтому их проектируют из труб или гнутых профилей. На рис. 1.3, в, г показаны схемы связей, где диагональные элементы вписываются в квадрат со стороной 6 м и опираются на продольные элементы длиной 12 м. Такие системы связей применяются при шаге ферм 12 м.

При использовании сквозных прогонов горизонтальные связи по верхним поясам не устраивают. В этом случае в жесткий блок входят элементы покрытия, стропильные фермы и часто расположенные вертикальные связи (рис. 1.3, г). Такое решение является типовым.

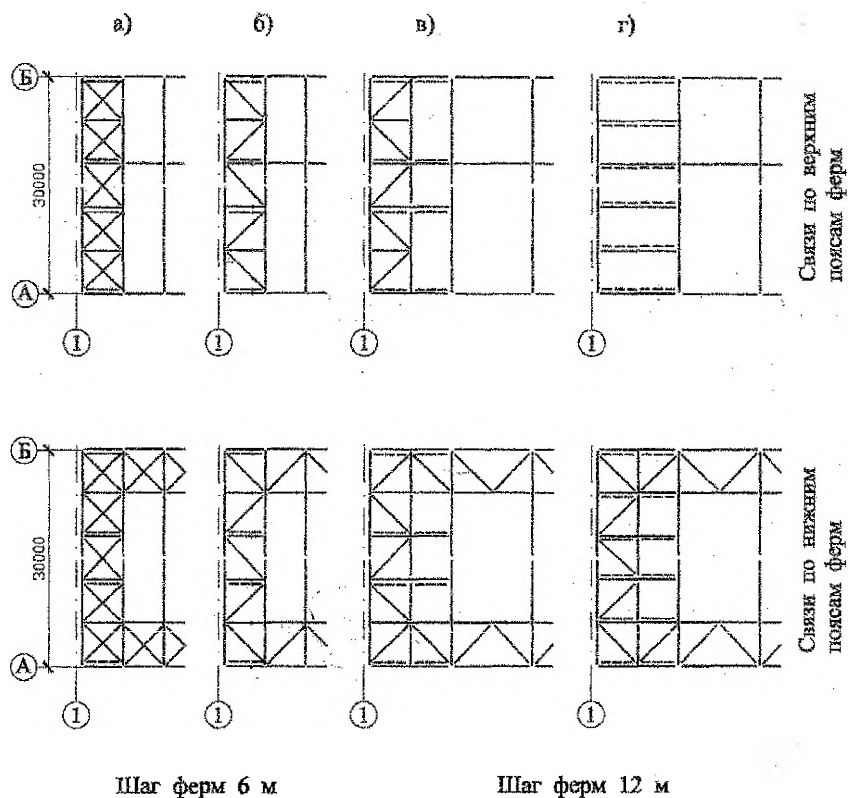


Рис. 1.3. Системы связей по покрытию:

а, б – при шаге ферм 6 м;

в, г – при шаге ферм 12 м.

2. Пример расчета и конструирования поперечной рамы

2.1. Исходные данные

Требуется запроектировать поперечную раму производственного здания пролетом $L = 30$ м, оборудованного двумя мостовыми кранами грузоподъемностью $Q = 80/20$ т режима работы 7К (цех металлургического производства). Длина здания – 108 м, отметка головки рельса $H_1 = 13$ м. Шаг поперечных рам $B = 12$ м. Район строительства – г. Брест, тип местности – В. Здание отапливаемое, однопролетное с жестким сопряжением ригеля с колоннами. Ригель проектируется в виде стропильной фермы с параллельными поясами высотой $h_{\phi} = 3150$ мм и уклоном кровли $i = 1.5$ %. Для колонны принята сталь С235, для фермы – С255 по ГОСТ 27772-88.

Данные по мостовому крану приведены в таблице 2.1. Схема мостового крана показана на рис. 2.1.

Таблица 2.1. Справочные данные по мостовому крану.

Грузоподъемность крана Q , тс	Пролет здания L , м	Размеры, мм				Максимальное давление колеса		Минимальное давление колеса		Горизонтальная сила на колесо, T_k , кН	Крановый рельс	
		H_k	B_1	B_2	K	F_{1max} , кН	F_{2max} , кН	F_{1min} , кН	F_{2min} , кН		тип	высота h_p , мм
80/20	30	4000	400	9100	4350	380	400	128	134	14.6	КР-100	150

Высота подкрановой балки $h_6 = 1650$ мм. Вес подкрановой балки $G_6 = 29.7$ кН.

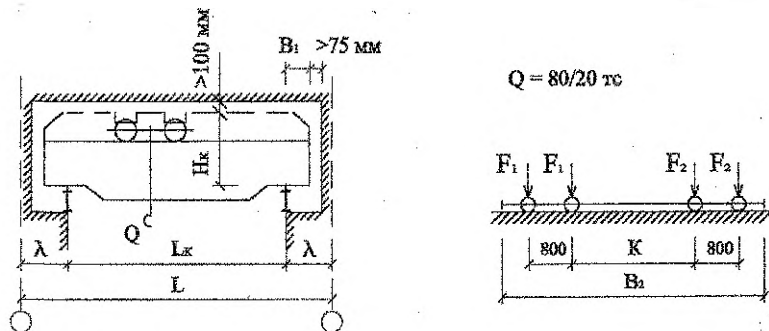


Рис. 2.1. Схема мостового крана.

2.2. Компоновка поперечной рамы.

Схема поперечной рамы показана на рис. 2.2.

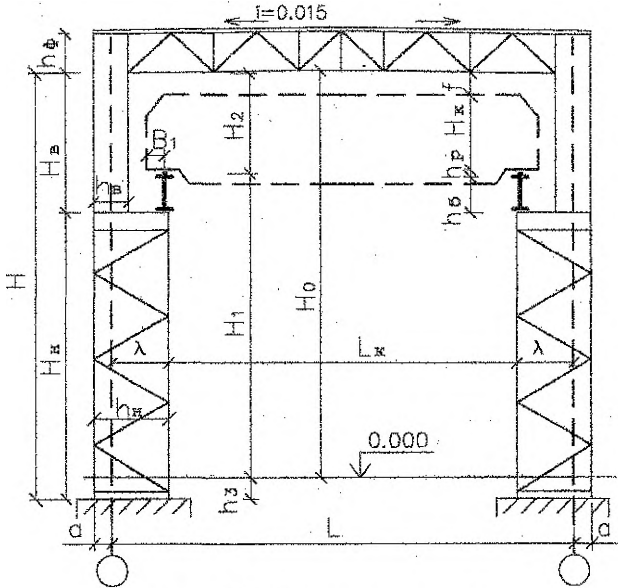


Рис. 2.2. Схема поперечной рамы.

2.2.1. Вертикальные размеры.

Расстояние от головки рельса до низа конструкций покрытия

$$H_2 = (H_k + 100) + f = 4000 + 100 + 300 = 4400 \text{ мм (кратно 200 мм)},$$

где $f = (200 + 400) \text{ мм}$ – учитывает прогиб конструкций покрытия.

Высота от пола до низа ферм

$$H_0 = H_1 + H_2 = 13000 + 4400 = 17400 \text{ мм (кратно 600 мм)}.$$

Высота верхней части колонны

$$H_в = H_2 + h_б + h_р = 4400 + 1650 + 150 = 6200 \text{ мм}.$$

Высота нижней части колонны

$$H_н = H_0 - H_в + h_з = 17400 - 6200 + 800 = 12000 \text{ мм, где } h_з = 800 \text{ мм – за-}$$

глубление колонны ниже уровня пола, принимаемое $600 \div 1000 \text{ мм}$.

Полная высота колонны $H = H_в + H_н = 6200 + 12000 = 18200 \text{ мм}$.

Высота стропильной фермы в осях

$$h_{ф0} = h_ф - (50 \div 80) \text{ мм} = 3150 - 50 = 3100 \text{ мм}.$$

2.2. Горизонтальные размеры.

Для кранов режима работы 7К (цеха металлургического производства) и 8К необходим проход для их обслуживания. Проход устраиваем в теле колонны, поэтому принимаем привязку $a = 500$ мм, высоту сечения верхней части колонны $h_a = 1000$ мм. Из условия жесткости $h_a > H_a/12 = 6150/12 = 513$ мм.

Привязка кранового рельса к разбивочной оси

$$\lambda \geq V_1 + (h_a - a) + 75 \text{ мм} = 400 + (1000 - 500) + 75 = 975 \text{ мм.}$$

Принимаем $\lambda = 1000$ мм (кратно 250 мм).

Высота сечения нижней части колонны $h_n = \lambda + a = 1000 + 500 = 1500$ мм.

Из условия жесткости для режима работы кранов 7К, 8К

$$h_n > H/15 = 18200/15 = 1213 \text{ мм (для других режимов работы } h_n \geq H/20).$$

Пролет мостового крана $L_{\text{к}} = L - 2 \lambda = 30000 - 2 \cdot 1000 = 28000$ мм.

2.3. Определение нагрузок на раму.

Все нагрузки определяем с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0.95$ [2].

2.3.1. Постоянная нагрузка.

Нагрузку на 1 м^2 кровли определяем в таблице 2.2. Рекомендуемые варианты конструкции покрытия и масса конструкций приводятся в п. 8 [5].

Таблица 2.2. Поверхностная распределенная нагрузка от покрытия.

№ п/п	Состав покрытия	Нормативная нагрузка g_n , кПа	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка g , кПа
1.	Защитный слой гравия, втoпленно-го в мастику $\rho=2100 \text{ кг/м}^3$, $t=20$ мм	0.42	1.3	0.55
2.	Мастика РБВ-А со стеклотеткой	0.12	1.3	0.16
3.	Полужесткие минераловатные плиты $\rho = 40 \text{ кг/м}^3$, $t = 100$ мм	0.04	1.3	0.05
4.	Пароизоляция (один слой рубероида)	0.04	1.3	0.05
5.	Стальной профилированный настил	0.15	1.05	0.16
6.	Стальные прогоны пролетом 12 м	0.10	1.05	0.11
7.	Собственный вес ферм, связей	0.30	1.05	0.32

Итого:

$$g_n = 1.17 \text{ кПа}$$

$$g = 1.40 \text{ кПа}$$

Расчетная равномерно распределенная постоянная нагрузка на ригель рамы $q = \gamma_n g B = 0.95 \cdot 1.4 \cdot 12 = 15.96 \text{ кН/м}$.

Узловая постоянная нагрузка на ферму $F_q = q d = 15.96 \cdot 3 = 47.88 \text{ кН}$,
 где $d = 3.0 \text{ м}$ – длина панели верхнего пояса фермы.

Опорная реакция ригеля рамы $R_q = q L / 2 = 15.96 \cdot 30 / 2 = 239.4 \text{ кН}$.

2.3.2. Снеговая нагрузка.

Нормативный вес снегового покрова для г. Бреста (I снеговой район) $s_0 = 0.5 \text{ кПа}$ (табл. 4 [2]).

Расчетная равномерно распределенная нагрузка от снега на ригель рамы

$$s = \gamma_n \gamma_f \mu s_0 B = 0.95 \cdot 1.4 \cdot 1.0 \cdot 0.5 \cdot 12 = 7.98 \text{ кПа},$$

где $\gamma_f = 1.4$, т. к. $g_n / s_0 = 1.17 / 0.5 = 2.34 > 0.8$ (при $g_n / s_0 < 0.8$, $\gamma_f = 1.6$),

$\mu = 1.0$ – коэффициент, учитывающий уклон кровли.

Узловая снеговая нагрузка на ферму $F_s = s d = 7.98 \cdot 3 = 23.94 \text{ кН}$.

Опорная реакция ригеля рамы $R_s = s L / 2 = 7.98 \cdot 30 / 2 = 119.7 \text{ кН}$.

2.3.3. Крановые нагрузки.

Линия влияния вертикального давления крана на колонну приведена на рис. 2.3.

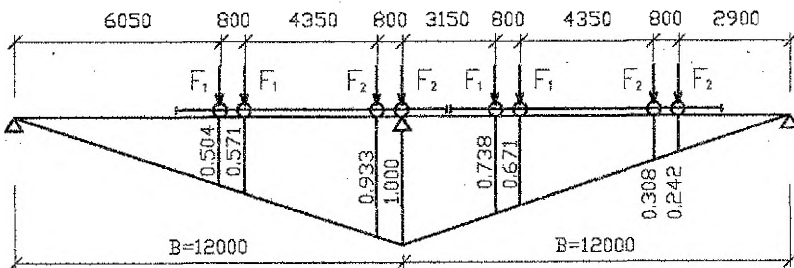


Рис. 2.3. Линия влияния вертикального давления кранов на колонну.

Расчетное максимальное вертикальное давление на колонну

$$D_{\max} = \gamma_n [\gamma_f \psi (F_{1\max} \Sigma y_1 + F_{2\max} \Sigma y_2) + \gamma_{f1} G_6] = \\ = 0.95 [1.1 \cdot 0.95 (380 \cdot 2.484 + 400 \cdot 2.484) + 1.05 \cdot 29.7] = 1953 \text{ кН,}$$

где $\psi = 0.95$ – коэффициент сочетания для режима работы кранов 7К, 8К (для других режимов работы $\psi = 0.85$);

$$\Sigma y_1 = 0.504 + 0.571 + 0.738 + 0.671 = 2.484;$$

$\Sigma y_2 = 1.0 + 0.933 + 0.308 + 0.242 = 2.484$ – суммы ординат линий влияния под силами F_1 и F_2 .

Расчетное минимальное вертикальное давление на колонну

$$D_{\min} = \gamma_n [\gamma_f \psi (F_{1\min} \Sigma y_1 + F_{2\min} \Sigma y_2) + \gamma_{f1} G_6] = \\ = 0.95 [1.1 \cdot 0.95 (128 \cdot 2.484 + 134 \cdot 2.484) + 1.05 \cdot 29.7] = 676 \text{ кН.}$$

Минимальное давление колес крана может быть определено по формулам

$$F_{1\min} = 2 (9.8 Q + G_k) / [n_0 (1 + k)] - F_{1\max};$$

$$F_{2\min} = k F_{1\min}; \quad k = F_{2\max} / F_{1\max},$$

где Q – грузоподъемность крана в тс; G_k – вес крана с тележкой;
 n_0 – число колес крана с одной стороны.

Расчетная горизонтальная сила поперечного торможения крана на колонну
 $T = \gamma_n \gamma_f \psi T_k \Sigma y = 0.95 \cdot 1.1 \cdot 0.95 \cdot 14.6 (2.484 + 2.484) = 72.0 \text{ кН.}$

Нормативная горизонтальная сила от поперечного торможения на колесо крана при гибком подвесе груза может быть вычислена по формуле

$$T_k = 0.05 (9.8 Q + G_m) / n_0, \quad \text{где } G_m \text{ – вес тележки.}$$

2.3.4. Ветровая нагрузка.

Нормативный скоростной напор ветра для г. Бреста (I ветровой район)
 $w_0 = 0.23 \text{ кПа}$ (табл. 5 [2]).

Коэффициент, учитывающий изменение ветра по высоте, для типа местности (ТМ) – В на высоте 10 м $k = 0.65$ (табл. 6 [2]). (На высоте 10 м для типа местности А – $k = 1.0$, для типа местности С – $k = 0.4$).

Расчетная линейно распределенная ветровая нагрузка от активного давления на высоте 10 м

$$w = \gamma_n \gamma_f k c w_0 B = 0.95 \cdot 1.4 \cdot 0.65 \cdot 0.8 \cdot 0.23 \cdot 12 = 1.91 \text{ кПа,}$$

где $c = 0.8$ – аэродинамический коэффициент для активного давления (для отсоса w' , $c = 0.6$).

2.4. Статический расчет поперечной рамы.

Расчетная схема рамы с действующими на нее нагрузками показана на рис. 4. Оси стоек проведены по середине высоты сечений верхнего и нижнего участков колонн. Ригель рамы описан в виде шарнирной стержневой системы. Уступы колонны имитируются абсолютно жесткими участками. Пояса фермы примыкают к колоннам через жесткие вставки длиной $h_b/2$. Момент инерции нижней части колонны приближенно равен

$$I_1 = I_n = (R_q + R_s + 2D_{\max}) \cdot h_n^2 / (3R_y) = \\ = (239.4 + 119.7 + 2 \cdot 1953) \cdot 150^2 \cdot 10 / (3 \cdot 230) = 1391000 \text{ см}^4.$$

Момент инерции верхней части колонны

$$I_2 = I_z = 2I_n (h_b / h_n)^2 / 3 = 2 \cdot 1391000 (100 / 150)^2 / 3 = 412000 \text{ см}^4.$$

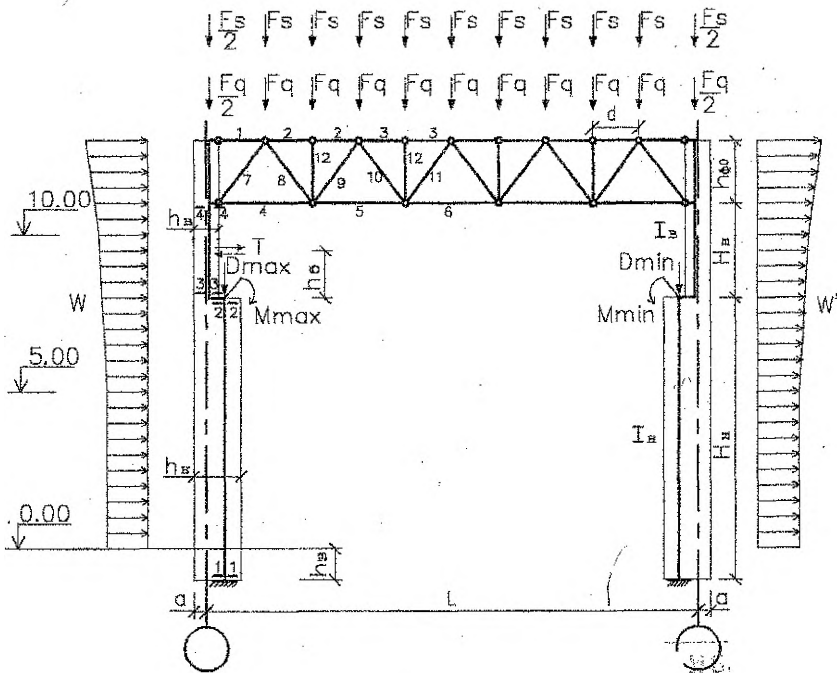


Рис. 2.4. Расчетная схема рамы.

При статическом расчете площади сечений верхнего и нижнего участков колонны приближенно вычисляются по формулам $A_n = 4 \cdot I_n / h_n^2$, $A_v = 2A_n / 3$.

Приближенно площадь сечения верхнего и нижнего поясов фермы, опорного раскоса определяются соответственно по формулам

$$A_{\text{вп}} = 5/32 \cdot (q + s) L^2 / (h_n R_y); \quad A_{\text{нт}} = 0.7 A_{\text{вп}}; \quad A_{\text{ор}} = 0.5 A_{\text{вп}}.$$

Площадь сечения остальных стержней фермы $A_p = 0.2 A_{\text{вп}}$.

Рассматривается 8 загрузений рамы:

- 1 – постоянная нагрузка q на ригеле рамы;
- 2 – снеговая нагрузка s на ригеле рамы;
- 3 – вертикальная крановая нагрузка D_{max} на левой колонне и D_{min} на правой колонне;
- 4 – то же, D_{max} справа и D_{min} слева;
- 5 – сила поперечного торможения крана T на левой колонне (действует слева направо или справа налево);
- 6 – то же, сила T на правой колонне;
- 7 – ветер слева (напор w на левой стойке, отсос w' на правой);
- 8 – ветер справа.

Постоянная и снеговая нагрузки прикладываются в виде сосредоточенных сил F_q и F_s к узлам верхнего пояса фермы. Собственный вес стенового ограждения и колонн не учитывается.

От вертикальной крановой нагрузки на уступе колонны приложены вертикальные сосредоточенные силы D_{max} и D_{min} и сосредоточенные моменты $M_{\text{max}} = D_{\text{max}} \cdot h_n / 2$ и $M_{\text{min}} = D_{\text{min}} \cdot h_n / 2$.

Горизонтальная сила T расположена на уровне верхнего пояса подкрановой балки. Ветровое воздействие приложено к раме от уровня пола до верхнего пояса фермы в виде линейной неравномерно распределенной нагрузки. Ветровая нагрузка, действующая выше верхнего пояса фермы, не учитывается. Величина ветровой нагрузки определяется в зависимости от типа местности и поправочного коэффициента на высоту.

Статический расчет рамы выполняется по программе «KLOT». В основу расчета положен метод конечного элемента (МКЭ), при этом учитываются как изгибные, так и продольные деформации стержней. Пространственная работа каркаса не учитывается.

Исходные данные, необходимые для расчета на ЭВМ по программе «KLOT», приводятся в таблице 2.3.

Таблица 2.3. Исходные данные для программы «KLOT».

№ п/п	Данные для расчета	Обозначение	Численное значение	
1.	Шифр задачи (Ф.И.О. студента, группа)	—	—	
2.	Пролет в осях поперечной рамы в м (24, 30, 36 м)	L	30	30
3.	Ширина нижней части колонны в м	h_n	1.5	1
4.	Ширина верхней части колонны в м	h_v	1.0	0,5
5.	Привязка колонны к разбивочной оси в м	a	0.5	0,25
6.	Высота нижней части колонны в м	H_n	12.00	12,500
7.	Высота верхней части колонны в м	H_v	6.2	5,4
8.	Заглубление колонны ниже уровня пола в м	h_3	0.8	0,8
9.	Высота стропильной фермы в осях в м	$h_{ф0}$	3.1	3,35
10.	Высота подкрановой балки в м	h_6	1.65	1,65
11.	Постоянная погонная нагрузка на ригель в кН/м	q	15.96	1,925
12.	Снеговая погонная нагрузка на ригель в кН/м	s	7.98	0,215
13.	Ветровая активная погонная нагрузка на отм. 10 м в кН/м	w	1.91	1,44
14.	Тип местности по ветровой нагрузка (А, В, С)	TM	В	А
15.	Максимальное вертикальное давление крана в кН	D_{max}	1953	385,67
16.	Минимальное вертикальное давление крана в кН	D_{min}	676	33,65
17.	Поперечное горизонтальное торможение крана в кН	T	72	41,02

Результаты статического расчета приводятся в распечатке с ЭВМ. Для 8-ми загружений рамы вычислены продольные силы N в стержнях левой половины фермы, а также изгибающие моменты M , продольные N и поперечные Q силы в 4-х расчетных сечениях левой стойки рамы. Нумерация стержней фермы и сечений колонны дана на рис. 4 и в распечатке.

