

МИНОБРНАУКИ РОССИИ
ФИЛИАЛ ФЕДЕРАЛЬНОГО ГОСУДАРСТВЕННОГО БЮДЖЕТНОГО ОБРАЗОВАТЕЛЬНОГО
УЧРЕЖДЕНИЯ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ «БЕЛГОРОДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ им. В.Г.ШУХОВА» В Г.НОВОРОССИЙСКЕ
(НФ БГТУ им. В.Г.Шухова)

Методические указания
к выполнению курсового проекта по дисциплине
«Металлические конструкции»
для направлений 08.03.01- Строительство

Разработала: ст.преподаватель
Пермякова А.В.

Новороссийск 2020

ВВЕДЕНИЕ

Разработка студентами курсового проекта имеет своей целью закрепить теоретические знания по соответствующему разделу курса и дать необходимые навыки в расчёте и конструировании металлических конструкций.

В процессе работы студенты должны систематизировать, углублять и закреплять приобретенные ими теоретические знания и практические навыки с последующим применением их для решения конкретных задач. При работе над курсовым проектом студент должен проявить умения самостоятельного решения практических вопросов, изучения научно-технической литературы, нормативных и справочных материалов, опыта строительного производства в России и за рубежом.

Методические указания предназначены для оказания методической помощи в самостоятельной работе студентов при выполнении и оформлении курсового проекта.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Учебным планом предусмотрено выполнение студентами курсового проекта на тему: "Расчет, проектирование и конструирование стального каркаса производственного здания". Объем проекта - 2 листа чертежей формата A1 (594x841мм) и пояснительная записка на 50 - 70 страницах.

В начале записки должно быть приведено задание на курсовой проект, в конце прилагается список литературы. Записка подписывается автором. Курсовой проект включает в себя компоновку конструктивной схемы каркаса здания, статический расчет поперечной рамы, расчет и проектирование элементов ферм и их узлов, расчет и проектирование ступенчатой колонны каркаса, расчет и проектирование подкрановой балки и тормозной конструкции.

2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Исходные данные задания на проектирование определяются по табл. 2.1 и 2.2 в соответствии с последней и предпоследней цифрой номера зачетки. Набор исходных данных определяется следующим способом:

1) студент определяет свою комбинацию нумераций вариантов исходных данных по табл. 2.2, используя предпоследнюю и последнюю цифру номера своей зачетной книжки (например, 59119118);

2) по табл. 2.1 составляет свой собственный набор исходных данных для проектирования (очередность цифры комбинации означает номер столбца табл. 2.1, значение цифры комбинации - номер строки табл. 2.1)

Пример составления исходных данных:

- 1) студент имеет зачетную книжку, номер которой заканчивается на 24
- 2) по табл. 2.2 студент определяет комбинацию - 522732493221
- 3) по табл. 2.1 студент определяет исходные данные: тип сечения элементов фермы: пояса - квадратная труба, решетка - спаренные уголки (строка 5), очертание поясов фермы - трапециевидное (строка 2), узел, вычерчиваемый на листе - оголовки колонны (строка 2), район строительства - Калининград (строка 7), пролет здания - 30 м (строка 3), шаг колонн - 12 м (строка 2), отметка верха колонны - 16.2 м (строка 4), длина здания - 192 м (строка 9), грузоподъемность крана - 30 т (строка 3), режим работы крана тяжелый (строка 2), тепловой режим здания - неотапливаемое (строка 2), тип кровли - беспрогонная (строка 1).

В случаях, когда студент затрудняется определить свои исходные данные для выполнения расчетно-графического задания, а также, когда происходит совпадение вариантов, преподаватель назначает их самостоятельно в каждом конкретном случае.

Сечение подкрановой и надкрановой части колонны выбрать самостоятельно.