Усилия в элементах рамы вычислены с коэффициентом сочетаний $\psi = 1.0$ и $\psi = 0.9$ (кроме постоянной нагрузки).

Следует учитывать, что положительное значение продольной силы N соответствует растяжению стержня, а положительный изгибающий момент M вызывает растяжение с внутренней стороны рамы.

Усилия от загрузки рамы поперечным торможением крана T приводятся с двумя знаками. При силе T на левой стойке рамы (загрузка 5) первый знак соответствует направлению поперечного торможения справа налево, а при силе T на правой стойке (загрузка 6) – слева направо. Второй знак соответствует противоположному направлению поперечного торможения крана.

Кроме этого, определены расчетные сочетания и соответствующие усилия N в стержнях фермы, а также расчетные сочетания и соответствующие усилия M , N , Q в сечениях левой стойки рамы.

При определении расчетных комбинаций нагрузок учитывалось следующее.

В рассматриваемом случае имеет место загрузка рамы постоянной нагрузкой и тремя кратковременными нагрузками – снеговой, крановой и ветровой.

При определении расчетных усилий в элементах рамы постоянная нагрузка учитывается во всех комбинациях загрузок с коэффициентом сочетаний $\psi = 1.0$.

Снеговая нагрузка учитывается в комбинации нагрузок, если она увеличивает абсолютное значение искомого усилия соответствующего знака.

Ветровая нагрузка может приниматься при действии ветра слева направо или справа налево, в зависимости от того, при каком направлении ветра получается большее значение искомого усилия.

За одну кратковременную крановую нагрузку принимается совместное действие вертикального давления и поперечного торможения кранов. Приложение поперечного торможения кранов считается возможным к любой из колонн и в любую сторону: влево или вправо. Причем, при учете торможения всегда принимается во внимание и вертикальное давление кранов: D_{\max} на левой колонне или D_{\min} , в зависимости от того, при каком из них (в сочетании с торможением) получается наибольшее значение искомого расчетного усилия. Вертикальное давление кранов считается возможным и без торможения, но учитывая, что от торможения кранов усилия могут иметь противоположные знаки, то учет его всегда приведет к увеличению искомого усилия.

Рассматриваются основные сочетания нагрузок с коэффициентами сочетаний $\psi = 1.0$ и $\psi = 0.9$. В сочетание с коэффициентом $\psi = 1.0$ включается постоянная нагрузка и одна кратковременная, дающая наибольшее расчетное усилие. В сочетание с коэффициентом $\psi = 0.9$ входит постоянная нагрузка и не менее двух кратковременных (две или три).

Расчетные усилия в стержнях фермы определялись для сочетаний (при $\psi = 1.0$ и $\psi = 0.9$), дающих наибольшие положительные (растяжение) и отрицательные (сжатие) продольные силы N . Если не получалось сочетания с требуемым знаком продольной силы, то соответствующее сочетание в результате расчета не включалось.

В сечениях левой стойки рамы определялись сочетания нагрузок с коэффициентом сочетаний $\psi = 1.0$ и $\psi = 0.9$, дающие максимальные по абсолютной величине положительные и отрицательные изгибающие моменты $\pm M_{\max}$ и максимальные сжимающие продольные силы N_{\max} при соответствующих положительных $+M_{\text{соот}}$ и отрицательных $-M_{\text{соот}}$ изгибающих моментах. При определении сочетаний с N_{\max} влияние продольных сил N в колонне для загружений рамы горизонтальными нагрузками или моментами не учитывалось ввиду малой их величины, но при вычислении расчетных усилий данные значения N учитывались.

Для расчета анкерных болтов определялись сочетания с минимальным значением продольных сил N_{\min} при соответствующих положительных и отрицательных моментах ($+M_{\text{соот}}$). Если введение для постоянной нагрузки коэффициента надежности по нагрузке меньшего единицы ($\gamma_f = 0.9$) приводит к увеличению усилий в анкерных болтах, то усилия от постоянной нагрузки включались в сочетание с коэффициентом 0.9/1.1, где 1.1 – приближенное среднее значение ранее принятого коэффициента γ_f (табл.2).

Номера загружений, входящих в сочетания, в результатах расчета указаны в порядке их значимости.

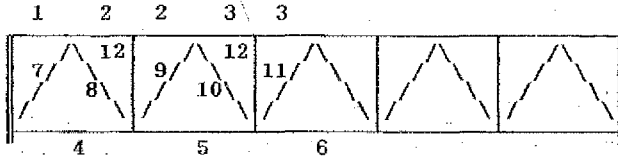
Расчетные усилия в элементах рамы M , N , Q для установленных сочетаний определялись путем суммирования со своими знаками усилий от загружений, входящих в сочетания, с соответствующими коэффициентами сочетаний.

При вычислении расчетных усилий следует учитывать соответствие знаков от поперечного торможения кранов. Если, например, в сочетании значение изгибающего момента взято с первым знаком, то и значение продольных и поперечных сил следует брать с первым знаком.

Программа КЛОТ
БПН каф. "Строительные конструкции" Головки Д. Г.

Иванов А.А., гр. П100

L = 30.000 м	Hн = 12.000 м	hб = 1.650 м	ТМ = В
hа = 1.500 м	Hв = 6.200 м	q = 15.960 кН/м	Dmax = 1953.000 кН
hз = 1.000 м	Hз = 0.800 м	s = 7.980 кН/м	Dmin = 676.000 кН
a = 0.500 м	hф = 3.100 м	w = 1.919 кН/м	T = 72.000 кН



Продольные силы в стержнях фермы в кН

1

№ стержня	Коэф. совет	Нагрузка и номер загрузки								Сочетание		Расчетные усилия
		Постоянная 1	Снеговая 2	Диах слева 3	Диах справа 4	T слева 5	T справа 6	ветер слева 7	ветер справа 8	N загрузки	Коэф. совет	
1	1.0	125.29	62.64	-40.29	50.34	+20.61	-431.05	-28.67	28.13	1 2 4 5 6 8	0.9	280.23
	0.9		56.38	-36.26	45.31	+18.55	-127.94	-25.80	25.32			
2	1.0	-210.64	-105.32	-23.10	33.15	+10.82	-421.25	-17.89	17.36	1 2 3 6 7	0.9	-361.45
	0.9		-94.79	-20.79	29.84	+9.73	-119.12	-16.10	15.62			
3	1.0	-395.99	-197.99	-4.35	14.40	+0.13	-110.56	-6.14	5.61	1 2	1.0	-593.98
	0.9		-178.19	-3.92	12.96	+0.11	-9.50	-5.53	5.95			
4	1.0	-0.38	-0.19	-32.77	-107.78	+5.65	+48.40	21.17	-25.83	1 3 6 7	0.9	32.74
	0.9		-0.17	-29.49	-97.08	+5.00	+43.56	19.06	-23.25	1 4 5 8 2		
5	1.0	277.63	138.82	-51.52	-89.03	+16.33	+37.71	9.42	-14.08	1 2	1.0	416.45
	0.9		124.94	-46.37	-80.12	+14.70	+33.94	8.48	-12.67			
6	1.0	370.30	185.15	-70.27	-70.27	+27.02	+27.02	-2.33	-2.33	1 2	1.0	555.46
	0.9		166.64	-63.25	-63.25	+24.32	+24.32	-2.09	-2.09			
7	1.0	-276.79	-138.40	12.45	-12.45	-7.09	-7.09	7.00	-7.00	1 2 4 6 8	0.9	-425.96
	0.9		-124.56	11.20	-11.20	+6.38	+6.38	7.02	-7.02			
8	1.0	233.20	116.60	-13.48	13.48	+7.68	+7.68	-8.45	8.45	1 2 4 5 8	0.9	364.80
	0.9		104.94	-12.13	12.13	+6.92	+6.92	-7.60	7.60			
9	1.0	-168.57	-84.29	13.48	-13.48	-7.68	+7.68	8.45	-8.45	1 2 4 6 8	0.9	-268.19
	0.9		-74.96	12.13	-12.13	-6.92	+6.92	7.60	-7.60			
10	1.0	99.94	49.97	-13.48	13.48	+7.68	+7.68	-8.45	8.45	1 2 4 5 8	0.9	171.57
	0.9		44.97	-12.13	12.13	+6.92	+6.92	-7.60	7.60			
11	1.0	-33.31	-16.66	13.48	-13.48	+7.68	+7.68	8.45	-8.45	1 2 4 6 8	0.9	-74.96
	0.9		-14.99	12.13	-12.13	-6.92	+6.92	7.60	-7.60			
12	1.0	-47.88	-23.94	0.00	0.00	+0.00	+0.00	-0.00	0.00	1 2	1.0	-71.82
	0.9		-21.55	0.00	0.00	+0.00	+0.00	-0.00	0.00			

Иванов А.А., гр. П100

Усилия в сечениях левой стойки рамы (М в кН*м; N, Q в кН)

2

N за- г- р- ж.	Нагрузка	Коэф. сочет	Сечения стойки											
			1-1			2-2			3-3			4-4		
			M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q
1	Постоянная	1.0	452.8	-239.4	-46.8	-133.4	-239.4	-48.8	-193.3	-239.4	-48.8	-496.1	-239.4	-48.8
2	Снеговая	1.0	226.4	-119.7	-24.4	-66.7	-119.7	-24.4	-96.6	-119.7	-24.4	-248.1	-119.7	-24.4
		0.9	203.6	-107.7	-22.0	-60.6	-107.7	-22.0	-87.6	-107.7	-22.0	-223.3	-107.7	-22.0
3	Вихрь слева	1.0	-149.9	-1943.3	-65.2	-932.9	-1943.3	-65.2	534.3	9.7	-65.2	129.7	9.7	-65.2
		0.9	-134.9	-1749.0	-58.7	-839.6	-1749.0	-58.7	480.9	8.7	-58.7	116.8	8.7	-58.7
4	Вихрь справа	1.0	522.0	-685.7	-65.2	-260.9	-685.7	-65.2	243.6	-9.7	-65.2	-160.9	-9.7	-65.2
		0.9	469.8	-617.1	-58.7	-234.8	-617.1	-58.7	219.3	-8.7	-58.7	-144.8	-8.7	-58.7
5	T слева	1.0	+517.1	+5.5	+50.2	+85.3	+5.5	+50.2	+86.7	+5.5	+50.2	+86.7	+5.5	+21.8
		0.9	+465.4	+5.0	+45.2	+76.7	+5.0	+45.2	+78.0	+5.0	+45.2	+60.0	+5.0	+19.6
6	T справа	1.0	-289.2	+5.5	+21.8	+37.6	+5.5	+21.8	+36.2	+5.5	+21.8	+99.0	+5.5	+21.8
		0.9	-269.3	+5.0	+19.6	+33.8	+5.0	+19.6	+32.6	+5.0	+19.6	+89.1	+5.0	+19.6
7	Ветер слева	1.0	-307.2	6.1	35.5	5.1	6.1	18.4	6.6	6.1	18.4	89.1	6.1	5.0
		0.9	-303.5	5.5	32.8	4.6	5.5	16.5	5.9	5.5	16.5	72.0	5.5	4.5
8	Ветер справа	1.0	314.6	-6.1	-31.9	3.4	-6.1	-18.3	1.9	-6.1	-18.3	-81.4	-6.1	-8.3
		0.9	283.2	-5.5	-28.7	3.1	-5.5	-16.5	1.7	-5.5	-16.5	-73.2	-5.5	-7.4

Расчетные сочетания усилий в левой стойке рамы 3

Соче- тание	Коэф. сочет	4 3 2 1	- - - -	4 3 2 1	Сечения стойки											
					1-1			2-2			3-3			4-4		
					M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q
+Mmax	1.0	N загруз.		1 4 5	1491.9	-938.6	-164.3			1 3 5	427.7	-224.2	-63.9			
	0.9	N загруз.		1 4 5 8 2	1874.9	-974.7	-203.4			1 3 5 7	371.5	-220.3	-45.9			
-Mmax	1.0	N загруз.		1 3 5	-214.2	-2177.2	-63.9	-1151.6	-2188.2	-164.3	-289.9	-359.1	-73.3	-756.0	-254.6	
	0.9	N загруз.		1 3 5 7	-451.0	-1978.0	-29.6	-1109.8	-2191.1	-174.7	-278.5	-352.6	-87.3	-1026.5	-366.3	
+Mсоот	1.0	N загруз.		1 3 5	819.9	-2188.2	-164.3									
	0.9	N загруз.		1 2 3 5 8	1270.1	-2106.6	-203.4			1 2 3 5 7	284.6	-328.0	-67.9			
-Mсоот	1.0	N загруз.		1 3 5	-214.2	-2177.2	-63.9	-1151.6	-2188.2	-164.3	-289.9	-359.1	-73.3	-744.2	-359.1	
	0.9	N загруз.		1 2 3 5 7	-247.2	-2085.7	-51.5	-1106.7	-2106.6	-191.2	-278.5	-352.6	-87.3	-1626.5	-366.3	
+Mmin	1.0	N загруз.		1 6	767.4	-245.5	-80.8									
	0.9	N загруз.		1 4 5 8	1671.1	-867.6	-181.5									
-Mmin	1.0	N загруз.		1 7	33.3	-189.8	-3.5									

- усилия от постоянной нагрузки определены с коэффициентом 0.9/1.1

2.5. Расчет и конструирование ступенчатой колонны.

2.5.1. Расчетные усилия в колонне.

По результатам статического расчета для верхней части колонны из двух расчетных сечений (3-3 и 4-4) выбирается сочетание нагрузок с максимальными абсолютными значениями изгибающего момента M и продольной силы N . Для нижней части колонны из расчетных сечений 1-1 и 2-2 выбирается два сочетания нагрузок с максимальными абсолютными значениями M и N , при этом одно сочетание – с отрицательным изгибающим моментом (момент догружает подкрановую ветвь колонны), второе сочетание – с положительным изгибающим моментом (момент догружает наружную ветвь колонны).

Если абсолютное значение M больше в одном сочетании, а абсолютное значение N больше в другом сочетании, то для выявления расчетного сочетания рекомендуется определить величину $N_b = [M] / h + |N| / 2$, где h – высота сечения верхней или нижней части колонны. За расчетное следует принять то сочетание, в котором N_b будет наибольшим.

Расчетные комбинации усилий в колонне:

1. Для верхней части колонны в сечении 4-4

$$M = -1026.5 \text{ кНм}, \quad N = -366.3 \text{ кН}, \quad Q = -156.6 \text{ кН} \quad (1, 2, 4, 6, 8);$$

в сечении 3-3 при том же сочетании нагрузок

$$M = -193.3 - 87.0 + 219.3 + 32.6 + 1.7 = -26.7 \text{ кНм}.$$

2. Для нижней части колонны

$$M_1 = -1151.6 \text{ кНм}, \quad N_1 = -2188.2 \text{ кН}, \quad (\text{сечение } 2-2) \quad (1, 3, 5);$$

$$M_2 = +1270.1 \text{ кНм}, \quad N_2 = -2106.6 \text{ кН}, \quad (\text{сечение } 1-1) \quad (1, 2, 3, 5, 8);$$

максимальная поперечная сила $Q_{\max} = -203.4 \text{ кН} \quad (1, 2, 3, 5, 8).$

В дальнейших расчетах знаки усилий можно опустить.

2.5.2. Расчетные длины колонны.

Расчетные длины для нижней и верхней частей колонны в плоскости рамы определяем по формулам $l_{x1} = \mu_1 h_1$ и $l_{x2} = \mu_2 l_2$, где $l_1 = H_n$, $l_2 = H_a$.

Коэффициенты μ_1 и μ_2 определяются в зависимости от параметров η и α ; по таблице 68 [1].

Соотношение погонных жесткостей верхней и нижней частей колонны

$$\alpha = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2} = \frac{412000 \cdot 12.0}{1397000 \cdot 6.2} = 0.571;$$

$$\alpha_1 = \frac{\mu_1}{\mu_2} = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \beta}} = \frac{6.2}{12.0} \sqrt{\frac{1397000}{412000 \cdot 5.97}} = 0.387,$$

где $\beta = N_1/N_2 = 2188.2/366.3 = 5.97$ — соотношение усилий в нижней и верхней части колонны.

Для однопролетной рамы с жестким сопряжением ригеля с колонной (верхний конец колонны закреплен только от поворота) по таблице 68 [1]

$\mu_1 = 1.745$. $\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 = 1.745 / 0.389 = 4.49 > 3.0$. Принимаем $\mu_2 = 3.0$.

Таким образом, для нижней части колонны $l_{x1} = \mu_1 l_1 = 1.745 \cdot 1200 = 2094$ см; для верхней — $l_{x2} = \mu_2 l_2 = 3.0 \cdot 620 = 1860$ см.

Расчетные длины из плоскости рамы для нижней и верхней частей колонны равны соответственно: $l_{y1} = H_n = 1200$ см; $l_{y2} = H_b - h_g = 620 - 165 = 455$ см.

2.5.3. Подбор сечения верхней части колонны.

Верхнюю часть колонны принимаем из сварного двутавра высотой $h_b = 1000$ мм. Из условия устойчивости определяем требуемую площадь сечения. Для симметричного двутавра: $i_x \approx 0.42 h = 0.42 \cdot 1000 = 42$ см; $\rho_x \approx 0.35 h = 0.35 \cdot 1000 = 35$ см.

$$\text{Условная гибкость стержня} \quad \bar{\lambda}_x = \frac{l_{x2}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1860}{42} \sqrt{\frac{230}{206000}} = 1.48,$$

где $R_y = 230$ МПа для листового проката толщиной 2 – 20 мм из стали С235.

$$\text{Относительный эксцентриситет} \quad m_x = \frac{e_x}{\rho_x} = \frac{M}{N \rho_x} = \frac{1026.5 \cdot 10^2}{366.3 \cdot 35} = 8.01.$$

Примем приближенно $A_f/A_w = 0.5$, тогда коэффициент влияния формы сечения (табл. 73 [1]) $\eta = 1.25$. Приведенный относительный эксцентриситет $m_{ef} = \eta m_x = 1.25 \cdot 8.01 = 10.01$.

По таблице 74 [1] при $\bar{\lambda}_x = 1.48$ и $m_{ef} = 10.01$ коэффициент $\varphi_e = 0.134$.

Коэффициент условий работы для колонны $\gamma_c = 1.0$.

$$A_{cal} = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c} = \frac{366.3 \cdot 10}{0.134 \cdot 230 \cdot 1.0} = 118.9 \text{ см}^2.$$

Предварительно толщину полки принимаем $t_f = 1.4$ см.

Тогда высота стенки $h_{ef} = h_w = h - 2t_f = 100 - 2 \cdot 1.4 = 97.2$ см.

Определим требуемую толщину стенки из условия ее местной устойчивости при изгибе колонны в плоскости действия момента $h_{ef} / t_w \leq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E/R_y}$.

Предельная условная гибкость стенки при $m_x > 1.0$ и $\bar{\lambda}_x < 2.0$ (табл. 27^г [1])

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1.30 + 0.15 \bar{\lambda}_x^2 = 1.30 + 0.15 \cdot 1.48^2 = 1.63.$$

При $\bar{\lambda}_x \geq 2.0$ $\lambda_{uw} = 1.20 + 0.35 \lambda_x$, но не более 3.1.

$$\text{Требуемая толщина стенки } t_w \geq \frac{h_{ef}}{\bar{\lambda}_{uw}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{97.2}{1.63} \sqrt{\frac{230}{206000}} = 1.99 \text{ см.}$$

Если толщина стенки принимается по данному условию, то в дальнейших расчетах вместо h_{red} следует принимать h_w и вместо $A_{red} - A$.

Поскольку сечение с такой толстой стенкой неэкономично, то стенку назначаем меньшей толщины, исключая из расчета ее неустойчивую часть. При этом из условия местной устойчивости стенки при изгибе из плоскости действия

$$\text{момента приблизительно } t_w \geq \frac{h_{ef}}{3.8} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{97.2}{3.8} \sqrt{\frac{230}{206000}} = 0.855 \text{ см.}$$

Принимаем $t_w = 10$ мм. Расчетная (редуцированная) высота стенки, включающая два участка стенки, примыкающих к полкам,

$$h_{red} = t_w [\bar{\lambda}_{uw} - (\bar{\lambda}_w / \bar{\lambda}_{uw} - 1)(\bar{\lambda}_{uw} - k)] \sqrt{R_y/E} =$$

$$= 1.0 [1.63 - (3.25 / 1.63 - 1)(1.63 - 1.42)] \sqrt{206000/230} = 42.5 \text{ см,}$$

где $\bar{\lambda}_w = h_w / t_w \cdot \sqrt{R_y/E} = 97.2 / 1.0 \cdot \sqrt{230/206000} = 3.25$;

$k = 1.2 + 0.15 \bar{\lambda}_x = 1.2 + 0.15 \cdot 1.48 = 1.42$ (здесь при $\bar{\lambda}_x > 3.5$ принимать $\bar{\lambda}_x = 3.5$).

Требуемая площадь и ширина полки

$$A_{fcal} = (A_{cal} - h_{red} t_w) / 2 = (118.9 - 42.5 \cdot 1.0) / 2 = 38.2 \text{ см}^2,$$

$$b_{fcal} = A_{fcal} / t_f = 38.2 / 1.4 = 27.3 \text{ см.}$$

Из условия устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента $b_f \geq I_{y2} / 20 = 455 / 20 = 22.8$ см.

Из условия местной устойчивости полки $b_{ef} / t_f \leq (0.36 + 0.1 \bar{\lambda}_x) \sqrt{E/R_y}$,

где $b_{ef} = (b_f - t_w) / 2$;

$$b_f \leq 2 t_f (0.36 + 0.1 \bar{\lambda}_x) \sqrt{E/R_y} + t_w =$$

$$= 2 \cdot 1.4 (0.36 + 0.1 \cdot 1.48) \sqrt{206000/230} + 1.0 = 43.6 \text{ см.}$$

Принимаем $b_f = 320$ мм (рис. 2.5).

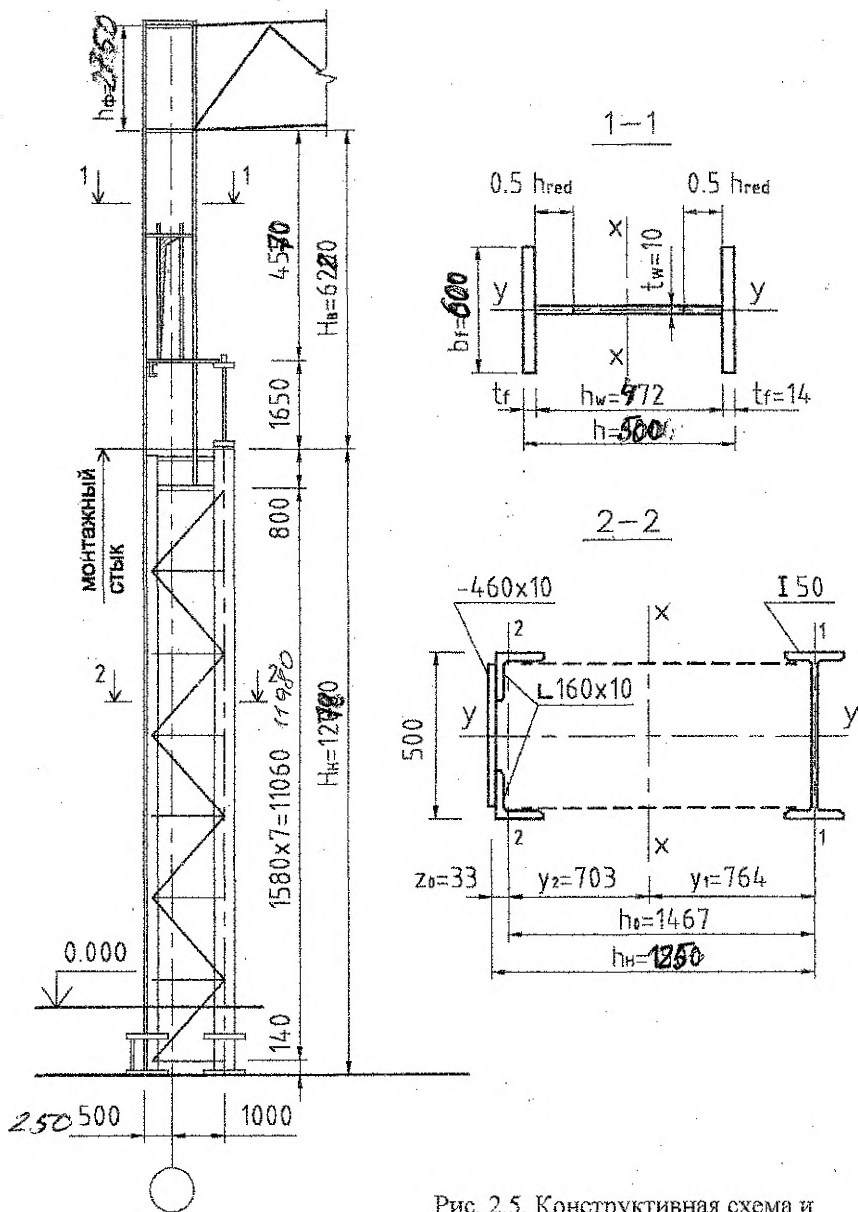


Рис. 2.5. Конструктивная схема и сечения колонны.

Вычисляем геометрические характеристики сечения.

Полная площадь сечения $A = 2 b_f t_f + h_w t_w = 2 \cdot 32 \cdot 1.4 + 97.2 \cdot 1.0 = 186.8 \text{ см}^2$.

Расчетная площадь сечения с учетом только устойчивой части стенки

$$A_{\text{ред}} = 2 b_f t_f + h_{\text{ред}} t_w = 2 \cdot 32 \cdot 1.4 + 42.5 \cdot 1.0 = 132.1 \text{ см}^2.$$

$$I_x = t_w h_w^3 / 12 + 2 b_f t_f [(h - t_f) / 2]^2 = \\ = 1.0 \cdot 97.2^3 / 12 + 2 \cdot 32 \cdot 1.4 [(100 - 1.4) / 2]^2 = 294300 \text{ см}^4.$$

$$I_y = 2 t_f b_f^3 / 12 = 2 \cdot 1.4 \cdot 32^3 / 12 = 7646 \text{ см}^4.$$

$$W_x = 2 I_x / h = 2 \cdot 294300 / 100 = 5886 \text{ см}^3.$$

$$\rho_x = W_x / A = 5886 / 186.8 = 31.5 \text{ см.}$$

$$i_x = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{294300 / 186.8} = 39.7 \text{ см.}$$

$$i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{7646 / 186.8} = 6.4 \text{ см.}$$

Проверяем устойчивость верхней части колонны в плоскости действия момента. Гибкость колонны $\lambda_x = l_{x2} / i_x = 1860 / 39.7 = 46.9$;

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y / E} = 46.9 \cdot \sqrt{230 / 206000} = 1.57.$$

Так как $\bar{\lambda}_x$ незначительно отличается от предварительно принятой, то расчетную высоту стенки $h_{\text{ред}}$ можно не уточнять.

$$\text{Относительный эксцентриситет } m_x = \frac{M_x}{N \rho_x} = \frac{1026.5 \cdot 10^2}{366.3 \cdot 31.5} = 8.9.$$

Так как $A_f / A_w = 32 \cdot 1.4 / (97.2 \cdot 1.0) = 0.461 \approx 0.5$, то коэффициент $\eta = 1.25$ (табл. 73 [1]). $m_{\text{ef}} = \eta m_x = 1.25 \cdot 8.9 = 11.1$; $\varphi_c = 0.121$.

Если $m_{\text{ef}} > 20$, то расчет на устойчивость не требуется и колонну следует рассчитывать на прочность как сжатый - изогнутый элемент.

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_c A_{\text{ред}}} = \frac{366.3 \cdot 10}{0.121 \cdot 132.1} = 229 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \cdot 1.0 = 230 \text{ МПа.}$$

$$\text{Недонапряжение } \frac{230 - 229}{230} \cdot 100\% = 0.43\% < 5\%.$$

Гибкость колонны в плоскости рамы не превышает предельно допустимой $\lambda_x = 46.9 < \lambda_w = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0.996 = 120.2$, где $\alpha = \sigma / R_y \gamma_c = 229 / 230 = 0.996 > 0.5$ (при $\alpha < 0.5$ следует принимать $\alpha = 0.5$).

Проверяем устойчивость верхней части колонны из плоскости действия момента. Гибкость колонны $\lambda_y = l_{y2} / i_y = 455 / 6.4 = 71.1$. Коэффициент продольного изгиба $\varphi_y = 0.754$ (табл. 72 [1]).

Максимальный момент в средней трети расчетной длины стержня (рис.6)

$$M'_x = M_2 + \frac{M_1 - M_2}{l_2} \left(l_2 - \frac{l_{y2}}{3} \right) = -26.7 + \frac{-1026.5 - (-26.7)}{6.2} \left(6.2 - \frac{4.55}{3} \right) = -781.9 \text{ кНм.}$$

По модулю $M'_x > M_{\text{max}} / 2 = 1026.5 / 2 = 513.3 \text{ кНм}$.

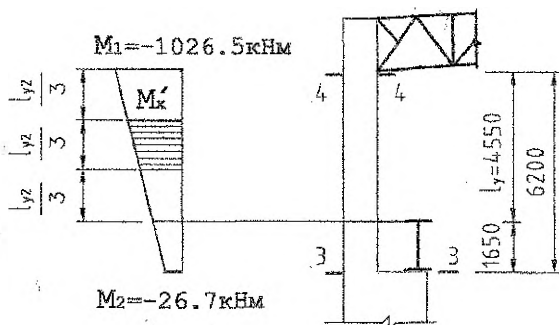


Рис. 2.6. К определению расчетного момента M'_x .

$$\text{Относительный эксцентриситет } m_x = \frac{M'_x \cdot A}{N \cdot W_x} = \frac{781.9 \cdot 10^2 \cdot 186.8}{366.3 \cdot 5886} = 6.77.$$

Так как $5 < m_x < 10$, то коэффициент s определяем по формуле 59 [1].

При $m_x \leq 5$ коэффициент s определяется по ф. 57 [1] $s = \beta / (1 + \alpha m_x)$,

при $m_x \geq 10$ коэффициент s определяется по ф. 58 [1] $s = 1 / (1 + m_x \varphi_y / \varphi_b)$.

При $m_x = 5$ (табл. 10 [1]), $\alpha = 0.65 + 0.05 m_x = 0.65 + 0.05 \cdot 5 = 0.9$ (при $m_x \leq 1$, $\alpha = 0.7$). Так как $\lambda_y = 71.1 < \lambda_c = 3.14 \sqrt{E / R_y} = 3.14 \cdot \sqrt{206000 / 230} = 94$, то $\beta = 1$. (При $\lambda_y > \lambda_c$ - $\beta = \sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$, где φ_c - коэффициент продольного изгиба в зависимости от λ_c).

$$c_s = \beta / (1 + \alpha m_x) = 1 / (1 + 0.9 \cdot 5) = 0.182.$$

При $m_x = 10$, $c_{10} = 1 / (1 + m_x \varphi_y / \varphi_b) = 1 / (1 + 10 \cdot 0.574 / 1.0) = 0.117$, где $\varphi_b = 1.0$ в большинстве случаев при проверке устойчивости колонн.

$$c = c_3 (2 - 0.2 m_x) + c_{10} (0.2 m_x - 1) = \\ = 0.182 (2 - 0.2 \cdot 6.77) + 0.117 (0.2 \cdot 6.77 - 1) = 0.156.$$

При $\lambda_y > \lambda_c = 3.14 \sqrt{E/R_y}$ коэффициент c не должен превышать

$$c_{max} = 2 / \left[1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\frac{M_x}{N h_f} \right)^2} \right], \text{ где } \delta = 4\rho/\mu; \rho = (J_x + J_y)/(A h_f^2);$$

$\mu = 2 + 0.156 \lambda_y^2 J_l / (A h_f^2)$; $J_l = 0.433 \Sigma b_i t_i^3$; здесь b_i и t_i — соответственно ширина и толщина листов, образующих сечение; h_f — расстояние между осями поясов.

$$\sigma = \frac{N}{c \varphi_y A} = \frac{366.3 \cdot 10}{0.156 \cdot 0.754 \cdot 186.8} = 166.7 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \text{ МПа}.$$

Гибкость колонны из плоскости рамы не превышает предельно допустимой $\lambda_y = 71.1 < \lambda_{cr} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0.725 = 136.5$, где $\alpha = \sigma / R_y \gamma_c = 166.7 / 230 = 0.725 > 0.5$.

Если в колонне имеется ослабление сечения или $m_{ef} > 20$, то следует проверить прочность колонны с учетом развития пластических деформаций по

$$\text{формуле } \left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M}{c_x W_{xn} R_y \gamma_c} \leq 1.$$

Проверяем местную устойчивость полки колонны.

Свес полки $b_{ef} = (b_f - t_w) / 2 = (32 - 1.0) / 2 = 15.5$ см. Так как $b_{ef} / t_f = 15.5 / 1.4 = 11.1 \leq (0.36 + 0.1 \lambda_x) \sqrt{E/R_y} = (0.36 + 0.1 \cdot 1.57) \sqrt{206000/230} = 15.5$, то местная устойчивость полки обеспечена.

Проверяем местную устойчивость стенки при изгибе колонны из плоскости действия момента.

Наибольшие сжимающие напряжения на краю стенки:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M h_w}{I_x} = \frac{-366.3 \cdot 10}{186.8} + \frac{-1026.5 \cdot 10^3}{294300} \cdot \frac{97.2}{2} = \\ = -19.6 - 169.5 = -189.1 \text{ МПа};$$

напряжения на противоположном краю стенки:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M h_w}{I_x} = -19.6 + 169.5 = +149.9 \text{ МПа}.$$

Средние касательные напряжения в стенке

$$\tau = \frac{Q}{h_w t_w} = \frac{-156.6 \cdot 10}{97.6 \cdot 1.0} = -16.1 \text{ МПа.}$$

$$\text{Коэффициент } \alpha = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma} = \frac{-189.1 - 149.9}{-189.1} = 1.79 \quad (\text{с учетом знаков } \sigma \text{ и } \sigma_1).$$

При $\alpha = 1.79 > 1$ наибольшее отношение h_{ef}/t_w определяем по формуле

$$\begin{aligned} \left(\frac{h_{ef}}{t_w} \right)_u &= 4.35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{|\sigma|(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} = \\ &= 4.35 \sqrt{\frac{(2 \cdot 1.79 - 1)206000}{189.1(2 - 1.79 + \sqrt{1.79^2 + 4 \cdot 0.308^2})}} = 159 > \\ &> 3.8 \sqrt{E/R_y} = 3.8 \sqrt{206000/230} = 113.7, \end{aligned}$$

где $\beta = 1.4(2\alpha - 1)|\tau|/|\sigma| = 1.4(2 \cdot 1.79 - 1)16.1/189.1 = 0.308$.

Принимаем $(h_{ef}/t_w)_u = 113.7$.

Так как $h_{ef}/t_w = 97.2/1.0 = 97.2 < (h_{ef}/t_w)_u = 113.7$, то местная устойчивость стенки обеспечена.

При $h_{ef}/t_w = 97.2 > 2.3 \sqrt{E/R_y} = 2.3 \sqrt{206000/230} = 68.8$, стенку следует укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2.5 - 3) h_{ef}$, но не менее двух ребер в пределах верхней части колонны.

Ширина парных симметричных ребер $b_h \geq h_{ef}/30 + 40 = 972/30 + 40 = 72.4$ мм. Принимаем $b_h = 80$ мм. Толщина ребер $t_s \geq 2 b_h \sqrt{R_y/E} = 2 \cdot 80 \sqrt{230/206000} = 5.3$ мм. Принимаем $t_s = 6$ мм.

2.5.4. Подбор сечения нижней части колонны.

Сечение нижней части колонны проектируем сквозным, состоящим из двух ветвей, соединенных раскосной решеткой с дополнительными стойками. Высота сечения $h_u = 1500$ мм. Принимаем сечение подкрановой ветви из прокатного двутавра, сечение наружной ветви – из двух уголков, соединенных листом (рис. 2.5). Раскосы и стойки решетки колонны проектируем из одиночных уголков.

Подкрановую ветвь колонны рассчитываем по усилиям $M_1 = -1151.6$ кНм, $N_1 = -2188.2$ кН, наружную – по усилиям $M_2 = 1270.1$ кНм, $N_2 = -2106.6$ кН.

Определим ориентировочное положение центра тяжести колонны. Принимаем $z_0 = 5$ см, $h_0 = h_n - z_0 = 150 - 5 = 145$ см.

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} \cdot h_0 = \frac{1270.1}{1151.6 + 1270.1} \cdot 145 = 76 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 145 - 76 = 69 \text{ см}.$$

Усилия в подкрановой ветви

$$N_{s1} = N_1 \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = 2188.2 \frac{69}{145} + \frac{1151.6 \cdot 10^2}{145} = 1835.5 \text{ кН}.$$

Усилия в наружной ветви

$$N_{s2} = N_2 \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = 2106.6 \frac{76}{145} + \frac{1270.1 \cdot 10^2}{145} = 1980.1 \text{ кН}.$$

Определяем требуемую площадь ветвей и komponуем их сечение. Для листового и фасонного проката толщиной 2 – 20 мм из стали класса С235 $R_y = 230$ МПа. Предварительно задаемся $\varphi = 0.8$.

$$\text{Для подкрановой ветви } A_{s1} = \frac{N_{s1}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{1835.5 \cdot 10}{0.8 \cdot 230 \cdot 1.0} = 99.8 \text{ см}^2,$$

$$\text{для наружной ветви } A_{s2} = \frac{N_{s2}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{1980.1 \cdot 10}{0.8 \cdot 230 \cdot 1.0} = 107.6 \text{ см}^2.$$

Из условия обеспечения общей устойчивости колонны из плоскости действия момента (из плоскости рамы) высоту сечения нижней части колонны назначают в пределах (1/20 – 1/30) H_n , что соответствует гибкости $\lambda = 60 \dots 100$. При $H_n = 1200$ см высота сечения будет от $1200/20 = 60$ см до $1200/30 = 40$ см. Назначаем высоту сечения нижней части колонны 50 см.

Принимаем для подкрановой ветви двутавр №50 ГОСТ 8239-89, площадь сечения $A_{s1} = 100 \text{ см}^2$, моменты инерции и радиусы инерции сечения $I_{x1} = 1043 \text{ см}^4$, $I_y = 39727 \text{ см}^4$, $i_{x1} = 3.23 \text{ см}$, $i_y = 19.9 \text{ см}$.

Сечение наружной ветви принимаем из двух уголков, соединенных вертикальным листом (рис. 2.5). Учитывая условия размещения сварных швов и удобство сварки, назначаем лист сечением $h \times t = 460 \times 10$ мм. Требуемая площадь уголка $A_{sp} = (A_{s2} - h \cdot t) / 2 = (107.6 - 46.0 \cdot 1.0) / 2 = 30.8 \text{ см}^2$. Принимаем два уголка $L 160 \times 10$ ГОСТ 8509-93 с площадью сечения 31.4 см^2 .

$$A_{sp} = (215.8 - 46.0 \cdot 1) / 2 = 80.9 \text{ см}^2$$

Площадь сечения наружной ветви $A_{в2} = 31.4 \cdot 2 + 46.0 \cdot 1.0 = 108.8 \text{ см}^2$.

Расстояние от наружной грани до центра тяжести ветви

$$z_0 = S_0 / A_{в2} = [46.0 \cdot 1.0 \cdot 0.5 + 2 \cdot 31.4 \cdot (1 + 4.3)] / 108.8 = 3.3 \text{ см.}$$

Моменты инерции сечения наружной ветви

$$I_{x2} = 2(774 + 31.4 \cdot 2.03^2) + 46.0 \cdot 1.0 \cdot 2.77^2 = 2160 \text{ см}^4,$$

$$I_y = 1.0 \cdot 46.0^3 / 12 + 2(774 + 31.4 \cdot 20.7^2) = 36569 \text{ см}^4.$$

Радиусы инерции сечения наружной ветви:

$$i_{x2} = \sqrt{\frac{I_{x2}}{A_{в2}}} = \sqrt{\frac{2160}{108.8}} = 4.5 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{в2}}} = \sqrt{\frac{36569}{108.8}} = 18.3 \text{ см.}$$

Общая площадь сечения колонны $A = A_{в1} + A_{в2} = 100 + 108.8 = 208.8 \text{ см}^2$.

Расстояние между осями ветвей $h_0 = h_n - z_0 = 150 - 3.3 = 146.7 \text{ см}$.

Расстояние от центра тяжести сечения до центральных осей ветвей

$$y_1 = A_{в2} h_0 / A = 108.8 \cdot 146.7 / 208.8 = 76.4 \text{ см},$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 146.7 - 76.4 = 70.3 \text{ см}.$$

Уточняем усилия в ветвях колонны с учетом фактических y_1 и y_2

$$N_{в1} = N_1 \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = 2188.2 \frac{70.3}{146.7} + \frac{1151.6 \cdot 10^2}{146.7} = 1833.7 \text{ кН},$$

$$N_{в2} = N_2 \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = 2106.6 \frac{76.4}{146.7} + \frac{1270.1 \cdot 10^2}{146.7} = 1962.9 \text{ кН}.$$

Проверяем устойчивость ветвей колонны из плоскости рамы (относительно оси $y-y$) при расчетной длине $l_y = 1200 \text{ см}$.

Подкрановая ветвь: гибкость ветви $\lambda_y = l_y / i_y = 1200 / 19.9 = 60.3$; коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0.809$;

$$\sigma = \frac{N_{в1}}{\varphi A_{в1}} = \frac{1833.7 \cdot 10}{0.809 \cdot 100} = 227 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \cdot 1.0 = 230 \text{ МПа}.$$

Наружная ветвь: $\lambda_y = l_y / i_y = 1200 / 18.3 = 65.6$; $\varphi = 0.783$;

$$\sigma = \frac{N_{в2}}{\varphi A_{в2}} = \frac{1962.9 \cdot 10}{0.783 \cdot 108.8} = 230 \text{ МПа} = R_y \gamma_c = 230 \cdot 1.0 = 230 \text{ МПа}.$$

Максимальная гибкость колонны из плоскости рамы не превышает предельно допустимой: $\lambda_y = 65.6 < \lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 1.0 = 120$, где $\alpha = \sigma / R_y \gamma_c = 230 / 230 = 1.0 > 0.5$.

Из условия равноустойчивости подкрановой ветви в плоскости и из плоскости рамы определяем требуемое расстояние между узлами решетки:

$$\lambda_{x1} = I_{y1} / i_{x1} = \lambda_y; \quad I_{y1} = \lambda_y i_{x1} = 60.3 \cdot 3.23 = 194.8 \text{ см.}$$

Угол наклона раскосов к горизонтали принимается в пределах 40...50°.

Назначаем расстояние между узлами решетки $I_{s1} = I_{s2} = 1580 \text{ мм}$ (рис. 2.5), разделяя нижнюю часть колонны на целое число панелей, и приняв высоту траверсы в узле сопряжения верхней и нижней частей колонны $h_s = 800 \text{ мм}$, что в пределах рекомендуемых значений $h_s = (0.5...0.8) h_p$.