Таблица 2.1. Исходные данные

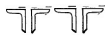
	Тип сечения элементов фермы	Очертание поясов фермы	Узел, вычерчиваемый на листе	Район строительства	Пролет здания, м	Шаг колонн, м	Отметка верха колонны, м	Длина здания, м	Грузоподъемность крана, т	Режим работы крана	Тепловой режим здания	Тип кровли
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1		С параллельными поясами	Подкрановая траверса	Белгород	18	6	10,8	72	10	Средни й	Отаплива- емое	Беспро- гонная
2		Трапециевидная	Оголовок колонны	Салехард	24	12	12,6	96	20	Тяжел ый	Неотапли- ваемое	Прогонная
3		Треугольная	База колонны	Рязань	30	-	14,4	108	30	-	-	-
4		С ломаным нижним поясом	-	Новороссийск	36	-	16,2	120	50	-	-	-
5		-	-	Вологда	-	-	18,0	144	60	-	-	-
6		-	-	Астрахань	-	-	-	156	70	-	-	-
7		-	-	Калининград	-	-	-	168	80	-	-	-
8		-	-	Кемерово	-	-	-	180	90	-	-	-
9		-	-	Пермь	-	-	-	192	100	-	-	-
0		-	-	Якутск			-	204	125	-	-	-

Таблица 2.2. Сочетания вариантов исходных данных

Последняя цифра	Предпоследняя цифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	111041559122	232021360111	313041575122	431021488112	511041255112	632021122122	713041585122	831021501222	912021405211	132021511122
2	222932464211	343912275222	421932484222	542912599221	622932164221	743912233211	821932494211	942912412111	123912516122	243912422211
3	333821373122	411841184112	532821393111	6131841107112	733821473112	811841344122	932821303122	113831323222	231841127211	311841333122
4	441712282211	522732493221	643712202222	721732216211	841712312221	922732455211	143712212211	221722234111	342732238122	422732244212
5	512641191122	633621502112	711641111111	832621325121	912641521111	133621566122	211641121122	332611145221	412611349211	533621155122
6	623532406211	741512211221	822532227221	943512534212	123532137222	241512177211	322532430211	443542556112	523522550122	642512466212
7	731421315122	812441129112	933421338112	111441143121	231421248111	312441388122	433421346122	511441467221	631431461211	712431377121
8	842312220211	923332338221	141312449221	222332352212	342312359222	423332599211	541312257221	622332178112	741342372112	823322288212
9	913241137122	131221247112	212241556112	333221261121	413241460111	531221201122	612241168112	733222389221	813241283222	932211199121
0	121132548211	242112156221	323132160221	441112470212	521132506222	642112410211	723132579221	841111290112	921132194111	142142500211

3. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА

3.1. Выбор типа поперечной рамы

Опирающие колонны производственных зданий на фундаменты обычно конструируются жестким. Сопряжение ригелей с колоннами принимается жестким или шарнирным. Жесткое сопряжение ригеля с колонной целесообразно при наличии значительных горизонтальных воздействий мостовых кранов, особенно при тяжелом режиме работы, а также кранов, для которых характерны большие динамические нагрузки. В остальных случаях применяют шарнирное сопряжение ригеля с колонной.

3.2. Выбор ограждающих конструкций здания

Тип и размеры ограждающих конструкций стен и покрытий принимаются в зависимости от назначения здания, климатических условий района строительства, конструктивных особенностей возможных вариантов ограждения (беспрогонных, прогонных покрытий и др.). Ограждающие конструкции принимаются по табл. 3.1. и 3.2.

3.3. Разбивка сетки колонн

Для одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами, в соответствии с основными положениями по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений, пролеты и шаги колонн назначаются кратными 6 м, высота помещений кратна 0,6 м. Разделение зданий на температурные отсеки производится в соответствии с [4, табл. 42], где указаны предельные размеры температурных блоков здания.

Привязка колонн в торцах зданий, в поперечных температурных швах к поперечным разбивочным осям зависит от конструктивного решения стенового ограждения.

Таблица 3.1. Весовые характеристики конструкций покрытия

Состав нагрузок	Нормативная кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная кН/м ²
Покрытие по железобетонным плитам (беспрогонный тип кровли)			
Рулонная кровля	0,1	1,3	0,13
Асфальтовая стяжка $p=16..18\text{кН/м}^3$ $t=0.02\text{м}$		1,3	
Утеплитель $2,5\text{кН/м}^3$ $t=0.06-0,12\text{м}$		1,3	
Сборные железобетонные плиты покрытия размером 0,3х3х6м 0,3х3х12м	1,36 2,05	1,1 1,1	1,5 2,26
Собственная вес фермы $L \cdot g_{\text{ф}} \cdot k =$		1,05	
Итого вес покрытия			
Покрытие по стальным профилированным настилам (прогонный тип кровли)			
Рулонная кровля	0,1	1,3	0,13
Утеплитель пенобетон $p=3\text{кН/м}^3$	0,3	1,3	0,39
Стальной профилированный настил $t=0.001\text{м}$	0,15	1,05	0,16
Собственный вес прогонов $p=0,1..0,12\text{кН/м}^2$	0,1	1,05	0,11
Собственный вес фермы $L \cdot g_{\text{ф}} \cdot k =$		1,05	
Итого вес покрытия			

Примечания:

1. Толщину слоя утеплителя из пенобетона рекомендуется применять для 1 и 2 снеговых зон $t=0.08\text{м}$, для 3 и 4 зон $t=0.1\text{м}$, для 5 и 6 зон $t=0.12\text{м}$.

2. При определении собственной массы ферм принимается:

а) $g_{\text{ф}}$ —коэффициент весовой характеристики ферм; при $L=18\text{м}$ $g_{\text{ф}} = 0.005$, при $L=24\text{м}$ $g_{\text{ф}} = 0.007$, при $L=30\text{м}$ $g_{\text{ф}} = 0.009$; при $L=36\text{м}$ $g_{\text{ф}} = 0.012$;

б) коэффициент $k= 1.2$ учитывает массу связей по фермам.

Таблица 3.2. Весовые характеристики ограждающих конструкций

Состав нагрузок	Нормативная кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная кН/м ²
Железобетонные стеновые панели неотапливаемых зданий размерами, м			
1,2х6	1,0	1,1	1,1
1,8х6	1,1	1,1	1,21
1,2х12	1,53	1,1	1,68
1,8х12	1,62	1,1	1,78
2,4х12	1,94	1,1	2,13
Покрытие по стальным профилированным настилам (прогонный тип кровли)			
Трехслойные стеновые железобетонные панели для отапливаемых зданий размерами, м			
1,2х6	2,36	1,1	2,6
Трехслойные стеновые панели со стальной облицовкой толщиной, мм			
50	0,165	1,1	0,182
60	0,172	1,1	0,189
80	0,183	1,1	0,201

3.4 Компоновка поперечной рамы каркаса

Компоновку поперечной рамы выполняют на основании задания на курсовое проектирование. В задании указаны пролет здания L ; грузоподъемность крана Q ; режим работы крана; отметка верха колонны; шаг колонн. Привязку размеров по вертикали производят относительно отметки чистого пола, принимая ее нулевой, а по горизонтали относительно разбивочных осей (рис. 3.1.).

Вертикальные габариты здания зависят от технологических условий производства и определяются расстоянием от уровня пола до головки кранового рельса H_1 и расстоянием от головки кранового рельса до низа несущих конструкций покрытия H_2 .