Проверяем устойчивость ветвей колонны в плоскости рамы (относительно осей 1-1 и 2-2) при их расчетной длине, равной расстоянию между узлами решетки.

$$\text{Подкрановая ветвь:} \quad \lambda_{x1} = I_{y1} / i_{x1} = 158 / 3.23 = 48.9; \quad \varphi = 0.860;$$

$$\sigma = \frac{N_{y1}}{\varphi A_{y1}} = \frac{18337 \cdot 10}{0.860 \cdot 100} = 213 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \cdot 1.0 = 230 \text{ МПа.}$$

$$\text{Наружная ветвь:} \quad \lambda_{x2} = I_{y2} / i_{x2} = 158 / 4.50 = 35.1; \quad \varphi = 0.915;$$

$$\sigma = \frac{N_{y2}}{\varphi A_{y2}} = \frac{19629 \cdot 10}{0.915 \cdot 108.8} = 197 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \cdot 1.0 = 230 \text{ МПа.}$$

Устойчивость ветвей нижней части колонны обеспечена.

В составных стержнях с решетками гибкость отдельных ветвей между узлами должна быть не более 80, что в нашем случае выполняется.

Рассчитываем элементы решетки подкрановой части колонны. Раскосы решетки рассчитываем на большую из поперечных сил: фактическую $Q_{\max} =$

$$203.4 \text{ кН или условную } Q_{\text{fic}} = 7.15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi_e}, \text{ которая может быть}$$

определена после проверки устойчивости колонны в целом как единого стержня. Приблизительно при $R_y = 230 \text{ МПа}$ $Q_{\text{fic}} \approx 0.25 A = 0.25 \cdot 208.8 = 52.2 \text{ кН}$.

Приблизительно при $R_y = 200 \text{ МПа}$ — $Q_{\text{fic}} = 0.2A$, при $R_y = 440 \text{ МПа}$ — $Q_{\text{fic}} = 0.6A$. Для промежуточных значений R_y , Q_{fic} определяется по интерполяции.

Усилие сжатия в раскосе

$$N_p = Q_{\max} / (2 \sin \alpha) = 203.4 / (2 \cdot 0.691) = 147.2 \text{ кН,}$$

где $\sin \alpha = h_n / l_p = 150 / 217 = 0.691$; $l_p = \sqrt{h_n^2 + I_{y1}^2} = \sqrt{150^2 + 158^2} = 217 \text{ см;}$

$\alpha = 43.7^\circ$ — угол наклона раскоса.

Для сжатых элементов решетки из одиночных уголков, прикрепленных к ветви одной полкой коэффициент условий работы $\gamma_c = 0.75$.

Задаемся гибкостью раскоса $\lambda = 100$, $\varphi = 0.556$.

$$\text{Требуемая площадь раскоса } A_{rp} = \frac{N_p}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{147.2 \cdot 10}{0.556 \cdot 230 \cdot 0.75} = 15.3 \text{ см}^2.$$

Принимаем уголок $\text{L } 110 \times 8$ ГОСТ 8509-93, $A_p = 17.2 \text{ см}^2$, $i_{\min} = 2.18 \text{ см}$.

Расчетная длина раскоса $l_{ef} = l_p = 217 \text{ см}$. Гибкость раскоса $\lambda_{\max} = l_{ef} / i_{\min} = 217 / 2.18 = 99.5$, $\varphi = 0.559$. Напряжения в раскосе

$$\sigma = \frac{N_p}{\varphi A_p} = \frac{147.2 \cdot 10}{0.559 \cdot 17.2} = 153 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \cdot 0.75 = 172.5 \text{ МПа}.$$

Стойки решетки колонны рассчитываем на условную поперечную силу в наиболее нагруженной ветви колонны

$$Q_{bc} = 7.15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N_{bl}}{\varphi} = 7.15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{206000}{230} \right) \frac{1833.7}{0.860} = 21.9 \text{ кН}.$$

Конструктивно стойки принимаем из уголков $\text{L } 75 \times 6$ ГОСТ 8509-93, $A_c = 8.78 \text{ см}^2$, $i_{\min} = 1.48 \text{ см}$, $\lambda_{\max} = l_{ef} / i_{\min} = 150 / 1.48 = 101.4$, $\varphi = 0.547$.

Напряжения в стойке

$$\sigma = \frac{Q_{bc}}{2\varphi A_c} = \frac{21.9 \cdot 10}{2 \cdot 0.547 \cdot 8.78} = 22.8 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \cdot 0.75 = 172.5 \text{ МПа}.$$

Проверяем устойчивость нижней части колонны в плоскости действия момента как единого стержня. Геометрические характеристики всего сечения:

$$I_x = I_{x1} + A_{b1} y_1^2 + I_{x2} + A_{a2} y_2^2 = 1043 + 100 \cdot 76.4^2 + 2160 + 108.8 \cdot 70.3^2 = 1124600 \text{ см}^4,$$

$$i_x = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{1124600 / 208.8} = 73.4 \text{ см}.$$

Гибкость колонны в плоскости рамы $\lambda_x = l_{x1} / i_x = 2094 / 73.4 = 28.5$.

Приведенная гибкость

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 A / A_{p1}} = \sqrt{28.5^2 + 30.1 \cdot 208.8 / 34.4} = 31.5,$$

$$\text{где } \alpha_1 = \frac{10 l_p^3}{h_0^2 l_{bl}} = \frac{10 \cdot 217^3}{146.7^2 \cdot 158} = 30.1; A_{p1} = 2 A_p = 2 \cdot 17.2 = 34.4 \text{ см}^2.$$

Условная приведенная гибкость

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E} = 31.5 \cdot \sqrt{230 / 206000} = 1.05.$$

Для расчетной комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь,
 $N_1 = -2188.2 \text{ кН}$; $M_1 = -1151.6 \text{ кН}\cdot\text{м}$;

$$m = \frac{M_1}{N_1} \frac{A}{I_x} y_1 = \frac{1151.6 \cdot 10^2}{2188.2} \frac{208.8}{1124600} \cdot 76.4 = 0.747; \quad \varphi_e = 0.541;$$

$$\sigma = \frac{N_1}{\varphi_e A} = \frac{2188.2 \cdot 10}{0.541 \cdot 208.8} = 193.7 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \text{ МПа}.$$

Для расчетной комбинации усилий, догружающих наружную ветвь,
 $N_2 = -2106.6 \text{ кН}$; $M_2 = 1270.1 \text{ кН}\cdot\text{м}$;

$$m = \frac{M_2}{N_2} \frac{A}{I_x} (y_2 + z_0 - t_w / 2) = \frac{1270.1 \cdot 10^2}{2106.6} \frac{208.8}{1124600} (70.3 + 3.3 - 1.0 / 2) =$$

$$= 0.818; \quad \varphi_e = 0.522;$$

$$\sigma = \frac{N_2}{\varphi_e A} = \frac{2106.6 \cdot 10}{0.522 \cdot 208.8} = 193.3 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \text{ МПа}.$$

Условная поперечная сила в нижней части колонны

$$Q_{\text{ис}} = 7.15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N_1}{\varphi_e} = 7.15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{206000}{230} \right) \frac{2188.2}{0.541} =$$

$$= 41.5 \text{ кН} < Q_{\text{max}} = 203.4 \text{ кН}.$$

Устойчивость сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечена проверкой устойчивости отдельных ветвей.

2.5.5. Сопряжение надкрановой и подкрановой частей колонны.

Прикрепление верхней части колонны к нижней проектируем при помощи траверсы. Высота траверсы предварительно принята $h_s = 800 \text{ мм}$. Для обеспечения общей жесткости узла ставим ребра жесткости и горизонтальные пояса. Вертикальные ребра назначаем толщиной $t_p = 14 \text{ мм}$ равной толщине полки надкрановой части колонны. Ширину ребер принимаем 155 мм с общей шириной $2 \cdot 155 + 10 = 320 \text{ мм}$, равной ширине полки надкрановой части колонны. Нижний пояс назначаем сечением $-320 \times 14 \text{ мм}$. Верхний пояс располагаем ниже на 200 мм от верха траверсы и назначаем из двух листов сечением $-155 \times 14 \text{ мм}$. Принимаем толщину плиты на уступе колонны $t_{\text{пл}} = 20 \text{ мм}$. Конструкция узла сопряжения верхней и нижней частей колонны показана на рис. 2.7.

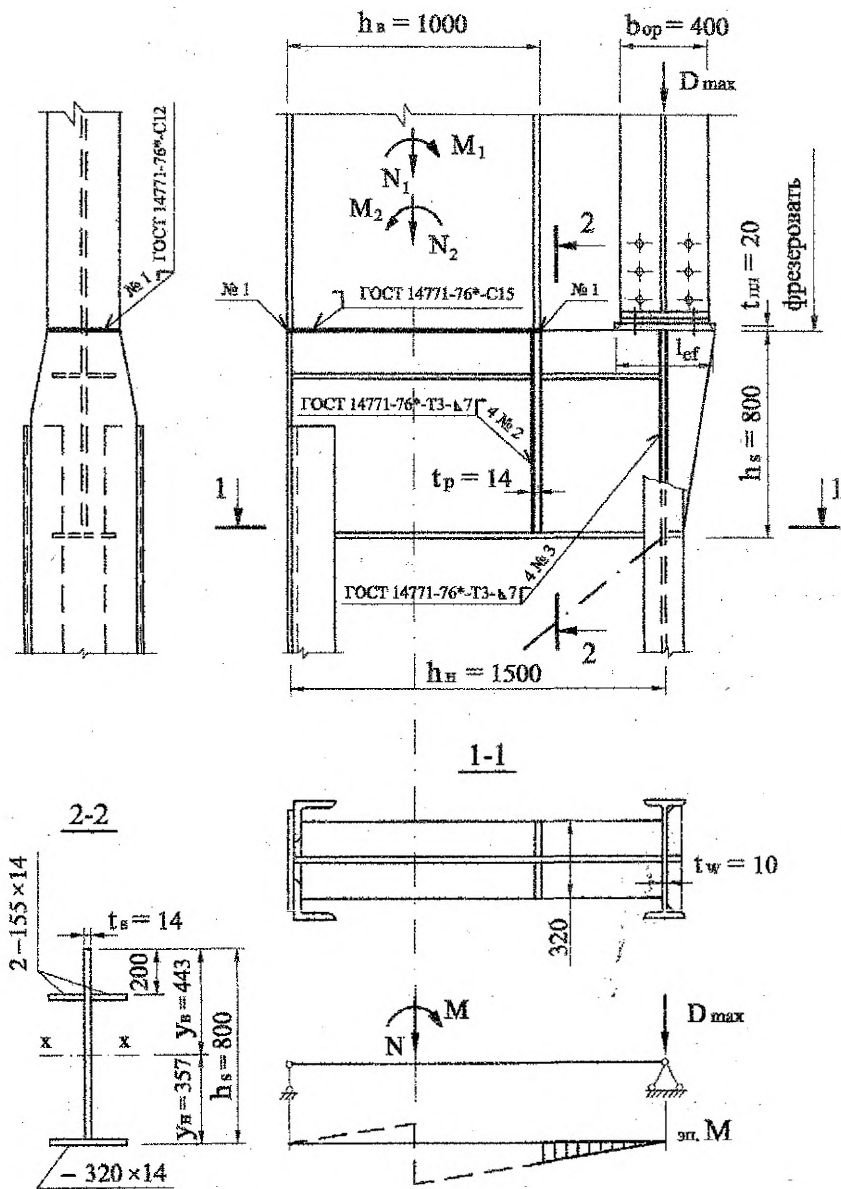


Рис. 2.7. Узел сопряжения надкрановой и подкрановой частей колонны.

Расчетные комбинации усилий в сечении 3-3 над уступом:

$$M_1 = -289.9 \text{ кНм}, \quad N_1 = -359.1 \text{ кН}, \quad (\text{сочетание 1, 2});$$

$$M_2 = +427.7 \text{ кНм}, \quad N_2 = -224.2 \text{ кН}, \quad (\text{сочетание 1, 3, 5}).$$

Расчетное давление кранов $D_{\max} = 1953 \text{ кН}$.

Стыковые сварные швы №1 проверяем на прочность по нормальным напряжениям. Контроль качества стыковых швов принимаем физическим методом. В этом случае расчетное сопротивление швов $R_{wy} = R_y = 230 \text{ МПа}$.

Напряжения во внутренней полке надкрановой части колонны определяем для первой комбинации усилий

$$\sigma = \frac{N_1}{A} + \frac{M_1}{W} = \frac{359.1 \cdot 10}{186.6} + \frac{289.9 \cdot 10^3}{5886} = 68.5 \text{ МПа} < R_{wy} \gamma_c = 230 \text{ МПа}.$$

Напряжения в наружной полке для второй комбинации усилий

$$\sigma = \frac{N_2}{A} + \frac{M_2}{W} = \frac{224.2 \cdot 10}{186.6} + \frac{427.7 \cdot 10^3}{5886} = 84.7 \text{ МПа} < R_{wy} \gamma_c = 230 \text{ МПа}.$$

Толщину стенки траверсы и вертикального ребра подкрановой ветви определяем из условия смятия от воздействия D_{\max}

$$t_s = \frac{D_{\max}}{l_{ef} R_p \gamma_c} = \frac{1953 \cdot 10}{44 \cdot 351 \cdot 1.0} = 1.26 \text{ см},$$

где $l_{ef} = b_{op} + 2 t_{пл} = 40 + 2 \cdot 2 = 44 \text{ см}$;

$b_{op} = 40 \text{ см}$ — ширина опорного ребра подкрановой балки;

$R_p = R_{ст} / \gamma_{ст} = 360 / 1.025 = 351 \text{ МПа}$. Принимаем $t_s = 14 \text{ мм}$.

Проверяем прочность сварных швов №2, которые передают с внутренней полки колонны на траверсу усилие

$$F_{w2} = M_1 / h_w + N_1 / 2 = 289.9 \cdot 10 / 100 + 359.1 / 2 = 469.5 \text{ кН}.$$

Сварку выполняем механизированным способом (полуавтоматом) в лодочку сварочной проволокой марки Св-08Г2С диаметром 1.4+2 мм. Вертикальные ребра траверсы привариваем швами с катетом $k_f = 7 \text{ мм}$.

Расчет прочности шва проводим по сечению металла границы сплавления сварного соединения, так как $\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} = 0.9 \cdot 210 \cdot 1.0 = 189 \text{ МПа} > \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} = 1.05 \cdot 162 \cdot 1.0 = 170 \text{ МПа}$, где $R_{wz} = 0.45 R_{ст} = 0.45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа}$.

Расчетная длина фланговых швов должна быть не более $l_w = 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0.9 \cdot 0.7 = 53.6 \text{ см}$.

$$\tau_w = \frac{F_{w2}}{4 \beta_z k_f l_w} = \frac{469.5 \cdot 10}{4 \cdot 1.05 \cdot 0.7 \cdot 53.6} = 29.8 \text{ МПа} < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 162 \text{ МПа}.$$

Для расчета сварных швов №3, прикрепляющих траверсу к подкрановой ветви колонны, составляем комбинацию усилий, дающую наибольшую опорную реакцию траверсы. Такой комбинацией является сочетание 1, 2, 3, 5(-), включающее загрузку 3 силой D_{\max} :

$$M = -193.3 - 87.0 + 480.9 - 78.0 = 122.6 \text{ кНм};$$

$$N = -239.4 - 107.7 + 8.7 - 5.0 = -343.4 \text{ кН}.$$

$$F_{w3} = -\frac{N h_B}{2 h_H} - \frac{M}{h_H} + \frac{k \psi D_{\max}}{2} = \frac{343.4 \cdot 100}{2 \cdot 150} - \frac{122.6 \cdot 10^2}{150} + \frac{1.2 \cdot 0.9 \cdot 1953}{2} = 1087.4 \text{ кН},$$

где $k = 1.2$ – учитывает неравномерную передачу усилия D_{\max} ;

$\psi = 0.9$ – коэффициент сочетания, учитывающий, что усилия M и N приняты для второго основного сочетания.

Принимаем $l_w = 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0.9 \cdot 0.7 = 53.6$ см.

$$\tau_w = \frac{F_{w3}}{2 \beta_z k_f l_w} = \frac{1087.4 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.7 \cdot 53.6} = 138 \text{ МПа} < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 162 \text{ МПа}.$$

Прочность швов, прикрепляющих вертикальное ребро к стенке подкрановой ветви, обеспечивается, так как усилие в них, равное $D_{\max} / 2$, меньше усилия в швах, расположенных с другой стороны стенки колонны.

Стенку подкрановой ветви колонны проверяем на срез по усилию, вычисленному для сочетания 1, 2, 3, 5(-) при полной передаче усилия D_{\max} ,

$$F = -\frac{N h_B}{2 h_H} - \frac{M}{h_H} + \psi D_{\max} = \frac{343.4 \cdot 100}{2 \cdot 150} - \frac{122.6 \cdot 10^2}{150} + 0.9 \cdot 1953 = 1790.4 \text{ кН}.$$

Для двугавра №50 толщина стенки $t_w = 10$ мм. Расчетная высота среза, равная высоте стенки траверсы $h_w = h_B - t_f = 80 - 1.4 = 78.6$ см, где t_f – толщина нижнего пояса траверсы.

$$\tau = \frac{F}{2 h_w t_w} = \frac{1790.4 \cdot 10}{2 \cdot 78.6 \cdot 1.0} = 113.9 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 0.58 R_y \gamma_c = 0.58 \cdot 230 \cdot 1.0 = 133.4 \text{ МПа}.$$

Траверса работает как балка пролетом h_B , загруженная усилиями M и N в сечении 3-3 надкрановой части колонны над траверсой. Определяющей является та комбинация M и N , которой соответствует наибольшая реакция на правой опоре R_{\max} .

Для первого сочетания усилий $M_1 = -289.9$ кНм, $N_1 = -359.1$ кН

$$R_1 = \frac{N_1 h_v}{2h_n} + \frac{M_1}{h_n} = -\frac{359.1 \cdot 100}{2 \cdot 150} - \frac{289.9 \cdot 10^2}{150} = -313.0 \text{ кН.}$$

Для второго сочетания усилий $M_2 = +427.7$ кНм, $N_2 = -224.2$ кН

$$R_2 = \frac{N_2 h_v}{2h_n} + \frac{M_2}{h_n} = -\frac{224.2 \cdot 100}{2 \cdot 150} + \frac{427.7 \cdot 10^2}{150} = 210.4 \text{ кН.}$$

Изгибающий момент у грани внутренней полки верхней части колонны

$$M = R_{\max} (h_n - h_n) = 313.0 (150 - 100) = 15650 \text{ кНсм.}$$

Геометрические характеристики сечения траверсы:

положение центра тяжести

$$y_n = \frac{S_0}{A} = \frac{32 \cdot 1.4 \cdot 0.7 + 78.6 \cdot 1.4 (78.6/2 + 1.4) + 2 \cdot 15.5 \cdot 1.4 (80 - 20.7)}{32 \cdot 1.4 + 78.6 \cdot 1.4 + 2 \cdot 15.5 \cdot 1.4} =$$

$$= 35.7 \text{ см; } y_x = h_s - y_n = 80 - 35.7 = 44.3 \text{ см;}$$

момент инерции $I_x = 1.4 \cdot 78.6^3 / 12 + 78.6 \cdot 1.4 (78.6/2 + 1.4 - 35.7)^2 +$
 $+ 32 \cdot 1.4 (35.7 - 0.7)^2 + 2 \cdot 15.5 \cdot 1.4 (80 - 20.7 - 35.7)^2 = 138455 \text{ см}^4.$

Напряжения в верхних волокнах траверсы от изгибающего момента

$$\sigma = \frac{M}{I_x} y_n = \frac{15650 \cdot 10}{138455} 44.3 = 49.9 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \text{ МПа.}$$

Расчётная поперечная сила в траверсе с учётом части опорного давления подкрановых балок при сочетании 1, 2, 3, 5(-) $Q = F_{w3} = 1087.4$ кН. Проверяем стенку траверсы на срез

$$\tau = \frac{F}{h_w t_s} = \frac{1087.4 \cdot 10}{78.6 \cdot 1.4} = 98.8 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 133.4 \text{ МПа.}$$

2. 5. 6. База колонны.

Ширина нижней части колонны превышает 1 м, поэтому проектируем базу раздельного типа. Конструкция базы колонны показана на рис. 2.8. Базу каждой ветви колонны конструируем и рассчитываем как базу центрально сжатой колонны. Для исключения дополнительных моментов центр тяжести плиты совмещаем с центром тяжести ветвей. Базу под каждую ветвь рассчитываем на отдельную комбинацию усилий M и N , которая дает наибольшее сжимающее усилие в ветви в нижнем сечении колонны.

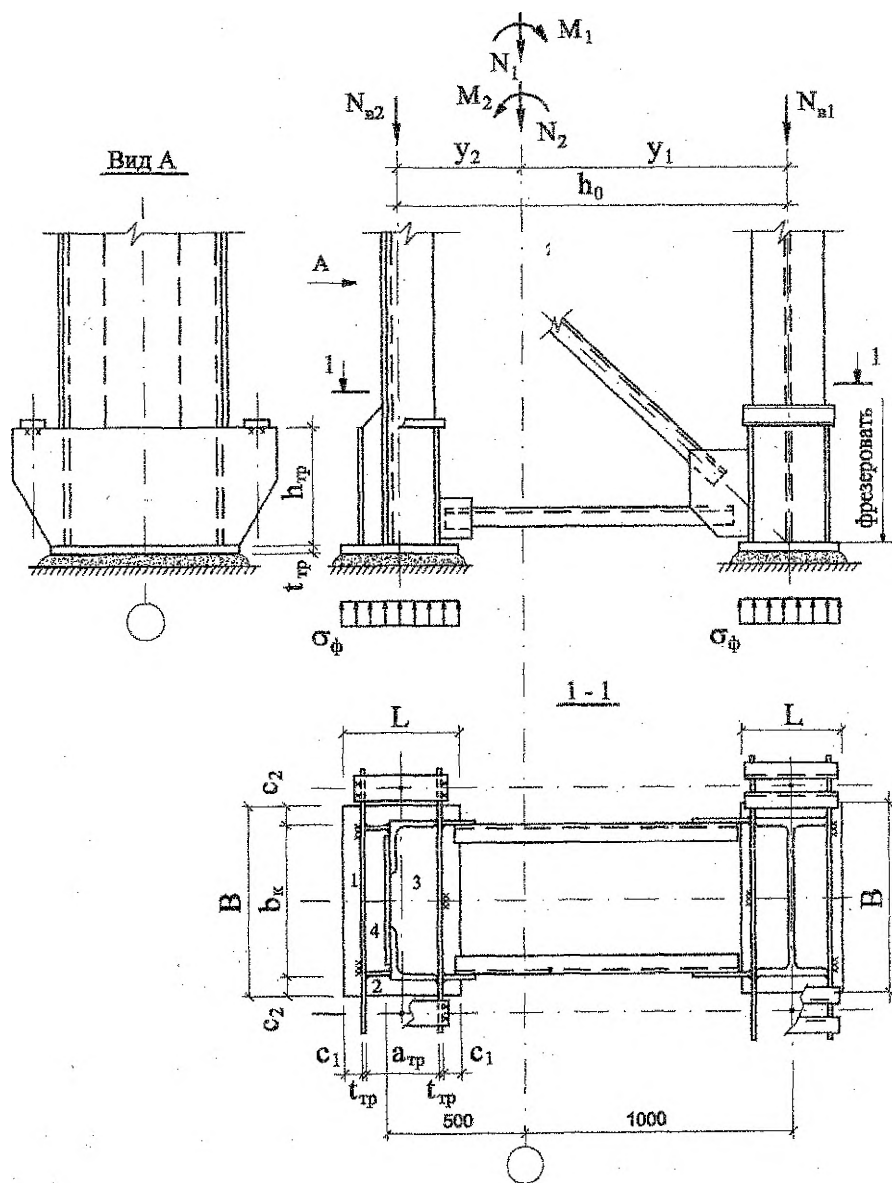


Рис. 2.8. Конструкция базы колонны.

Расчетные комбинации усилий в нижнем сечении колонны (сечение 1-1):

- 1) $M_1 = -451.0$ кНм, $N_1 = -1978.0$ кН — для подкрановой ветви (1, 3, 5, 7);
- 2) $M_2 = +1270.1$ кНм, $N_2 = -2106.6$ кН — для наружной ветви (1, 2, 3, 5, 8).

Расчетные усилия в ветвях колонны

$$N_{в1} = N_1 \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = 1978.0 \frac{70.3}{146.7} + \frac{451.0 \cdot 10^2}{146.7} = 1255.3 \text{ кН,}$$

$$N_{в2} = N_2 \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = 2106.6 \frac{76.4}{146.7} + \frac{1270.1 \cdot 10^2}{146.7} = 1962.9 \text{ кН.}$$

Принимаем для фундамента бетон класса В12.5 с расчетным сопротивлением на сжатие $R_b = 7.5$ МПа. Расчетное сопротивление бетона на местное сжатие

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b \gamma_{b2} = 1.0 \cdot 1.2 \cdot 7.5 \cdot 0.9 = 8.1 \text{ МПа,}$$

где $\alpha = 1.0$ для бетона класса ниже В25;

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2} / A_{loc1}}; \quad A_{loc1} - \text{площадь смятия}; \quad A_{loc2} - \text{расчетная площадь}$$

смятия, определяемая в зависимости от размеров фундамента. Принимаем максимальное значение $\varphi_b = 1.2$;

$$\gamma_{b2} = 0.9 - \text{коэффициент условий работы бетона.}$$

Для бетона класса В7.5 — $R_b = 4.5$ МПа, В10 — $R_b = 6.0$ МПа, В12.5 — $R_b = 7.5$ МПа, В15 — $R_b = 8.5$ МПа, В20 — $R_b = 11.5$ МПа.

База наружной ветви.

Требуемая площадь плиты из условия прочности бетона под плитой

$$A_{тр} = N_{в2} / R_{b,loc} = 1962.9 \cdot 10 / 8.1 = 2423 \text{ см}^2.$$

По конструктивным соображениям свес плиты c_2 принимают не менее 4 см. Тогда ширина плиты $B \geq b_k + 2c_2 = 50 + 2 \cdot 4 = 58$ см.

Принимаем $B = 60$ см, тогда $c_2 = (B - b_k) / 2 = (60 - 50) / 2 = 5$ см.

Длина плиты $L = A_{тр} / B = 2423 / 60 = 40.4$ см. Принимаем $L = 42$ см.

Фактическая площадь плиты $A = B L = 60 \cdot 42 = 2520 \text{ см}^2 > A_{тр}$.

Среднее напряжение в бетоне под плитой

$$\sigma_{\phi} = N_{в2} / A = 1962.9 \cdot 10 / 2520 = 7.79 \text{ МПа} < R_{b,loc} = 8.1 \text{ МПа.}$$

Принимаем толщину траверс $t_{тр} = 10$ мм.

Из условия симметричного расположения траверс относительно центра тяжести ветви расстояние между траверсами в свету $a_{тр} = 2(b_l + t_w - z_0) = 2(16.0 + 1.0 - 3.3) = 27.4$ см. Тогда свес плиты $c_1 = (L - a_{тр} - 2 \cdot t_{тр}) / 2 = (42 - 27.4 - 2 \cdot 1.0) / 2 = 6.3$ см.

Определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты:

участок 1, защемленный консольный свес с вылетом $c_1 = 6.3$ см

$$M_1 = \sigma_{\phi} c_1^2 / 2 = 7.79 \cdot 10^{-1} \cdot 6.3^2 / 2 = 15.5 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

участок 2, консольный свес вылетом $c_2 = 5.0$ см $< c_1$ не является расчетным;

участок 3, плита, опертая на четыре стороны, при отношении сторон участка $b/a = 480/160 = 3 > 2$, рассматривается как шарнирно-опертая балочная плита с пролетным моментом

$$M_3 = \sigma_{\phi} a^2 / 8 = 7.79 \cdot 10^{-1} \cdot 16^2 / 8 = 24.9 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

участок 4, плита, опертая на четыре стороны, имеет меньшие размеры сторон и ее пролетный момент не является расчетным.

Принимаем для расчета $M_{\max} = M_3 = 24.9$ кН·см.

$$\text{Требуемая толщина плиты } t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 24.9 \cdot 10}{220 \cdot 1.2}} = 2.38 \text{ см},$$

где $R_y = 220$ МПа для стали С235 толщиной 21-40 мм, $\gamma_c = 1.2$ для опорных плит толщиной до 40 мм из стали с $R_{yd} < 285$ МПа (при $R_{yd} \geq 285$ МПа $\gamma_c = 1.0$).

Принимаем $t_{\text{пл}} = 25$ мм.

Высота траверсы определяется прочностью сварных швов, прикрепляющих траверсу к стержню колонны, и прочностью самой траверсы, работающей как балка на двух опорах.

Ширина грузовой площади, с которой собирается реактивное давление фундамента σ_{ϕ} на одну траверсу (рис. 2.9),

$$d_{\text{тп}} = c_1 + t_{\text{тп}} + a/2 = 6.3 + 1.0 + 16/2 = 15.3 \text{ см.}$$

Нагрузка на более нагруженную внутреннюю траверсу

$$N \approx \sigma_{\phi} d_{\text{тп}} B = 7.79 \cdot 10^{-1} \cdot 15.3 \cdot 60 = 715.1 \text{ кН.}$$

Сварные швы, прикрепляющие траверсы к ветви колонны выполняем механизированной сваркой сварочной проволокой Св-08Г2С. Расчёт швов проводим по металлу границы сплавления. Катет швов принимаем $k_f = 6$ мм.

Требуемая длина сварных швов

$$l_w = \frac{N}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_w \gamma_c} = \frac{715.1 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.6 \cdot 162 \cdot 1.0 \cdot 1.0} = 35.0 \text{ см} < 85 \beta_z k_f = 85 \cdot 0.9 \cdot 0.6 = 45.9 \text{ см.}$$

Принимаем высоту траверс $h_{\text{тп}} = 400$ мм.

Интенсивность погонной нагрузки на траверсу

$$q = \sigma_{\phi} d_{\text{тп}} = 7.79 \cdot 10^{-1} \cdot 15.3 = 11.92 \text{ кН/см.}$$

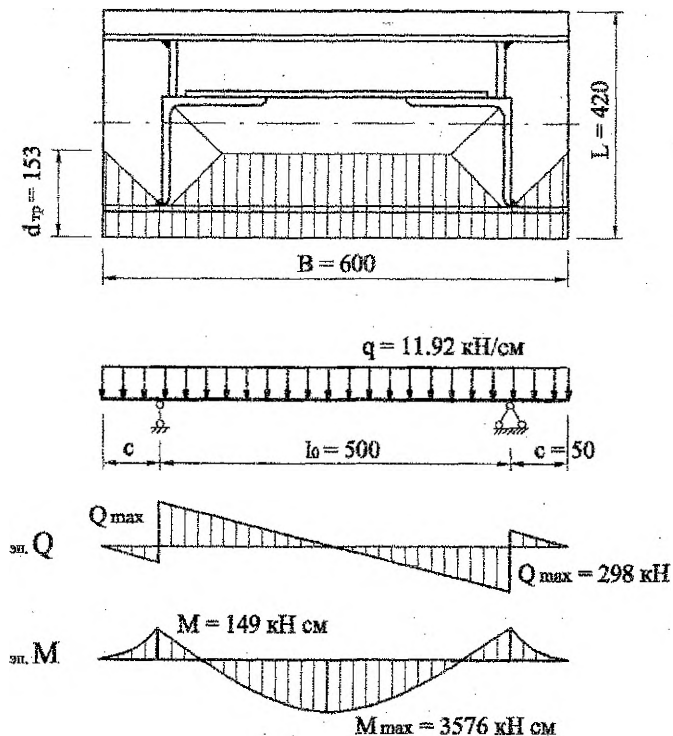


Рис. 2.9. Грузовая площадь, расчетная схема и эпюры усилий для расчета траверсы базы колонны.

Определяем в траверсе усилия Q и M :

$$Q_{\max} = q l_0 / 2 = 11.92 \cdot 50 / 2 = 298 \text{ кН};$$

$$M = q c^2 / 2 = 11.92 \cdot 5.0^2 / 2 = 149 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{\max} = q (l_0^2 / 8 - c^2 / 2) = 11.92 (50^2 / 8 - 5.0^2 / 2) = 3576 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

$$\text{Момент сопротивления траверсы } W = t_{\text{тр}} h_{\text{тр}}^2 / 6 = 1.0 \cdot 40^2 / 6 = 267 \text{ см}^3.$$

Проверка траверсы на срез

$$\tau = Q_{\max} / (t_{\text{тр}} h_{\text{тр}}) = 298 \cdot 10 / (1.0 \cdot 40) = 74.5 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 133.4 \text{ МПа}.$$

Проверка траверсы на прочность по нормальным напряжениям

$$\sigma = M_{\max} / W = 3576 \cdot 10 / 267 = 133.9 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \text{ МПа}.$$

Проверка траверсы на прочность по приведенным напряжениям в опорном сечении при $\sigma = M / W = 149 \cdot 10 / 267 = 5.8 \text{ МПа}$

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{5.8^2 + 3 \cdot 74.5^2} = 129.2 \text{ МПа} < 1.15 R_y \gamma_c = 1.15 \cdot 230 \cdot 1.0 = 264.5 \text{ МПа.}$$

Расчетная комбинация усилий в нижнем сечении колонны для расчета анкерных болтов $M = -451.0 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N = -1978.0 \text{ кН}$.

Усилие в анкерных болтах

$$F = \frac{|M|}{h_0} - \frac{|N| y_1}{h_0} = \frac{451.0 \cdot 10^2}{146.7} - \frac{1978.0 \cdot 76.4}{146.7} = -722.7 \text{ кН.}$$

Так как в болтах не возникает усилий растяжения, то есть база прижимается к фундаменту, то конструктивно принимаем 2 болта диаметром $d = 20 \text{ мм}$.

База подкрановой ветви.

Требуемая площадь плиты $A_{\text{тр}} = N_{\text{в1}} / R_{b,\text{loc}} = 1255.3 \cdot 10 / 8.1 = 1549.8 \text{ см}^2$.

Ширину плиты принимаем такой же, как и в базе наружной ветви $B = 60 \text{ см}$, тогда консольный свес плиты $c_2 = 5 \text{ см}$.

Длина плиты $L = A_{\text{тр}} / B = 1549.8 / 60 = 25.8 \text{ см}$. Принимаем $L = 30 \text{ см}$.

Фактическая площадь плиты $A = B L = 60 \cdot 30 = 1800 \text{ см}^2 > A_{\text{тр}}$.

Среднее напряжение в бетоне под плитой

$$\sigma_{\phi} = N_{\text{в1}} / A = 1255.3 \cdot 10 / 1800 = 6.97 \text{ МПа} < R_{b,\text{loc}} = 8.1 \text{ МПа.}$$

Консольный свес плиты $c_1 = (L - b_f - 2 t_{\text{тр}}) / 2 = (30 - 17 - 2 \cdot 1.0) / 2 = 5.5 \text{ см}$.

Определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты:

участок 1, защемленный консольный свес с вылетом $c_1 = 5.5 \text{ см}$

$$M_1 = \sigma_{\phi} c_1^2 / 2 = 6.97 \cdot 10^{-1} \cdot 5.5^2 / 2 = 10.5 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

участок 2, консольный свес вылетом $c_2 = 5.0 \text{ см} < c_1$ не является расчетным;

участок 3, плита, опертая на четыре стороны, при $b / a = 470 / 80 = 5.9 > 2$

$$M_3 = \sigma_{\phi} a^2 / 8 = 6.97 \cdot 10^{-1} \cdot 8^2 / 8 = 5.58 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Принимаем для расчета $M_{\text{max}} = M_1 = 10.5 \text{ кН}\cdot\text{см}$.

Требуемая толщина плиты $t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6 M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 10.5 \cdot 10^2}{220 \cdot 1.2}} = 1.54 \text{ см}$.

Принимаем $t_{\text{пл}} = 25 \text{ мм}$, такой же, как и в базе наружной ветви.

Нагрузка на траверсу

$$N = \sigma_{\phi} d_{\text{тр}} B = \sigma_{\phi} (c_1 + t_{\text{тр}} + b_f / 4) B = 6.97 \cdot 10^{-1} (5.5 + 1.0 + 17/4) 60 = 450 \text{ кН.}$$

Так как нагрузка на траверсу базы подкрановой ветви меньше нагрузки на траверсу базы наружной ветви, то высоту траверсы принимаем конструктивно такой же, как и в базе наружной ветви $h_{тр} = 400$ мм. В этом случае прочность траверсы будет заведомо обеспечена.

Расчетная комбинация усилий в нижнем сечении колонны для расчета анкерных болтов $M = 1874.9$ кН·м, $N = -974.7$ кН.

Усилие в анкерных болтах

$$F = \frac{|M|}{h_0} - \frac{|N|y_2}{h_0} = \frac{1874.9 \cdot 10^2}{146.7} - \frac{974.7 \cdot 70.3}{146.7} = 811.0 \text{ кН.}$$

Анкерные болты проектируем из стали марки 09Г2С по ГОСТ 19281-73⁸ с расчетным сопротивлением растяжению $R_{ba} = 225$ МПа.

Требуемая площадь болтов $A_{bn} = F / R_{ba} = 811 \cdot 10 / 225 = 36.04$ см².

Принимаем $n = 2$ болта диаметром $d = 56$ мм с суммарной площадью сечения $A_{bn} = 2 \cdot 18.74 = 37.48$ см².

В связи с большим усилием крепление анкерных болтов осуществляем к анкерной балочке из двух швеллеров. Анкерную балочку с пролетом $l = b_f$ рассматриваем свободно лежащей на траверсах и нагруженной сосредоточенной силой от анкерного болта (рис. 2.10).

Усилие одного болта $F_1 = F / n = 811 / 2 = 405.5$ кН.

Изгибающий момент $M = F_1 b_f / 4 = 405.5 \cdot 17.0 / 4 = 1723$ кН·см.

Требуемый момент сопротивления $W_{тр} = \frac{M}{2R_y \gamma_c} = \frac{1723 \cdot 10}{2 \cdot 230 \cdot 1.0} = 37.5$ см³.

Принимаем сечение балочки из двух швеллеров №12 с $W = 50.6$ см³.

При меньших усилиях в анкерных болтах их можно крепить к анкерной плитке, рассматривая ее в виде балки свободно лежащей на траверсах и с сосредоточенной нагрузкой от анкерных болтов. Расчетные схемы анкерной плитки при размещении на ней одного и двух анкерных болтов показаны на рис. 2.10. При усилиях в болту $F_1 = F/n$, изгибающий момент в анкерной плитке при сосредоточенной нагрузке от одного анкерного болта $M = F_1 b_f / 4$, от двух болтов – $M = F_1 a$.

При сечении анкерной плитки шириной b , толщиной t и ослаблении ее отверстиями под анкерные болты диаметром $d_0 = d + 6$ мм, момент сопротивления нетто анкерной плитки $W_n = (b - d_0) t^2 / 6$. Прочность анкерной плитки обеспечивается, если $\sigma = M / W_n < R_y \gamma_c$.

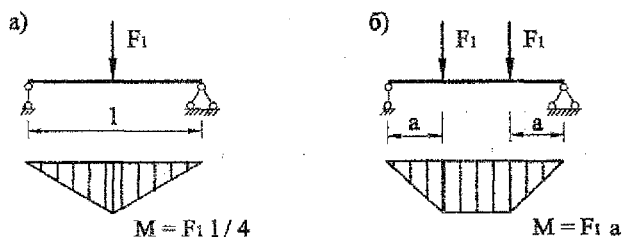


Рис. 2.10. Расчетные схемы анкерной баночки (плитки) при одном (а) и двух (б) анкерных болтах.

2.6. Расчет и конструирование стропильной фермы.

2.6.1. Исходные данные.

Проектируем ферму с параллельными поясами и уклоном $i = 1.5\%$. Пролет фермы $L = 30$ м, шаг ферм $B = 12$ м. Высота фермы по обухам уголков $h_{\text{Ф}} = 3150$ мм. Привязка опорного узла фермы к разбивочной оси колонны $c = h_{\text{к}} - a = 1000 - 500 = 500$ мм. Высота фермы в осях предварительно принята $h_{\text{Ф0}} = 3100$ мм. Данная высота и геометрические длины элементов фермы уточнены после подбора сечений стержней фермы. Материал фермы – сталь С255. Пояса и решетка приняты таврового сечения из парных уголков.

Расчетные усилия в стержнях фермы получены при статическом расчете рамы и приведены в распечатке с ЭВМ. Узловая постоянная нагрузка на ферму $F_q = 47.88$ кН, узловая снеговая нагрузка – $F_s = 23.94$ кН.

С учетом указаний п. 1.3.2 разработана схема связей по верхним и нижним поясам ферм покрытия, которая приведена на рис. 2.11. Распорки в плоскости верхних поясов установлены из условия обеспечения предельной гибкости верхних поясов ферм из их плоскости в стадии монтажа. Проверка указанного условия проводится после подбора сечения поясов фермы.

Схема фермы с нумерацией стержней и узлов и геометрические длины стержней приведены на рис. 2.12.

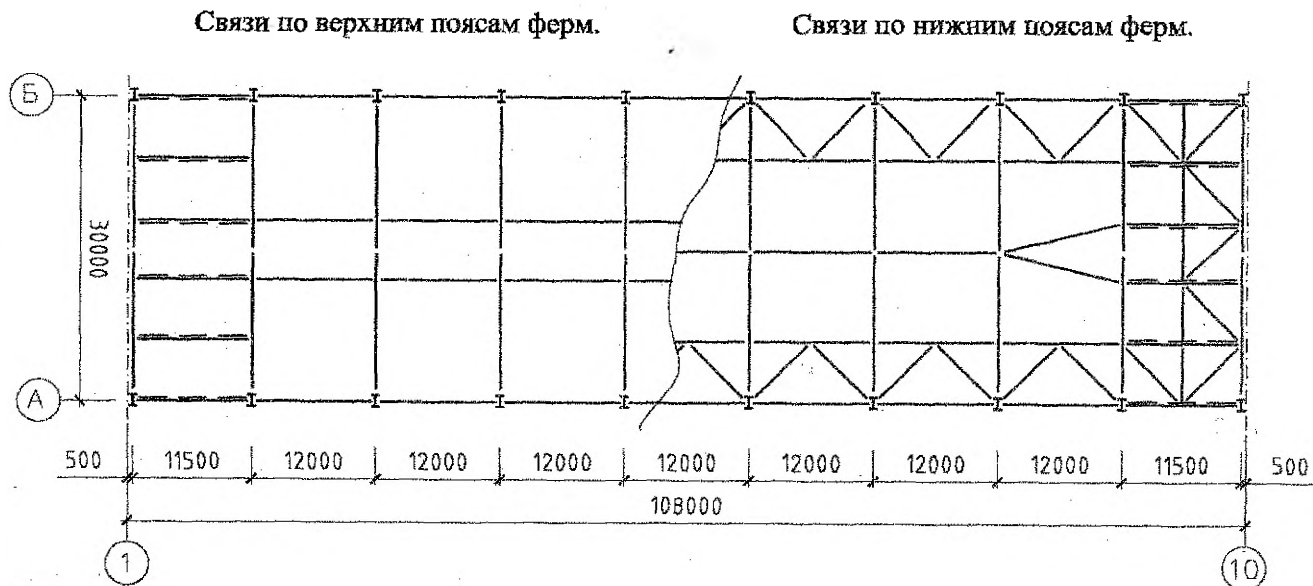


Рис. 2.11. Схема связей по покрытию здания.