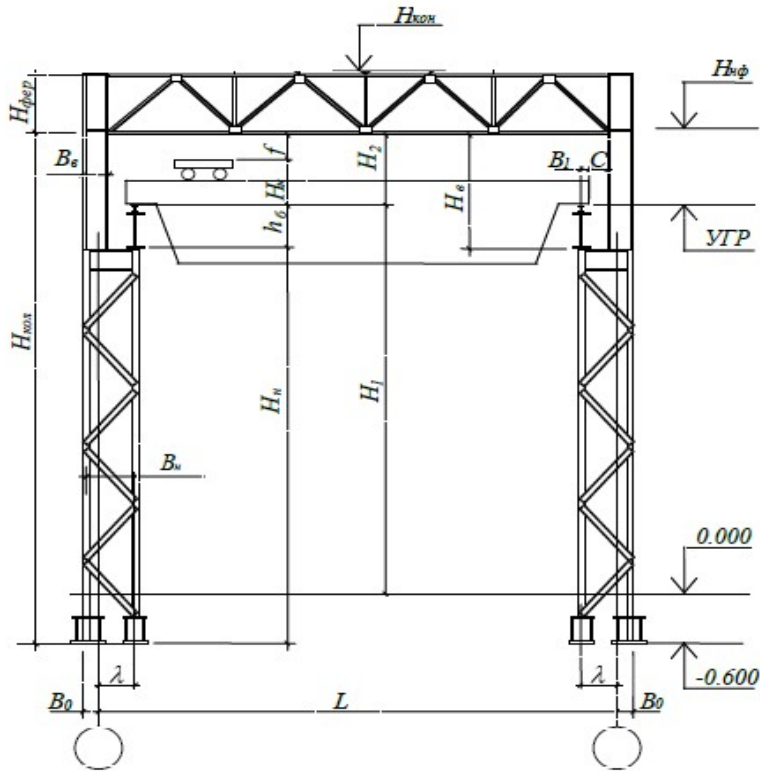


Рис. 3.1. Схема каркаса поперечной рамы одноэтажного промышленного здания

Размер H_2 диктуется высотой мостового крана:

$$H_2 = H_k + 100 + f, \quad (3.1)$$

где $H_k + 100$ – расстояние от головки рельса до верхней точки тележки крана плюс установленный по требованиям техники безопасности зазор, равный 100 мм;
 f – размер, учитывающий прогиб конструкций покрытия, принимаемый равным 200-400 мм.

Габариты мостовых кранов даются в стандартах, каталогах и учебниках [1,2].

Окончательный размер H_2 принимается кратным 200 мм. Высота цеха от уровня пола до низа стропильных ферм:

$$H_0 = H_2 + H_1, \quad (3.2)$$

где H_1 - отметка головки кранового рельса, которая дана в задании на проектирование, мм.

Размер H_0 принимается кратным 0,6 м из условия соизмеримости со стандартными ограждающими конструкциями.

Затем устанавливаются размеры верхней части колонны:

$$H_6 = h_6 + h_p + H_2, \quad (3.3)$$

где h_6 - высота подкрановой балки, которая принимается по [2];

h_p - высота кранового рельса, принимаемая по [2].

Размер нижней части колонн:

$$H_n = H_o + H_6 + H_{\text{загл}}, \quad (3.4)$$

где $H_{\text{загл}} = 0.6...1.0$ м – обычно принимаемое заглубление опорной плиты башмака колонны ниже нулевой отметки пола.

Общая высота колонны рамы от базы до низа ригеля

$$H = H_6 + H_n. \quad (3.5)$$

Высота части колонны в пределах ригеля H_ϕ зависит от принятой конструкции стропильных ферм с параллельными поясами, которые применяют как при шарнирном, так и при жестком сопряжении ригеля с колонной.

При определении горизонтальных размеров учитываются унифицированные привязки колонн к разбивочным осям. Привязка наружной грани колонны к оси может быть нулевой; 250 или 500 мм. Нулевую привязку применяют в зданиях без мостовых кранов, также в невысоких зданиях при шаге колонн 6.0 м, оборудованных кранами грузоподъемностью не более 30 т. Привязку размером $a=500$ мм принимают для относительно высоких зданий с кранами грузоподъемностью 80 т и более, в остальных случаях $B_o = 250$ мм.

Высоту сечения верхней части ступенчатой колонны B_6 назначают с учётом унифицированных привязок

наружных граней колонн к разбивочным осям. Таким образом, высота сечения верхней части колонны B_e может быть 450 мм и 700 мм, но не менее $1/12$ ее высоты H_e .

Высота сечения нижней части колонны устанавливается кратно 250 мм и определяется по формуле:

$$B_n = \lambda + B_o, \quad (3.6)$$

где $\lambda = B_1 + B_e - B_o + C$, устанавливается кратно 250 мм.

Если сделать подстановку, можно записать

$$B_n = B_1 + B_e + C, \quad (3.7)$$

где B_1 - размер части кранового моста, выступающей за ось рельса (см. рис. 1); $C = 75$ мм – минимальный зазор между краном и колонной по требованиям техники безопасности.