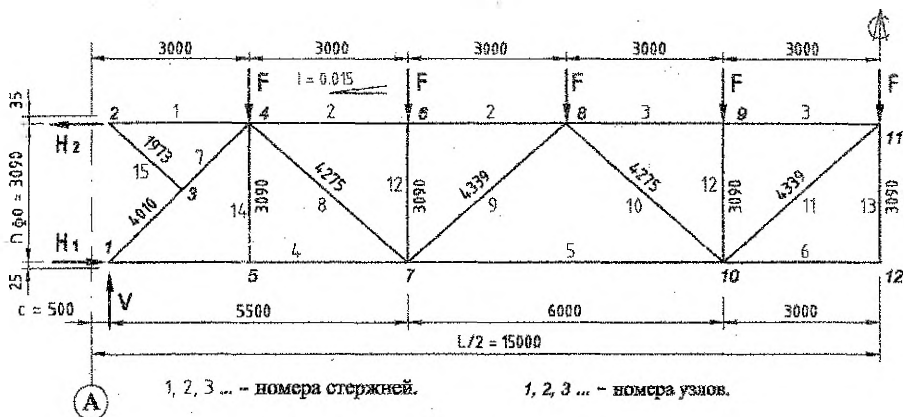


Рис. 2.12. Геометрическая схема фермы.

2.6.2. Расчетные длины стержней фермы.

Расчетные длины стержней в плоскости фермы $l_x = \mu_x l$ и из плоскости фермы $l_y = \mu_y l$, где l — геометрическая длина стержня, равная расстоянию между центрами узлов (рис. 2.12), примыкающих к данному стержню.

Коэффициенты расчетной длины μ_x и μ_y принимают значения [1]:

- для верхнего пояса $\mu_x = 1$, $\mu_y = 2$, так как точками верхнего пояса, закрепленными от смещения из плоскости фермы, являются узлы опирания прогонов, примыкающих к узлам связевого блока в торце здания (рис. 2.11). При наличии железобетонных плит покрытия закрепленным из плоскости является каждый узел фермы, этом случае $\mu_y = 1$;
- для опорного раскоса $\mu_x = 0.5$ — при наличии шпренгеля (стержень 15, рис. 2.12), $\mu_y = 1$;
- для промежуточных элементов решетки $\mu_x = 0.8$, $\mu_y = 1$;
- для нижнего пояса $\mu_x = 1$, расчетная длина l_y определяется расстоянием между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы (рис. 2.11). Для стержня 6 при наличии стержня 13 $l_x = 3.0$ м. Так как стержень 4 имеет сжимающее усилие, то с целью уменьшения его сечения уменьшаем его расчетную длину в плоскости фермы постановкой стержня 14. В этом случае для стержня 4 $l_x = 3.0$ м.

Расчетные длины стержней фермы приведены в таблице 2.4.

2.6.3. Подбор сечений стержней фермы.

Для фасонного проката из стали С255 $R_y = 250$ МПа при толщине проката 4...10 мм и $R_y = 240$ МПа при толщине 11...20 мм. По усилию в опорном раскосе $N_7 = 425.96$ кН принимаем толщину фасонки $t_f = 12$ мм (табл. 9.2 [3]).

Сжатые стержни подбираем из условия устойчивости. Подбор сечений начинаем с наиболее нагруженного стержня 3 верхнего пояса. Расчетное усилие $N_3 = 593.98$ кН, расчетные длины $l_x = 3.0$ м, $l_y = 6.0$ м.

Из условия равноустойчивости $\lambda_x = \lambda_y$ наиболее целесообразно принять сечение из двух неравнополочных уголков широкими полками в стороны, для которых $i_x \approx 0.5 i_y$.

Задаемся гибкостью $\lambda_0 = 90$ ($\lambda_0 = 80 \dots 100$ – для поясов и опорных раскосов, $\lambda_0 = 100 \dots 120$ – для остальных стержней решетки), которой при $R_y = 250$ МПа соответствует коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0.6$ (табл. 72 [1]).

$$\text{Требуемая площадь сечения } A = \frac{N_3}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{593.98 \cdot 10}{0.6 \cdot 250 \cdot 0.95} = 42.7 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_c = 0.95$ – коэффициент условий работы для сжатых поясов и опорных раскосов. Для промежуточных сжатых стержней решетки $\gamma_c = 0.8$.

Требуемые радиусы инерции $i_x = l_x / \lambda_0 = 300 / 90 = 3.33$ см, $i_y = l_y / \lambda_0 = 600 / 90 = 6.67$ см.

По требуемым значениям площади и радиусов инерции ближе всего подходит сечение из двух неравнополочных уголков $\angle 180 \times 110 \times 10$ ГОСТ 8510-86: $A = 2 \cdot 28.3 = 56.6 \text{ см}^2$, $i_x = 3.12$ см, $i_y = 8.69$ см.

Гибкости стержня $\lambda_x = l_x / i_x = 300 / 3.12 = 96.2$, $\lambda_y = l_y / i_y = 600 / 8.7 = 69.0$. По наибольшей гибкости $\lambda_x = 96.2$ находим $\varphi = 0.557$.

Проверяем устойчивость стержня

$$\sigma = \frac{N_3}{\varphi A} = \frac{593.98 \cdot 10}{0.557 \cdot 56.6} = 188.4 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 250 \cdot 0.95 = 237.5 \text{ МПа}.$$

Максимальная гибкость стержня не превышает предельно допустимой

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 96.2 < \lambda_{\text{ли}} = 180 - 60 \alpha = 180 - 60 \cdot 0.793 = 132.4,$$

где $\alpha = \sigma / R_y \gamma_c = 188.4 / 237.5 = 0.793 > 0.5$.

Предельная гибкость $\lambda_{\text{ли}}$ определяется по данной формуле для сжатых стержней поясов и опорного раскоса. Для промежуточных сжатых стержней решетки $\lambda_{\text{ли}} = 210 - 60 \alpha$.

Этот же стержень подберем из равнополочных уголков. Принимаем сечение из двух равнополочных уголков Γ 140×9 ГОСТ 8509-93: $A = 2 \cdot 24.7 = 49.4 \text{ см}^2$, $i_x = 4.34 \text{ см}$, $i_y = 6.16 \text{ см}$.

Гибкости стержня $\lambda_x = l_x / i_x = 300 / 4.34 = 69.1$, $\lambda_y = l_y / i_y = 600 / 6.16 = 97.4$. По наибольшей гибкости $\lambda_y = 97.4$ находим $\varphi = 0.548$.

Проверяем устойчивость стержня

$$\sigma = \frac{N_3}{\varphi A} = \frac{593.98 \cdot 10}{0.548 \cdot 49.4} = 219.4 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 250 \cdot 0.95 = 237.5 \text{ МПа}$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_y = 97.4 < \lambda_{\text{н}} = 180 - 60 \alpha = 180 - 60 \cdot 219.4 / 237.5 = 124.6$$

Окончательно принимаем сечение из равнополочных уголков, так как оно более экономичное.

Растянутые стержни подбираем из условия прочности. Наиболее нагруженным элементом нижнего пояса является стержень 6. Расчетное усилие $N_6 = 555.46 \text{ кН}$, расчетные длины $l_x = 3 \text{ м}$, $l_y = 9 \text{ м}$.

$$\text{Требуемая площадь сечения } A = \frac{N_6}{R_y \gamma_c} = \frac{555.46 \cdot 10}{250 \cdot 0.95} = 23.39 \text{ см}^2$$

где $\gamma_c = 0.95$ – коэффициент условий работы для растянутых стержней.

По сортаменту выбираем сечения из неравнополочных и равнополочных уголков. Ближе всего подходят уголки Γ 110×70×8 ГОСТ 8510-86 ($A = 27.8 \text{ см}^2$) и Γ 90×7 ГОСТ 8509-93 ($A = 24.6 \text{ см}^2$). Принимаем равнополочные уголки как более экономичные. Для сечения из этих уголков $i_x = 2.77 \text{ см}$, $i_y = 4.13 \text{ см}$.

Проверяем прочность стержня

$$\sigma = N_6 / A = 555.46 \cdot 10 / 24.6 = 225.8 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 237.5 \text{ МПа}$$

Проверяем гибкости стержня, учитывая, что в зданиях с кранами групп режимов работы 7К и 8К предельная гибкость для растянутых поясов $\lambda_{\text{н}} = 250$, для промежуточных растянутых стержней решетки $\lambda_{\text{н}} = 300$.

$$\lambda_x = l_x / i_x = 300 / 2.77 = 108.3 < \lambda_{\text{н}} = 250,$$

$$\lambda_y = l_y / i_y = 900 / 4.13 = 217.9 < \lambda_{\text{н}} = 250.$$

В зданиях с кранами групп режимов работы 1К...6К гибкость растянутых стержней ферм следует проверять только в вертикальной плоскости, т. е. $\lambda_x \leq \lambda_{\text{н}} = 400$.

Стержни, в которых усилия отсутствуют, обычно проектируют из одного уголка. В рассчитываемой ферме исключение составляет центральная стойка, у которой сечение принято крестовым из двух равнополочных уголков. Эти стержни подбирают по предельной гибкости $\lambda_n = 200$.

Рассмотрим стержень 15. Расчет следует выполнять по минимальному радиусу инерции относительно оси y_0 . Расчетная длина $l_0 = 197$ см. Требуемый радиус инерции $i_{y0} = l_0 / \lambda_n = 197 / 200 = 0.985$ см.

По сортаменту подбираем сечение из равнополочного уголка L 56×5 ГОСТ 8509-93: $A = 5.41$ см², $i_{y0} = 1.1$ см.

Во всех случаях стальные уголки размером менее чем 50×5 не назначают во избежание повреждения при транспортировании и монтаже ферм.

Аналогично рассмотренным примерам подбираются все остальные стержни фермы. Результаты подбора сечений стержней приведены в табл. 2.4.

При окончательном выборе сечений стержней необходимо иметь в виду, что в рационально запроектированной стропильной ферме в зависимости от пролета допускается 5...8 типоразмеров профилей (чем больше пролет, тем больше типоразмеров). Сечение поясов с целью уменьшения трудоемкости изготовления фермы меняют по длине обычно не более одного раза, а при пролете 24 м и менее – принимают постоянным. В связи с этим в проектируемой ферме сечение стержня 2 распространяем и на крайнюю панель (стержень 1).





С целью уменьшения количества типоразмеров уголков стержень 6 принимаем из уголков 90×8 и это сечение распространяем на панель 5, так как разница в усилиях в стержнях 5 и 6 невелика. Аналогично стержни 14 и 15 принимаем из уже имеющихся больших уголков 90×8 и 63×5 соответственно. Таким образом, общее количество различных типоразмеров профилей по всему ригелю составляет 7.

Нижний пояс фермы принят из одних и тех же уголков по всей длине, но так как его длина превышает предельную длину уголкового проката (≈ 12 м), то в стержне 4 следует предусмотреть соединение этих уголков встык без накладок заводской сваркой. Поскольку в этом стержне максимальное усилие сжимающее, то сварное соединение будет равнопрочно основному металлу.

Проверяем гибкость верхнего пояса фермы из ее плоскости в стадии монтажа. На участке между узлами 2 и 9, закрепленными от смещения распорками (рис. 2.11), расчетная длина пояса составляет $l_y = 1150$ см, средний радиус инерции $i_{y,ср} = (5.53 \cdot 8.5 + 6.16 \cdot 3.0) / 11.5 = 5.69$ см,

$$\lambda_y = l_y / i_{y,ср} = 1150 / 5.69 = 202 < \lambda_n = 220.$$

Таблица 2.4. Подбор сечений стержней фермы.

Элемент	№ стержня	Усилие N, кН	Сечение по расчету	Площадь A, см ²	Расчетные длины, см		Радиусы инерции, см		Гибкости			Φ _{min}	γ _c	σ, МПа	R _y γ _c , МПа	Принятое сечение	
					l _x	l _y	i _x	i _y	λ _x	λ _y	λ _α						
Верхний пояс	1	280.23	ПГ 63 × 5	12.26	250	550	1.94	3.04	129	181	250	—	0.95	228.6	237.5	ПГ 125 × 8	
	2	-361.45	ПГ 125 × 8	39.4	300	600	3.87	5.53	77.5	108	131	0.474	0.95	193.5	237.5	ПГ 125 × 8	
	3	-593.98	ПГ 140 × 9	49.4	300	600	4.34	6.16	69.1	97.4	125	0.548	0.95	219.4	237.5	ПГ 140 × 9	
Нижний пояс	4	32.74 -164.35	Л 90 × 8	27.8	300	550	2.76	4.15	109	133	136	0.336	0.95	176.1	237.5	Л 90 × 8	
	5	416.45	Л 80 × 6	18.76	600	900	2.47	3.72	243	242	250	—	0.95	222.0	237.5	Л 90 × 8	
	6	555.46	Л 90 × 7	24.6	300	900	2.77	4.13	108	218	250	—	0.95	225.8	237.5	Л 90 × 8	
Раскосы	7	-425.96	ПГ 100 × 8	31.2	200	401	3.07	4.54	65.1	88.3	124	0.616	0.95	221.6	237.5	ПГ 100 × 8	
	8	364.80	ПГ 75 × 6	17.56	342	428	2.30	3.52	149	122	300	—	0.95	207.7	237.5	ПГ 75 × 6	
	9	-268.19	ПГ 100 × 8	31.2	347	434	3.07	4.54	113	95.6	153	0.450	0.8	191.0	200	ПГ 100 × 8	
	10	171.57	ПГ 50 × 5	9.6	342	428	1.53	2.53	224	169	300	—	0.95	178.7	237.5	ПГ 50 × 5	
	11	-74.96	ПГ 75 × 5	14.78	347	434	2.31	3.49	150	124	153	0.268	0.8	189.2	200	ПГ 75 × 6	
Стойки	12	-71.82	ПГ 63 × 5	12.26	247	309	1.94	3.07	127	101	161	0.362	0.8	161.8	200	ПГ 63 × 5	
	13	0	 50 × 5	9.6	l ₀ = 309		i _{x0} = 1.94		λ _{x0} = 160			200	—	—	—	—	 50 × 5
Под-веска	14	0	 80 × 6	9.38	l ₀ = 309		i _{y0} = 1.58		λ _{y0} = 196			200	—	—	—	—	Л 90 × 8
Ширек-гель	15	0	 56 × 5	5.41	l ₀ = 197		i _{y0} = 1.10		λ _{y0} = 181			200	—	—	—	—	Л 63 × 5

2.6.4. Расчет и конструирование узлов фермы.




Предварительно выполняем расчет сварных швов, прикрепляющих раскосы и стойки решетки к фасонкам фермы. Для сварки узлов принимаем механизированную сварку в нижнем положении проволокой Св-08Г2С диаметром $d = 1.4 \div 2$ мм в углекислом газе.

Коэффициенты глубины проплавления $\beta_f = 0.9$, $\beta_z = 1.05$. Расчетные сопротивления металла шва $R_{wf} = 215$ МПа и зоны сплавления $R_{wz} = 0.45 R_{wf} = 0.45 \cdot 215 = 96.75$ МПа. Коэффициенты условий работы шва $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1.0$ (конструкция будет эксплуатироваться при $t > -40^\circ\text{C}$).

Несущая способность швов определяется прочностью по границе сплавления, так как $\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} = 0.9 \cdot 215 \cdot 1.0 = 193.5$ МПа $>$ $\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} = 1.05 \cdot 96.75 \cdot 1.0 = 101.5875$ МПа.

Прикреплять элементы решетки из уголков к фасонкам рекомендуется двумя фланговыми швами. Значения коэффициентов, учитывающих распределение усилия в элементе между швами по обушку и перу уголка, принимаются по таблице 2.5.

Таблица 2.5. Распределение усилий между швами по обушку и перу уголков.

Тип сечения	Обушок уголка k_1	Перо уголка k_2
	0.7	0.3
	0.75	0.25
	0.65	0.35

Требуемые расчетные длины швов:

$$- \text{ по обушку } l_w = \frac{k_1 N}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_c}; \quad - \text{ по перу } l_w = \frac{k_2 N}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_c}$$

Категор шва следует задаваться, исходя из конструктивных ограничений:

– по обушкx $k_{f \min} \leq k_f \leq 1.2 t_{\min}$; – по перу $k_{f \min} \leq k_f \leq t - \delta$,

где $k_{f \min}$ – принимается по таблице 38* [1],

t_{\min} – наименьшая толщина соединяемых элементов,

δ – принимается в зависимости от толщины полки уголка t :

t , мм	≤ 6	7–16	>16
δ , мм	1	2	4

Предпочтение следует отдавать швам, выполняемым за один проход:

Расчетная длина шва l_w должна удовлетворять условиям:

$$l_w \geq 4 k_f; \quad l_w \geq 40 \text{ мм}; \quad l_w \leq 85 \beta_f k_f.$$

Конструктивная длина шва $l = l_w + 10$ мм. Полученные по расчету длины швов округляем в большую сторону до размера, кратного 10 мм. Если по расчету длина шва меньше 50 мм, то принимаем 50 мм. Расчет швов удобно выполнять в табличной форме (таблица 2.6).

Таблица 2.6. Расчет сварных швов.

№ стержня	Сечение	N , кН	Шов по обушкx			Шов по перу		
			$k_1 N$, кН	k_f , мм	l , мм	$k_2 N$, кН	k_f , мм	l , мм
7	ГГ 100×8	425.96	298.17	8	120	127.79	6	80
8	ГГ 75×6	364.80	255.36	6	140	109.44	5	80
9	ГГ 100×8	268.19	187.73	6	100	80.46	5	60
10	ГГ 50×5	171.57	120.1	6	70	51.47	4/5	50
11	ГГ 75×6	74.96	52.47	5	50	22.49	5	50
12	ГГ 63×5	71.82	50.27	5	50	21.55	4/5	50

Примечание: уголки толщиной 5 мм крепятся по перу к фасонке $t_f = 12$ мм неравнокxтным угловым швом, так как катет $k_f = 4$ мм противоречит таблице 38* [1].

Конструирование узлов фермы выполняем путем вычерчивания их в масштабе и начинаем с разбивки осевых линий стержней. Контурные линии стержней наносим, отступая от оси на расстояния, определяемые положением центра тяжести профиля уголка. Расстояние от обушка уголков до разбивочной оси принимается кратным 5 мм.

По полученным длинам швов крепления раскосов и стоек определяем размеры фасонки. Стержни решетки не доводим до поясов на расстояние $a = 6 t_f - 20$ мм, но не более 80 мм, где t_f – толщина фасонки в мм. Для рассчитываемой фермы $a = 6 \cdot 12 - 20 = 52$ мм < 80 мм, принимаем $a = 60$ мм. Концы фланговых швов для снижения концентрации напряжений выводим на торцы стержня на 20 мм. Узловые фасонки должны иметь простое очертание с минимальным числом резов (прямоугольное, трапециевидное). Фасонку, по возможности, выпускают за обухи поясных уголков на 10...15 мм. Для обеспечения плавной передачи усилия и снижения концентрации напряжений в узлах 6 и 9 угол между краем фасонки и стойкой назначаем не менее 15° .

После определения размеров фасонки выполняем расчет других элементов в узлах фермы.

Узел 1 (рис. 2.13). Конструктивно принимаем ширину опорного фланца $b_f = 180$ мм (из условия размещения болтов для крепления фермы к колонне). Тогда требуемая толщина фланца из условия смятия

$$t_f = \frac{V}{b_f R_p \gamma_c} = \frac{328.23 \cdot 10}{18 \cdot 361 \cdot 1.0} = 0.505 \text{ см,}$$

где $R_p = R_m / \gamma_m = 370 / 1.025 = 361$ МПа;

$$V = N_7 \cdot \sin \alpha = 425.96 \cdot 309 / 401 = 328.23 \text{ кН} - \text{опорная реакция фермы.}$$

Из конструктивных соображений принимаем толщину фланца такой же, как и толщина фасонки, т. е. $t = 12$ мм. Выпускаем фланец за пределы фасонки на 15 мм < $1.5 t_f = 18$ мм.

Крепление нижнего пояса к фасонке выполняем швами $k_f = 6$ мм. Требуемые конструктивные длины швов:

$$\text{по обуху } l_{об} = \frac{0.7 N_4}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_wz \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0.7 \cdot 164.35 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.6 \cdot 166.5 \cdot 1.0 \cdot 1.0} + 1 = 6.48 \text{ см;}$$

$$\text{по перу } l_{п} = \frac{0.3 N_4}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_wz \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0.3 \cdot 164.35 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.6 \cdot 166.5 \cdot 1.0 \cdot 1.0} + 1 = 3.35 \text{ см.}$$

Конструируем узел, принимая конфигурацию фасонки с минимальным числом резов. Фактическая длина швов будет больше, чем нужно по расчету.

Длина шва крепления фасонки к фланцу определяется конструкцией узла и составляет $h = 45$ см. Проверяем опорную фасонку на срез

$$\begin{aligned} \tau &= V / (h t) = 328.23 \cdot 10 / (45 \cdot 1.2) = 60.8 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 0.58 R_s \gamma_c = \\ &= 0.58 \cdot 240 \cdot 1.0 = 139.2 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Сварные швы ($k_f = 6$ мм), прикрепляющие опорный фланец к фасонке, проверяем на срез от опорной реакции V и внецентренно приложенной, вследствие не совпадения середины шва с осью нижнего пояса, силы H_1 .

$$\text{Эксцентриситет } e = 45 / 2 - 15 - 2.5 + 1.5 = 6.5 \text{ см.}$$

$$\text{Расчетная длина швов } l_w = 45 - 1 = 44 \text{ см} < 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0.9 \cdot 0.6 = 45.9 \text{ см.}$$

Прочность металла по границе сплавления проверяем в наиболее напряженной точке А на действие результирующих напряжений

$$\tau = \sqrt{(\tau_V)^2 + (\tau_H + \tau_M)^2} = \sqrt{59.2^2 + (77.5 + 68.7)^2} = 157.2 \text{ МПа} < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 166.5 \text{ МПа},$$

$$\text{где } \tau_V = \frac{V}{2 \beta_z k_f l_w} = \frac{328.23 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.6 \cdot 44} = 59.2 \text{ МПа;}$$

$$\tau_H = \frac{H_1}{2 \beta_z k_f l_w} = \frac{429.9 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.6 \cdot 44} = 77.5 \text{ МПа;}$$

$$\tau_M = \frac{6 H_1 e}{2 \beta_z k_f l_w^2} = \frac{6 \cdot 429.9 \cdot 6.5 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.6 \cdot 44^2} = 68.7 \text{ МПа;}$$

$H_1 = N_4 + N_7 \cos \alpha = 164.35 + 425.96 \cdot 250 / 401 = 429.9$ кН – определено при том же сочетании загружений рамы (1, 2, 4, 6, 8), что и опорная реакция V .