С учетом обеспечения жесткости цеха в поперечном направлении высота сечения нижней части колонны назначается не менее $1/20 H$.

Верхняя часть колонны обычно проектируется сплошной, составного двутаврового сечения, нижняя часть принимается сплошной при ширине до 1 м, а при большей ширине - сквозной.

3.5 Компоновка связей каркаса

Связи каркаса обеспечивают геометрическую неизменяемость и устойчивость элементов в продольном направлении, совместную пространственную работу конструкций каркаса, жесткость здания и удобство монтажа и состоят из двух основных систем: связи между колоннами и связи покрытия.

3.5.1 Связи между колоннами

Связи между колоннами (рис.3.2) обеспечивают во время эксплуатации и монтажа геометрическую неизменяемость каркаса и его несущую способность в продольном направлении, воспринимают и передают на фундамент ветровые нагрузки, действующие на торец здания, и воздействия от продольного торможения мостовых кранов, а также обеспечивают устойчивость колонн из плоскости поперечных рам.

Система связей по колоннам состоит из подкрановых и надкрановых связей.

Подкрановые связи в каждом ряду колонн располагаются ближе к середине блока здания, чтобы обеспечить свободу температурных

деформаций в обе стороны и снизить температурные напряжения в элементах каркаса. Количество связей (одна или две по длине блока) определяется их несущей способностью, длиной температурного отсека и наибольшим расстоянием L_c от торца здания (температурного шва) до оси ближайшей вертикальной связи. При наличии двух вертикальных связей расстояние между ними в осях на должно превышать 40...50м.

Надкрановые связи устанавливаются в крайних шагах колонн у торца здания или температурного блока, а также в местах, где предусматриваются вертикальные связи по опорам стропильных ферм.

Промежуточные колонны (вне блоков связей) в уровне стропильных ферм раскрепляются распорками.

При большой высоте подкрановой части колонны целесообразна установка дополнительных горизонтальных распорок между колоннами, уменьшающих и расчетную длину из плоскости рамы.

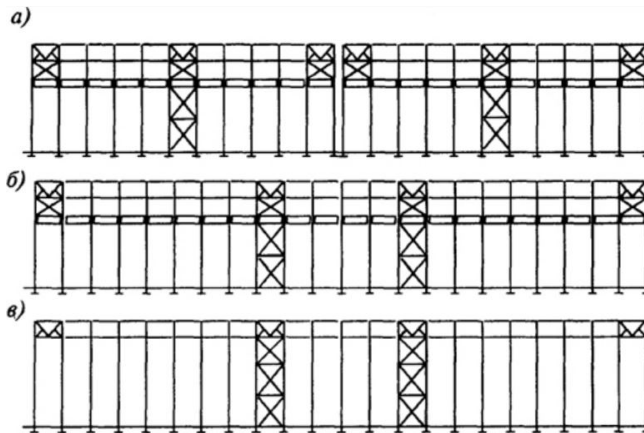


Рис.3.2. Схема связей по колоннам: а - в оборудованных мостовыми кранами зданиях с 2-мя температурными блоками; б - в оборудованных мостовыми кранами зданиях с 1-м температурным блоком; в - в бескрановых зданиях

3.5.2. Связи по покрытию

Связи по покрытию см. рис. 3.3 предусматриваются: в уровне верхних поясов стропильных ферм; в уровне нижних поясов стропильных ферм; вертикальные связи между стропильными фермами.