Опорный столик принимаем из листа толщиной 30 мм, шириной 200 мм. Его высота определяется длиной вертикальных швов ($k_f = 8$ мм), прикрепляющих столик к колонне

$$l_w = \frac{1.2 V}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{1.2 \cdot 328.23 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.8 \cdot 166.5 \cdot 1 \cdot 1} = 14.08 \text{ см} <$$

$$< 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0.9 \cdot 0.8 = 61.2 \text{ см,}$$

где коэффициент 1.2 учитывает возможный эксцентриситет передачи нагрузки на столик.

Требуемая высота столика $h = 14.08 + 1.0 = 15.08$ см. Принимаем $h = 16$ см.

В узле 1 отрыв фланца от колонны не возможен, так как при максимальном растяжении в стержне 4 ($N_4 = 32.74$ кН, сочетание 1, 3, 6, 7) усилие в опорном раскосе $N_7 = -276.79 + 11.2 + 6.38 + 7.02 = -252.19$ кН и тогда $H_p = N_4 + N_7 \cos \alpha = 32.74 - 252.19 \cdot 250 / 401 = -124.49$ кН < 0 .

Поэтому принимаем конструктивно болты М20 в количестве $n = 6$.

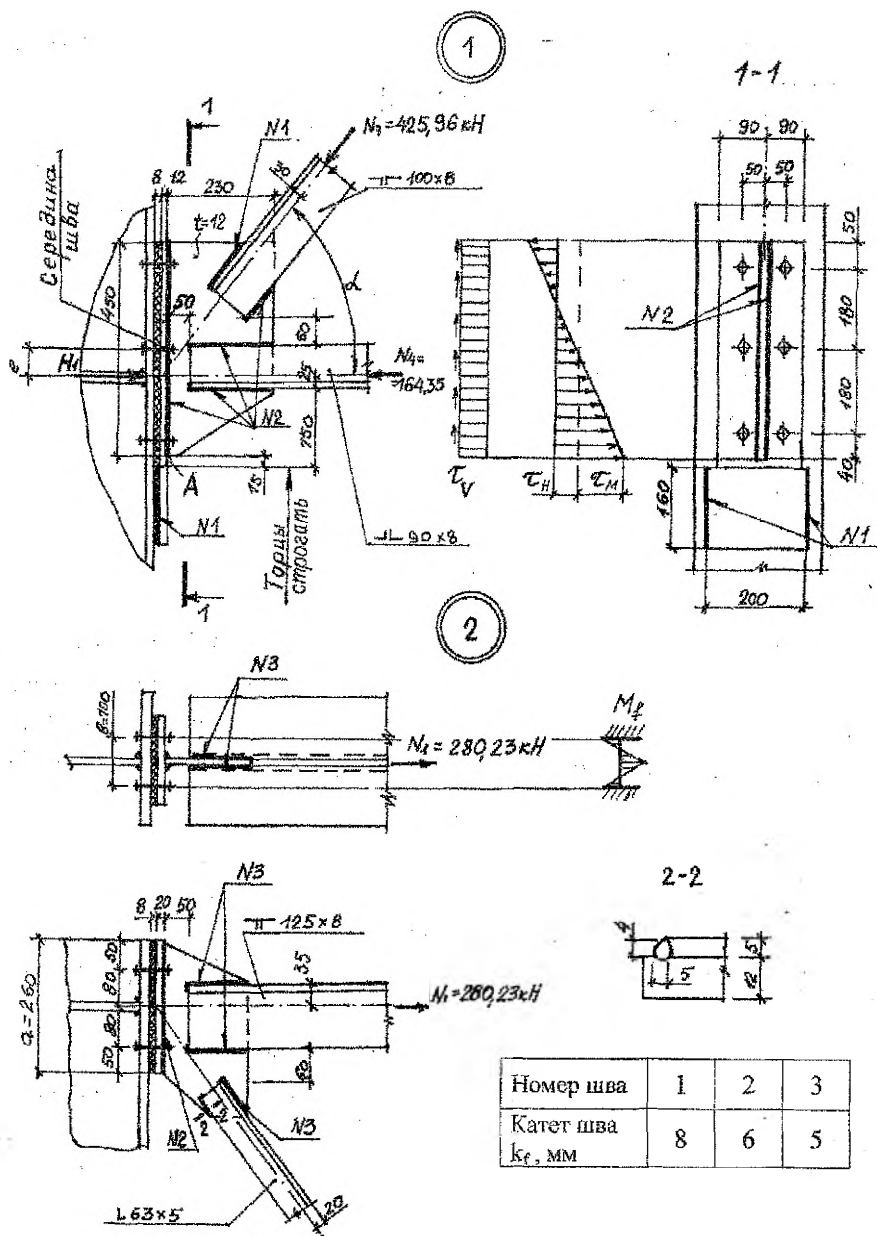


Рис. 2.13. Опорные узлы фермы.

При возникновении отрыва фланца от колонны ($N_p > 0$) следует рассчитать болты на растяжение (рис. 2.14). Максимальное усилие N_{max} , приходящееся на нижние болты, определяется из условия равенства моментов внешних и внутренних сил относительно центра поворота узла, который принимается на уровне верхнего ряда болтов. При $n = 6$ и одинаковом расстоянии a по вертикали между болтами $N_{max} = H_p e_1 / (2.5 a)$, где e_1 - расстояние от оси нижнего пояса фермы до верхнего ряда болтов. Усилие на один болт $N_b = N_{max} / 2$. Из условия прочности болтов при растяжении требуемая их площадь нетто $A_{bn} = N_b / (R_b \gamma_c)$. По A_{bn} подбирается диаметр болтов.

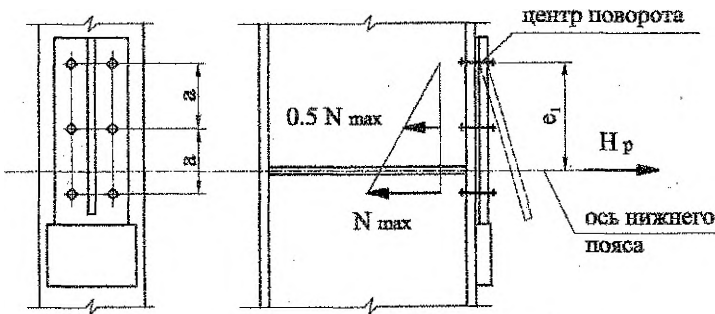


Рис. 2.14. Схема расчета болтов на растяжение.

Узел 2 (рис. 2.13). Принимаем катет швов, прикрепляющих верхний пояс к фасонке, $k_f = 5$ мм. Требуемые конструктивные длины швов:

$$\text{по обушке } l_{об} = \frac{0.7 N_1}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0.7 \cdot 280.23 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.6 \cdot 166.5 \cdot 1.0 \cdot 1.0} + 1 = 12.2 \text{ см,}$$

$$\text{по перу } l_n = \frac{0.3 N_1}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{0.3 \cdot 280.23 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.6 \cdot 166.5 \cdot 1.0 \cdot 1.0} + 1 = 5.81 \text{ см.}$$

Для исключения эксцентриситетов узел конструируем таким образом, чтобы ось верхнего пояса фермы проходила через центр фланца и центр болтового поля. С учетом этого и учитывая, что по оси верхнего пояса стенка колонны укрепляется ребрами, мешающими постановке болтов, в узле следует устанавливать 4 или 8 болтов.

Если ось верхнего пояса не проходит через центр фланца и центр болтового поля, то швы крепления фасонки к фланцу и болты необходимо рассчитывать с учетом эксцентриситета.

Для крепления верхнего пояса фермы к колонне принимаем болты нормальной точности из стали класса 5.6 с расчетным сопротивлением на растяжение $R_{bt} = 210$ МПа. Из условия прочности болтов суммарная их площадь

$$\Sigma A_{bn} = N_1 / (R_{bt} \gamma_c) = 280.23 \cdot 10 / (210 \cdot 1.0) = 13.34 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 болта М24 с $\Sigma A_{bn} = 4 \cdot 3.52 = 14.08 \text{ см}^2 > 13.34 \text{ см}^2$.

Ширину фланца принимаем такой же, как и в узле 1 – 180 мм. Расстояние между болтами из условия их размещения назначаем $b = 100$ мм, конструктивно высота фланца $a = 260$ мм.

Усилие N_1 стремится оторвать фланец от колонны и вызывает его изгиб. Момент определяется как в заземленной балке пролетом $b = 10$ см

$$M_f = N_1 b / 8 = 280.23 \cdot 10 / 8 = 350.29 \text{ кН·см.}$$

Напряжения во фланце $\sigma = \frac{M_f}{W} = \frac{6 M_f}{a t_f^2} \leq R_y \gamma_c$, откуда требуемая толщина

$$\text{на фланца } t_f = \sqrt{\frac{6 M_f}{a R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 350.29}{26 \cdot 240 \cdot 1.0}} = 1.84 \text{ см.} \quad \text{Принимаем } t_f = 20 \text{ мм.}$$

Катет швов, прикрепляющих фланец к фасонке

$$k_f \geq \frac{N_1}{2 \beta_z (a-1) R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{280.23 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot (26-1) \cdot 166.5 \cdot 1 \cdot 1} = 0.32 \text{ см.}$$

Принимаем $k_f = k_{f \min} = 6$ мм.

Узел 4 (рис. 2.15). Швы крепления пояса к фасонке рассчитываем на совместное действие продольных усилий в смежных панелях пояса N_1 и N_2 и узловой нагрузки F .

Рассмотрим сочетания загружений рамы, дающие максимальные усилия в этих панелях:

– сочетание 1, 2, 4, 6, 8 – $N_1 = 280.23$ кН, при этом же сочетании

$$N_2 = -210.64 - 94.79 + 29.84 + 19.12 + 15.62 = -240.85 \text{ кН,}$$

$$\text{разница усилий } N_1 - N_2 = 280.23 - (-240.85) = 521.08 \text{ кН;}$$

– сочетание 1, 2, 3, 6, 7 – $N_2 = -361.45$ кН,

$$N_1 = 125.29 + 56.38 - 36.26 - 27.94 - 25.8 = 91.67 \text{ кН,}$$

$$N_1 - N_2 = 91.67 - (-361.45) = 453.12 \text{ кН.}$$

Расчетным является первое сочетание, где $N_1 - N_2 = 521.08$ кН.

Узловая нагрузка $F = F_q + \psi F_s = 47.88 + 0.9 \cdot 23.94 = 69.43$ кН.

По полученным при конструировании узла размерам фасонки длина швов крепления пояса составляет $l = 55$ см. Принимаем $k_f = 5$ мм.

Расчетная длина швов $l_w = 55 - l = 54$ см $> 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0.9 \cdot 0.5 = 38.25$ см, поэтому в расчет включаем $l_w = 38.25$ см.

Напряжения в наиболее нагруженных швах по обухам

$$\tau_N = \frac{0.7(N_1 - N_2)}{2 \beta_z k_f l_w} = \frac{0.7 \cdot 521.08 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.5 \cdot 38.25} = 90.82 \text{ МПа}.$$

Дополнительные напряжения от узловой нагрузки F

$$\tau_F = \frac{F}{\beta_z k_f \Sigma l_w} = \frac{69.43 \cdot 10}{1.05 \cdot 0.5 \cdot 130} = 10.17 \text{ МПа},$$

где $\Sigma l_w = 2(l_1 + l_2) = 2(20 + 45) = 130$ см – суммарная протяженность участков швов, передающих силу F;

$l_1 = 20$ см – ширина опирания прогона;

$l_2 = l_1 + 2 b_{\text{гр}} = 20 + 2 \cdot 12.5 = 45$ см.

Результирующие напряжения

$$\tau = \sqrt{\tau_N^2 + \tau_F^2} = \sqrt{90.82^2 + 10.17^2} = 91.39 \text{ МПа} < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 166.5 \text{ МПа}.$$

Узел 6 (рис. 2.15). Длина швов крепления пояса к фасонке составляет – по обуху 20 см, по перу 15 см. Принимаем $k_f = k_{f \min} = 5$ мм.

Их прочность не проверяем, так как эти швы передают то же усилие, что и швы крепления стойки 12 к фасонке, длина которых меньше.

Узел 7 (рис. 2.15). Длина сварных швов крепления пояса к фасонке $l = 54$ см. Принимаем $k_f = 5$ мм. Расчетная длина швов $l_w = 54 - l = 53$ см $> 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0.9 \cdot 0.5 = 38.25$ см, в расчет включаем $l_w = 38.25$ см.

Сварные швы крепления пояса рассчитываем на совместное действие усилий N_4 и N_5 . Расчетное сочетание загружений рамы 1, 2, 4, 6, 8 –
 $N_4 = -164.35$ кН, $N_5 = 277.63 + 124.94 - 80.12 - 33.94 - 12.67 = 275.84$ кН.

Напряжения в наиболее нагруженных швах по обухам уголков

$$\tau = \frac{0.7(N_5 - N_4)}{2 \beta_z k_f l_w} = \frac{0.7 \cdot [275.84 - (-164.35)] \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.5 \cdot 38.25} = 76.55 \text{ МПа} <$$

$$< R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 166.5 \text{ МПа}.$$

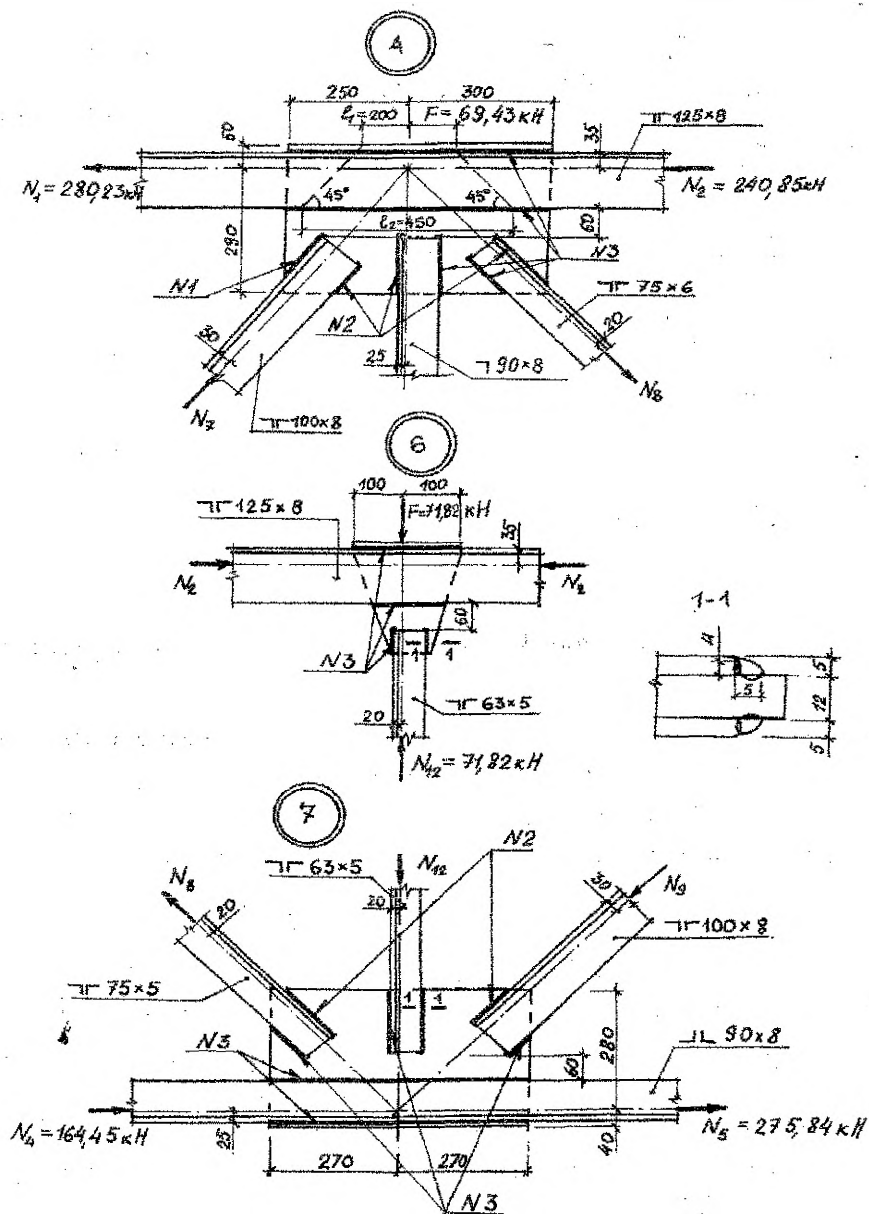


Рис. 2.15. Промежуточные узлы фермы.

Узел 8 (рис. 2.16). В этом узле меняется сечение верхнего пояса. Ввиду различной толщины уголков перекрываем их листовыми накладками и стык смещаем на 300 мм (*рекомендуемый размер 300 ÷ 500 мм*) в сторону панели с меньшим усилием ($N_2 < N_3$). Ширину каждой накладки назначаем, исходя из ширины полки поясного уголка 140 мм, зазора между кромкой накладки и фасонкой 40 мм, свеса накладки 20 мм: $b_n = 140 - 40 + 20 = 120$ мм.

Площадь сечения накладки должна быть не менее площади сечения выступающей полки меньшего уголка. Из этого условия находим толщину накладок $t_n \geq 12.5 \cdot 0.8 / 12 = 0.83$ см, принимаем $t_n = 10$ мм.

Проверяем прочность ослабленного сечения по линии а-а

$$\sigma = \frac{1.2 N_2}{\Sigma A_n + b_{гр} t_f} = \frac{1.2 \cdot 361.45 \cdot 10}{2 \cdot 12 \cdot 1.0 + 2 \cdot 12.5 \cdot 1.2} = 80.32 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа},$$

где ΣA_n – сумма площадей сечений накладок; t_f – толщина фасонки;
 b – ширина, прикрепляемой к фасонке, полки уголка.

Длину швов, прикрепляющих накладку к верхним поясам, рассчитываем на усилие в накладке $N_n = A_n \cdot \sigma = 12 \cdot 1.0 \cdot 80.32 \cdot 10^{-1} = 96.38$ кН.

Принимаем $k_f = 5$ мм, тогда их требуемая расчетная длина

$$l_w = \frac{N_n}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{96.38 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.5 \cdot 166.5 \cdot 1 \cdot 1} = 5.51 \text{ см.}$$

Конструктивная длина $l = 5.51 + 1 = 6.51$ см.

Расчетным усилием для швов, прикрепляющих левые уголки пояса к фасонке, является большее из N_{ef} и N'_{ef} :

$$N_{ef} = 1.2 N_2 - 2 N_n = 1.2 \cdot 361.45 - 2 \cdot 96.38 = 240.98 \text{ кН};$$

$$N'_{ef} = 1.2 N_2 / 2 = 1.2 \cdot 361.45 / 2 = 216.87 \text{ кН.}$$

Требуемая конструктивная длина сварного шва со стороны обушка уголков при толщине $k_f = 5$ мм

$$l_{об} = \frac{0.7 N_{ef}}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0.7 \cdot 240.98 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.5 \cdot 166.5 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 11.1 \approx 12 \text{ см},$$

со стороны пера при той же толщине шва

$$l_n = \frac{0.3 N_{ef}}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0.3 \cdot 240.98 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.5 \cdot 166.5 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 5.14 \approx 6 \text{ см.}$$

Для швов, прикрепляющих правые уголки:

$$N_{ef} = 1.2 N_3 - 2 N_n = 1.2 \cdot 593.13 - 2 \cdot 96.38 = 520.0 \text{ кН};$$

$$N'_{ef} = 1.2 N_3 / 2 = 1.2 \cdot 593.13 / 2 = 216.87 \text{ кН}.$$

где $N_3 = -395.99 - 178.19 - 3.92 - 9.50 - 5.53 = -593.13 \text{ кН}$ – вычислено при том же сочетании нагрузжений (1, 2, 3, 6, 7), что и усилие N_2 .

Принимаем $k_f = 5 \text{ мм}$. Фактическая расчетная длина $l_w = 54 - 1 = 53 \text{ см} > 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0.9 \cdot 0.5 = 38.25 \text{ см}$, в расчет включаем $l_w = 38.25 \text{ см}$.