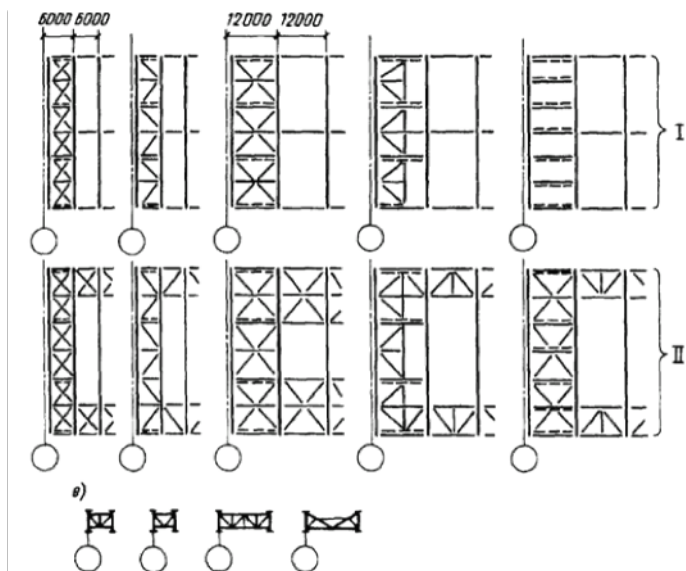


Рис. 3.3. Связи покрытия по нижнему (I) и по верхнему (II) поясам

Связи по нижним поясам стропильных ферм состоят из горизонтальных поперечных и продольных связевых ферм. Поперечные связевые фермы по нижним поясам стропильных ферм предусматриваются в торцах здания или температурного (сейсмического) отсека. Предусматривается также дополнительно одна связевая горизонтальная ферма - в середине здания или отсека при их длине более 144 м в зданиях п. 13.18 [4]. Поперечные горизонтальные связи в уровне нижних поясов ферм воспринимают ветровую нагрузку на торец здания, передаваемую верхним частям стоек фахверка, и вместе и вместе с поперечными горизонтальными связями по верхним поясам ферм и вертикальными связями между фермами обеспечивают пространственную жесткость покрытия.

Связи по верхним поясам стропильных ферм состоят из продольных элементов - распорок и горизонтальных поперечных связевых ферм. Последние помещают по торцам здания или температурного блока. Узлы связевых ферм должны совпадать с узлами стропильных ферм. Коньковые узлы раскрепляются распорками.

Вертикальные связевые фермы располагают в местах установки поперечных связевых ферм.

4. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ РАМЫ

4.1. Расчетная схема рамы

Расчетную схему рамы устанавливают по ее конструктивной схеме установленной в компоновочной части проекта. В расчетной схеме должны быть определены длины всех элементов и отдельных их участков с различными моментами инерции, соотношение между моментами инерции отдельных участков, виды сопряженных элементов друг с другом и фундаментом. Пролет рамы L в расчетной схеме принимают равным пролету в конструктивной схеме. Несовпадение центров тяжести верхней и нижней частей колонны учитывают на уровне обреза фундамента. Решетчатый ригель заменяется эквивалентным, ось которого совмещается с осью пояса ригеля.

При статическом расчете необходимо задаться отношением моментов инерции элементов рам. Эти отношения можно принимать в пределах $I_n / I_b = 5 \dots 10$; $I_p / I_n = 2 \dots 6$.

На рис. 4.1 представлены конструктивная и расчетная схемы с жестким и шарнирным сопряжением ригеля с колонной.

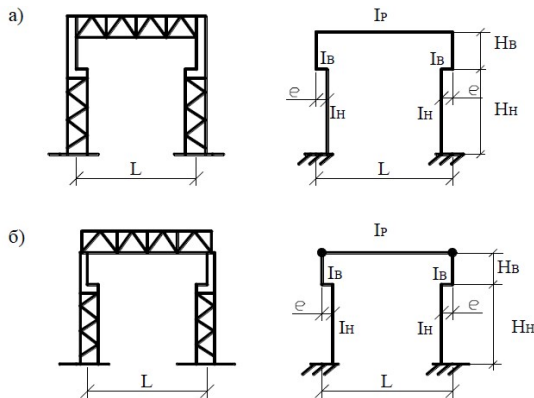


Рис.4.1. Компоновочные расчетные схемы: а - с жестким сопряжением ригеля и колонны; б - с шарнирным сопряжением ригеля и колонны.

4.2. Сбор нагрузок на раму каркаса

4.2.1. Нагрузки, действующие на раму

При сборе нагрузок на поперечную раму учитывают постоянные нагрузки от массы ограждающих и несущих конструкций здания, временные – технологические от мостовых кранов, а также атмосферные от воздействия снега и ветра.