Напряжения в наиболее нагруженных швах по обухам

$$\tau_N = \frac{0.7 N_{ef}}{2 \beta_z k_f l_w} = \frac{0.7 \cdot 520.0 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.5 \cdot 38.25} = 90.63 \text{ МПа}.$$

Дополнительные напряжения от узловой нагрузки F

$$\tau_F = \frac{F}{\beta_z k_f \Sigma l_w} = \frac{69.43 \cdot 10}{1.05 \cdot 0.5 \cdot 136} = 9.72 \text{ МПа},$$

где $\Sigma l_w = 2 (l_1 + l_2) = 2 (20 + 48) = 136 \text{ см}$ – см. расчет узла 4;

$$l_2 = l_1 + 2 b_{yr} = 20 + 2 \cdot 14 = 48 \text{ см}.$$

Результирующие напряжения

$$\tau = \sqrt{\tau_N^2 + \tau_F^2} = \sqrt{90.63^2 + 9.72^2} = 91.15 \text{ МПа} < R_{wz} \gamma_wz \gamma_c = 166.5 \text{ МПа}.$$

Узел 10 (рис. 2.16). Катет швов крепления нижнего пояса к фанонке принимаем $k_f = 5 \text{ мм}$. В расчет включаем длину шва $l_w = 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0.9 \cdot 0.5 = 38.25 \text{ см}$, что меньше фактической расчетной длины $l_w = 44 - 1 = 43 \text{ см}$. Расчетное усилие, равное разности усилий в смежных панелях пояса N_5 и N_6 , имеет максимальное значение при сочетании нагрузжений 1, 2, 4, 6, 8:

$$N_5 = 277.63 + 124.94 - 80.12 - 33.94 - 12.67 = 275.84 \text{ кН};$$

$$N_6 = 370.30 + 166.64 - 63.25 - 24.32 - 2.09 = 447.28 \text{ кН};$$

$$N_6 - N_5 = 447.28 - 275.84 = 171.44 \text{ кН}.$$

Напряжения в наиболее нагруженных швах по обухам уголков

$$\tau = \frac{0.7(N_6 - N_5)}{2 \beta_z k_f l_w} = \frac{0.7 \cdot 171.44 \cdot 10}{2 \cdot 1.05 \cdot 0.5 \cdot 38.25} = 29.88 \text{ МПа} <$$

$$< R_{wz} \gamma_wz \gamma_c = 166.5 \text{ МПа}.$$

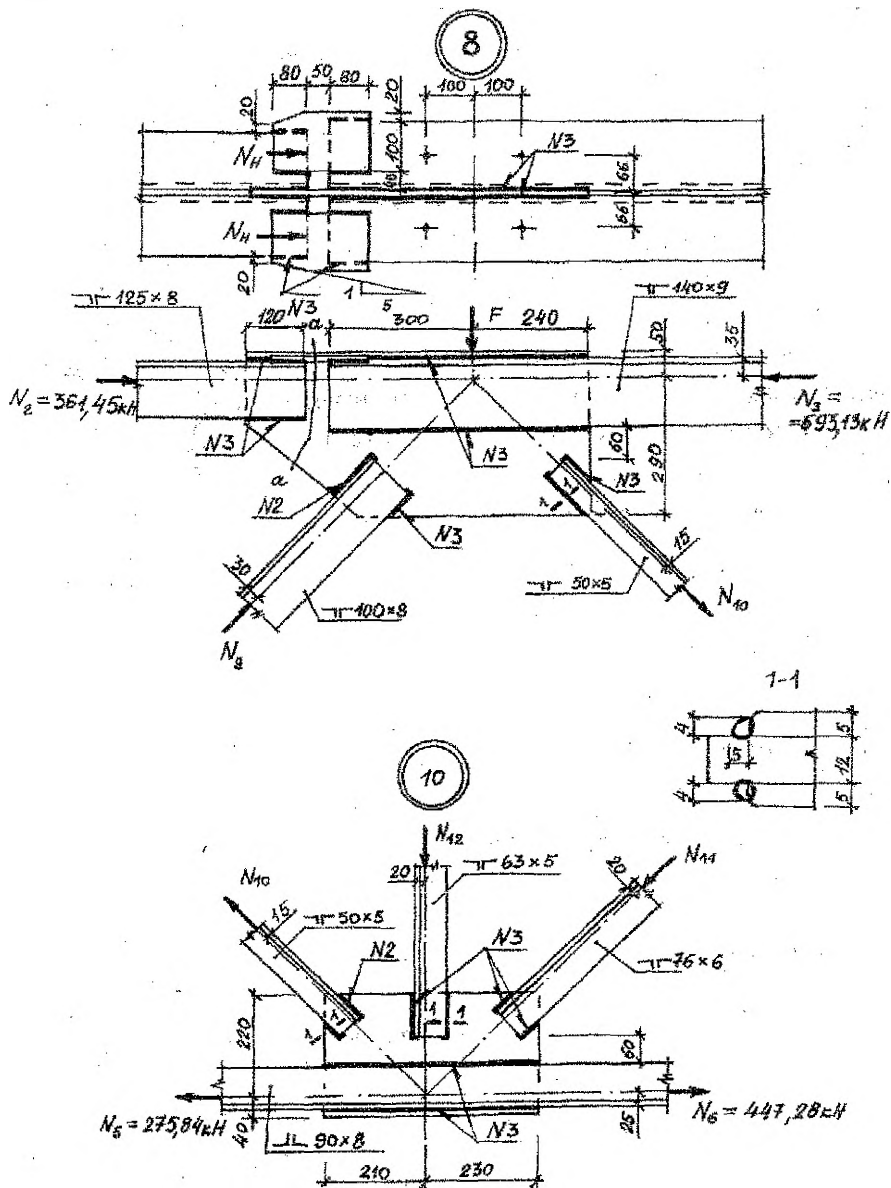


Рис. 2.16. Промежуточные узлы фермы.

Узел II (рис. 2.17). Усилие в стыке передается через накладки, прикрепляемые к полкам (фасонка не включается в работу стыка). Размеры сечения накладок подбираем из условия их равнопрочности с перекрываемыми полками уголков пояса (Γ 140×9). Принимаем сечение горизонтальных и вертикальных накладок $b_n \times t_n = 140 \times 10$ мм, в этом случае площади сечений накладок будут не менее площади полок уголков пояса.

Прочность стыка проверяем по усилию

$$N_{ef} = N_3 + N_{II} \cdot \cos\beta = 593.98 + 49.97 \cdot 300 / 434 = 628.52 \text{ кН},$$

где $N_{II} = 33.31 + 16.66 = 49.97$ кН – определено при том же сочетании (1, 2), что и усилие N_3 .

Площадь сечения стыка определяем с учетом ослабления поперечного сечения каждой накладки одним отверстием диаметром $d_0 = 23$ мм, тогда площадь нетто горизонтальных и вертикальных накладок

$$A_{bn} = A_{vn} = (b_n - d_0) t_n = (14 - 2.3) \cdot 1.0 = 11.7 \text{ см}^2.$$

Среднее напряжение в накладках

$$\sigma = \frac{N_{ef}}{2 A_{bn} + 2 A_{vn}} = \frac{628.52 \cdot 10}{2 \cdot 11.7 + 2 \cdot 11.7} = 134.3 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа}.$$

Крепление накладок к поясу осуществляем высокопрочными болтами М20 ($A_{bh} = 2.45 \text{ см}^2$) из стали 40Х «селект» с $R_{bhm} = 1100$ МПа (таблица 61 [1]). Расчетное сопротивление болтов растяжению $R_{bh} = 0.7 R_{bhm} = 0.7 \cdot 1100 = 770$ МПа. Для газопламенной обработки контактных поверхностей без консервации и контроля натяжения болтов по моменту закручивания по таблице 36* [1] принимаем коэффициент трения $\mu = 0.42$, коэффициент надежности $\gamma_b = 1.12$. Коэффициент условий работы при количестве болтов в стыке с одной стороны $n < 5 - \gamma_b = 0.8$. Тогда несущая способность одной плоскости трения одного высокопрочного болта

$$Q_{bh} = R_{bh} A_{bh} \gamma_b \mu / \gamma_b = 770 \cdot 10^{-1} \cdot 2.45 \cdot 0.8 \cdot 0.42 / 1.12 = 56.6 \text{ кН}.$$

Требуемое число высокопрочных болтов определяем по предельному усилию, воспринимаемому накладкой,

$$N_h = N_v = A_{vn} R_y \gamma_c = 11.7 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1.0 = 280.8 \text{ кН}.$$

Для прикрепления одной горизонтальной накладки при одной плоскости трения ($k = 1$) число болтов по одну сторону от оси стыка

$$n_h = \frac{N_h}{\gamma_c Q_{bh} k} = \frac{280.8}{1.0 \cdot 56.6 \cdot 1} = 4.96, \text{ принимаем } 5 \text{ болтов}.$$

Для прикрепления вертикальных накладок при $k = 2$

$$n_v = \frac{2 N_v}{\gamma_c Q_{bh} k} = \frac{2 \cdot 280.8}{1.0 \cdot 56.6 \cdot 2} = 4.96, \text{ принимаем } 5 \text{ болтов.}$$

Ширина полки уголка позволяет принять шахматное расположение болтов. Чтобы исключить возможность разрушения накладки «по зигзагу» с ослаблением двумя отверстиями, шаг болтов назначаем не менее $a + 1.5 d_0 = 40 + 1.5 \cdot 23 = 74.5$ мм, где $a = 40$ мм – расстояние между рядами болтов поперек усилия.

Так как площадь ослабленного сечения накладки $A_{ln} = 11.7 \text{ см}^2 < 0.85 A_h = 0.85 \cdot 14 \cdot 1.0 = 11.9 \text{ см}^2$, то необходима проверка его прочности по формуле

$$\sigma = \frac{N_h}{A_c} \left(1 - 0.5 \frac{n_i}{n} \right) = \frac{280.8 \cdot 10}{13.81} \left(1 - 0.5 \frac{1}{5} \right) = 183.0 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа,}$$

где $A_c = 1.18 \cdot A_{ln} = 1.18 \cdot 11.7 = 13.81 \text{ см}^2$ – расчетная площадь сечения;

$n_i = 1$ – количество болтов в рассматриваемом сечении;

$n = 5$ – общее число болтов на накладке по одну сторону от оси стыка.

Сварные швы крепления фасонки к поясу принимаем конструктивно минимальной толщины $k_f = 5$ мм.

Узел 12 (рис. 2.17). Сечения накладок принимаем $b_n \times t_n = 90 \times 10$ мм.

Площадь сечения одной накладки с учетом ослабления одним отверстием

$$A_{ln} = A_{vn} = (b_n - d_0) t_n = (9 - 2.3) \cdot 1.0 = 6.7 \text{ см}^2.$$

Среднее напряжение в накладках

$$\sigma = \frac{N_6}{2 A_{ln} + 2 A_{vn}} = \frac{555.46 \cdot 10}{2 \cdot 6.7 + 2 \cdot 6.7} = 207.3 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа.}$$

Принимаем такие же болты, как и в узле 11. Усилие, воспринимаемое одной накладкой, $N_h = N_v = A_{vn} R_y \gamma_c = 6.7 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1.0 = 160.8$ кН.

Требуемое число высокопрочных болтов для прикрепления одной горизонтальной накладки по одну сторону от оси стыка

$$n_h = \frac{N_h}{\gamma_c Q_{bh} k} = \frac{160.8}{1.0 \cdot 56.6 \cdot 1} = 2.84, \text{ принимаем } 3 \text{ болта.}$$

Для прикрепления вертикальных накладок в узле требуется такое же число болтов.

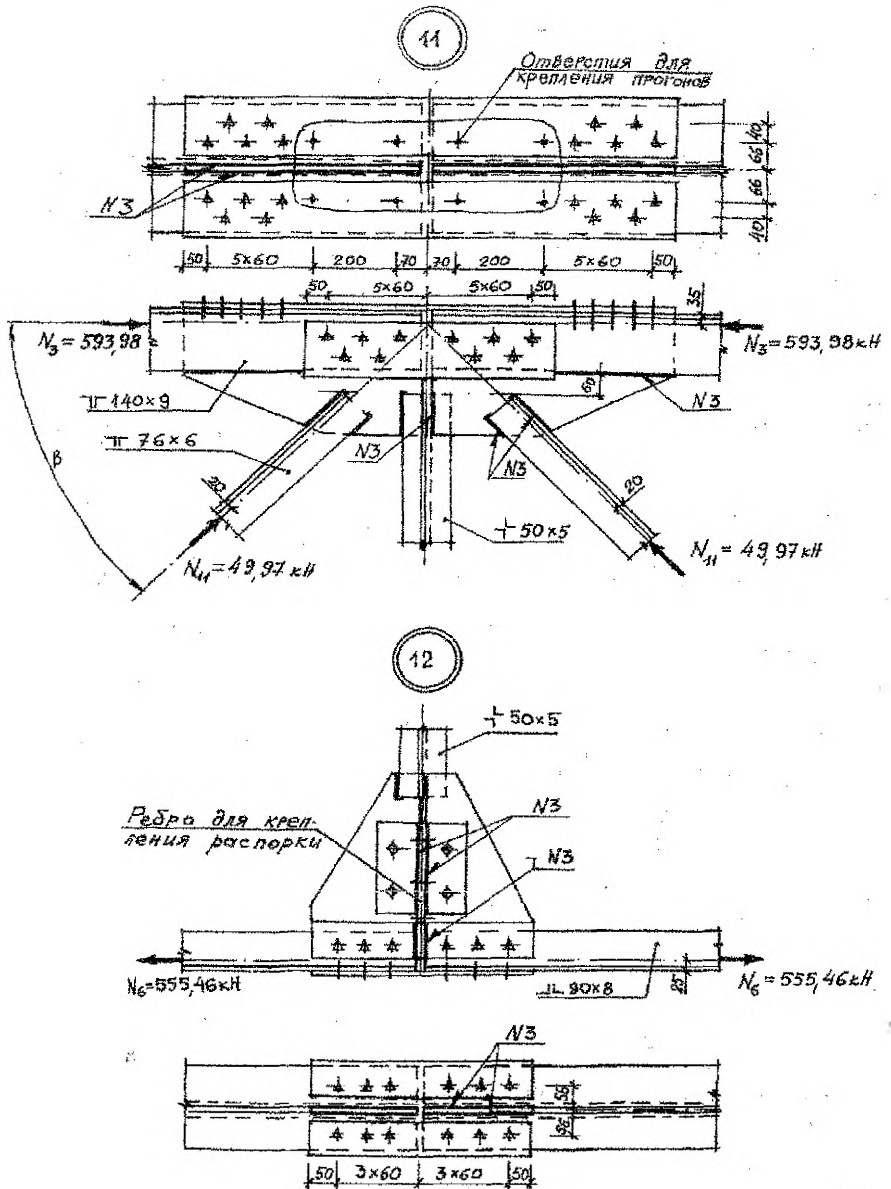


Рис. 2.17. Укрупнительные узлы фермы.

Болты располагаем в один ряд. Необходима проверка прочности ослабленного сечения, так как $A_{пр} = 6.7 \text{ см}^2 < 0.85 A_h = 0.85 \cdot 9 \cdot 1.0 = 7.65 \text{ см}^2$.

$$\sigma = \frac{N_h}{A_c} \left(1 - 0.5 \frac{n_1}{n} \right) = \frac{160.8 \cdot 10}{1.18 \cdot 6.7} \left(1 - 0.5 \frac{1}{5} \right) = 183.1 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа}.$$

Швы прикрепления фасонки к поясу принимаем конструктивно $k_f = 5 \text{ мм}$.

Соединительные прокладки.

Для обеспечения совместной работы уголков их необходимо соединить прокладками. Расстояние между прокладками должно быть не более $40i$ для сжатых элементов и $80i$ для растянутых элементов, где i – радиус инерции одного уголка относительно оси, параллельной плоскости прокладки. При этом в сжатых элементах ставится не менее двух прокладок.

Ширину прокладок принимаем равной 60 мм, длину – $b_{уг} + (20 \dots 30) \text{ мм}$, толщину – 12 мм, равной толщине фасонки. По возможности число типоразмеров прокладок следует принимать минимальным.

3. Рекомендации по графическому оформлению чертежа отправочного элемента фермы.

До конструирования фермы необходимо определить геометрические длины l всех ее стержней с точностью до 1 мм. Для этого используется теорема Пифагора, а также учитывается уклон поясов фермы ($i = 0.015$). Высота фермы в осях $h_{ф0}$ определяется после уточнения привязок поясов z_1 и z_2 к их осям. На рис. 3.1 представлен фрагмент геометрической схемы фермы, рассчитанной в примере. Геометрические длины всех стержней фермы приведены на рис. 2.12.

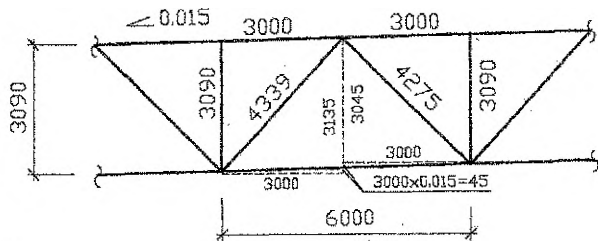


Рис. 3.1. Фрагмент геометрической схемы фермы.

Конструирование фермы рекомендуется вести в следующей последовательности (рис. 3.2):

1. В масштабе 1:20, 1:25, 1:40, допускается 1:30, вычерчивают геометрическую схему опорочного элемента фермы (для пролетов 24, 30 и 36 м – половина фермы) в тонких линиях, которые будут осями стержней.

2. Около осей наносят контурные линии поясов и стержней решетки в масштабе 1:10, 1:15, 1:20. Центр тяжести каждого элемента совмещают с его осью. Привязку к обухов уголков к осям, взятую из сортамента, округляют до размера, кратного 5 мм. Таким образом, геометрическая схема оказывается вычерчена в одном масштабе, а узлы – в другом, более крупном, удобном для детализовки.

3. Обрезку уголков решетки следует производить перпендикулярно оси стержня. Расстояние между торцами элементов решетки и краем пояса принимается не менее $a = 6 t_f - 20$ мм, но не более 80 мм (здесь t_f – толщина фасонки в мм). Между торцами стыкуемых элементов поясов ферм, перекрываемых накладками, следует оставлять зазор 50 мм. При этом уголки с большим усилием заводят за центр узла на 300...500 мм. От концов каждого элемента решетки откладывают длины сварных швов, определенные расчетом. Полученные точки и будут определять размеры и форму фасонки. Эти швы следует выводить на торцы элементов решетки на длину 20 мм. Сварные швы следует условно изображать и обозначать в соответствии с ГОСТ 2.312-72 [6].

4. При вычерчивании фасонки необходимо стремиться к тому, чтобы ее края проходили поближе к концам сварных швов, в тоже время она должна иметь простую форму (прямоугольника или трапеции, реже многоугольника). Размеры узловых фасонки определяют по масштабу.

5. Вычертив узлы, определяет расстояния a_1 и a_2 от центров узлов до обреза уголков, измерив их в масштабе сечений.

6. Конструктивные длины уголков стержней фермы вычисляют по формуле $l_0 = l - a_1 - a_2$, где l – расстояние между центрами узлов. Полученные длины l_0 округляют до размера, кратного 10 мм, и заносят в спецификацию металла. Разницу между принятой длиной и вычисленной разгоняют по привязкам a_1 и a_2 .

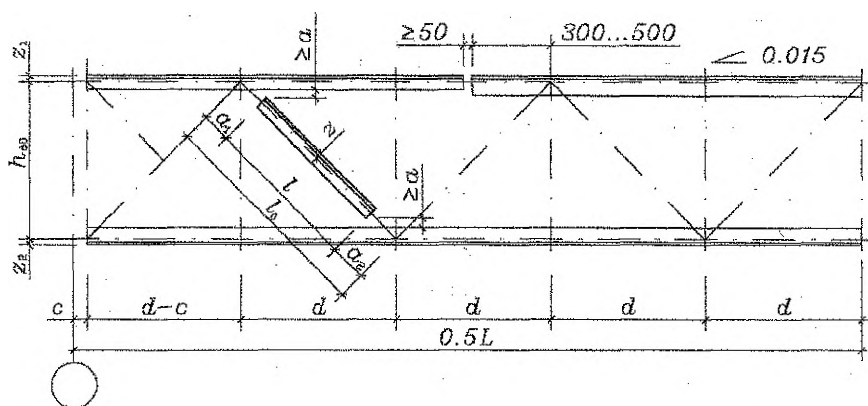


Рис. 3.2. Построение чертежа отправочного элемента фермы.

Сборочные марки, являющиеся зеркальным изображением друг друга, маркируют одной и той же цифрой, но с индексом «т» (так) и «н» (наоборот).

На рабочем чертеже отправочного элемента фермы размещают спецификацию металла, таблицу отправочных марок и технические требования. Форма и размеры таблиц приведены на рис 3.3 и 3.4.

В строке «Спецификация металла» указывается класс стали, из которой изготавливается конструкция. Если часть сборочных марок изготавливается из другой стали, то об этом делается пометка в графе «Примечание».

Массу отдельных сборочных марок подсчитывают с точностью до одной десятой килограмма. Общую массу марок округляют до целых килограммов. К массе сборочных марок добавляют массу сварных швов (1%), которую записывают отдельной строкой.

В технических требованиях к чертежу указывают катет основных швов, способ сварки, сварочные материалы, диаметры отверстий под болты и технологию их образования, размеры обреза и др.

Спецификация металла С255									
Отпр. марка	Сб. мар.	Кол-во		Сечение	Длина в мм	Масса в кг			Примечание
		т	н			сб. м.	общая	отп. м.	
15	10	7.5	7.5	40	20	15	15	15	40
185									

Рис. 3.3. Спецификация металла.

Таблица отправочных марок							
Отправоч. марка	Кол-во	Масса в кг		Отправоч. марка	Кол-во	Масса в кг	
		марки	общая			марки	общая
Общая масса конструкций по чертежу -							
30	12.5	25	25	30	12.5	25	25
185							

Рис. 3.4. Таблица отправочных марок.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР – М.: ЦИТИ Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР – М.: ЦИТИ Госстроя СССР, 1988. – 36 с.
3. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е. И. Беле-ня и др. – М.: Стройиздат, 1985. – 560 с.
4. Расчет стальных конструкций: Справ. пособие / Я. М. Лихтарников, Д. В. Ладыженский, В. М. Клыков – К.: Будівельник, 1984. – 386 с.
5. Сборник нормативных документов, ГОСТов и методических материалов для курсового и дипломного проектирования по курсу металлических кон-струкций – Брест: БПИ, 1999. – 62 с.
6. Методические указания к выполнению контрольной работы «Разработка технологии сборки и сварки металлической конструкции и ее элементов» по дисциплине «Сварочные работы в строительстве и основы технологии металлов». – Брест: БПИ, 1994. – 38 с.
7. Металлические конструкции. В 3 т. Т.1. Элементы стальных конструкций: Учеб. пособие для строит. вузов / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филип-пов и др.; Под ред. В. В. Горева. – М.: Высш. шк., 1997. – 527 с.

Учебное издание

Составители: Леонид Григорьевич Головки

Вячеслав Игнатьевич Драган

Сергей Михайлович Лялик

Игорь Владимирович Зинкевич

Анатолий Викторович Мухин

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсового проекта по дисциплине

«МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ»

«Стальной каркас одноэтажного производственного здания»

для студентов специальности Т.19.01

«Промышленное и гражданское строительство»

Ответственный за выпуск Головки Л. Г.

Редактор Строкач Т. В.

Подписано в печать 3.04.2000 г. Формат 60×84/16. Усл. п. л. 4,42. Уч. изд. л. 4,75
Зак. № 288. Тираж 300 экз. Отпечатано на ризографе Брестского политехнического
института. 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.