4.2.2. Расчетные постоянные нагрузки

Схема загрузки рамы постоянной нагрузкой приведена на рис 4.2.

Равномерно-распределенная нагрузка от веса покрытия (шатра), приложенная к ригелю рамы

$$g_{ш} = g_{кр} + b, \quad (4.1)$$

где $g_{ш}$ - расчетная нагрузка на 1 м³ покрытия определяется от принятой конструкции кровли;

b - шаг колонн.

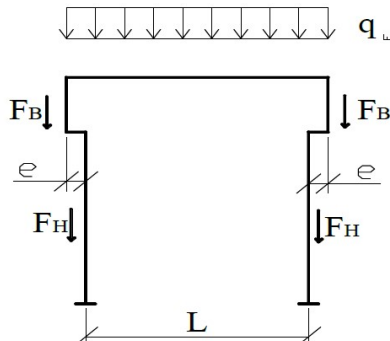


Рис.4.2. Схема приложения постоянной нагрузки к поперечной раме

При шарнирном сопряжении ригеля с колонной необходимо учесть внецентренность опирания фермы на колонну, из-за которой возникает сосредоточенный момент:

$$M_{ш} = F_{ш} \cdot e, \quad (4.2)$$

где $F_u = \frac{g_u \cdot L}{2}$ - опорная реакция ригеля; e - эксцентриситет

приложения опорной реакции.

В месте изменения сечения в ступенчатой колонне возникает момент

$$M_1 = F_u \cdot e_1, \quad (4.3)$$

Сосредоточенные нагрузки от массы верхней и нижней частей колонны условно приложены к низу каждой части колонны. Собственная масса подкрановых балок условно учитывается при подсчете временных нагрузок от мостовых кранов.

4.2.3. Снеговая нагрузка

Равномерно распределенная расчетная снеговая нагрузка, приложенная к ригелю рамы

$$S = S_0 \cdot \mu \cdot b, \quad (4.4)$$

где S_0 – расчетное значение веса снегового покрова на 1м² горизонтальной поверхности земли, принимаемое по [3, табл. 4] в зависимости от снегового района России;

μ - коэффициент перехода от массы снегового покрова земли в снеговой нагрузке на покрытие, принимаемой в соответствии с п. 5.3 5.6 [3].

Момент от снеговой нагрузки $M_{сн}$ и $M_{1сн}$ воздействует на раму аналогично нагрузке от шатра (рис. 4.2.).

4.2.4. Ветровая нагрузка

Распределенная расчетная ветровая нагрузка, приложенная к раме:

$$\omega = \gamma_f \cdot \omega_o \cdot k \cdot c \cdot b, \quad (4.5)$$

где γ_f – коэффициент надежности по ветровой нагрузке;

ω_o – нормативное значение ветрового давления принимается в зависимости от ветрового района России по данным п.6.4 и табл.5 [3]; k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, определяется в зависимости от типа местности по табл.6.п.6.5 [3]; c – аэродинамический коэффициент, определяемый по

приложению 4 [3], равный 0.8 с наветренной стороны и 0.6 – с подветренной стороны.

Действительная эпюра ветровой нагрузки упрощается применительно к расчетной схеме рамы. Распределенная различной интенсивности ветровая нагрузка от нижнего пояса ригеля до уровня пола заменяется эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой для активного давления и отсоса

$$g_0 = g_{b10} \cdot \alpha ; g'_0 = g'_{b10} \cdot \alpha , \quad (4.6)$$

где g_{b10} – расчетная ветровая нагрузка на высоте 10м; α – коэффициент, учитывающий изменение расчетной нагрузки по высоте.

Ветровая нагрузка, действующая на участке от низа ригеля до наиболее высокой точки здания, заменяется сосредоточенной силой, приложенной в уровне низа ригеля рамы. Величина этой силы от активного давления F_b и отсоса F'_b :

$$F_b = \frac{g_1 + g_2}{2} \cdot h \quad F'_b = \frac{g'_1 + g'_2}{2} \cdot h' , \quad (4.7)$$

Расчетная схема рамы при действии ветровой нагрузки показана на рис.4.3.

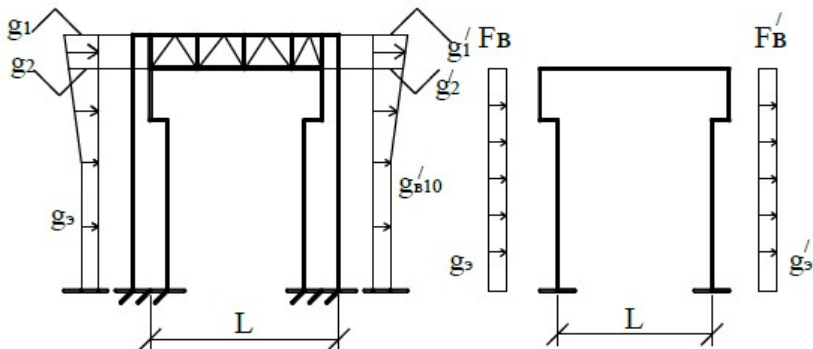


Рис.4.3.. Схема приложения ветровой нагрузки к поперечной раме

4.2.5. Нагрузка от мостовых кранов

Вертикальная нагрузка на колонны определяется от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов. Расчетное усилие D , передаваемое на колонну колесами крана, определяется путем загрузки линий влияния опорного давления подкрановых балок (рис.4.4 при невыгодном расположении кранов на балках).

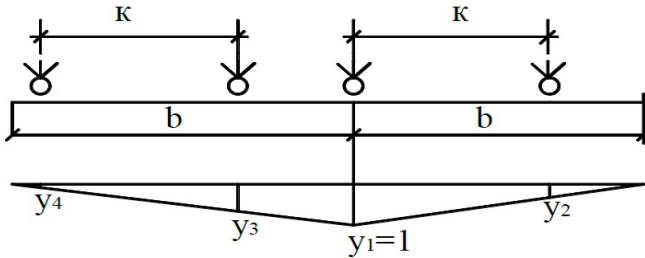


Рис. 4.4.. Схема определения вертикальной крановой нагрузки

Расчетное вертикальное давление от мостовых кранов определяется по формуле:

$$D_{\max} = \gamma_f \cdot \psi \cdot F_k \cdot E_y + \gamma_f \cdot G_n + \gamma_f \cdot g^n \cdot b_m \cdot b, \quad (4.8)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок следует принимать по п.4.8 [3]; ψ – коэффициент сочетаний при учете двух кранов следует принимать по п.4.17 [3]; F_k – нормативное вертикальное давление колеса; E_y – сумма ординат линий влияния (рис 4.4); G_n – нормативный вес подкрановых конструкций; g^n – полезная нормативная нагрузка на тормозной площадке, (1.5кН/м2); b_m – ширина тормозной площадки; b – шаг колонн.

Расчетное усилие $D_{\min}$ можно определить, если заменить в формул F_k на F_k' :

$$F_k' = (9.8 \cdot Q + G_k) / n - F_k, \quad (4.9)$$

где Q – грузоподъемность крана, т; G_k – масса крана с тележкой, кН; n – число колес с одной стороны крана.

Силы $D_{\max}$ и $D_{\min}$ приложены по оси подкрановой балки, поэтому не только сжимают нижнюю часть колонны, но и передают на нее изгибающие моменты:

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot l_k, \quad M_{\min} = D_{\min} \cdot l_k, \quad (4.10)$$

где l_k - расстояние от оси подкрановой балки до оси, проходящей через центр тяжести нижней части колонны.

Расчетная горизонтальная сила T , передаваемая подкрановыми балками на колонну:

$$T = \gamma_f \cdot \psi \cdot T_k \cdot E_y, \quad (4.11)$$

где $T_k = f \cdot (9.8 \cdot Q + G_k) / n$ - горизонтальное усилие колеса; f - коэффициент, учитывающий способ подвеса груза

Расчетная схема рамы при действии крановых нагрузок представлена на рис.4.5.

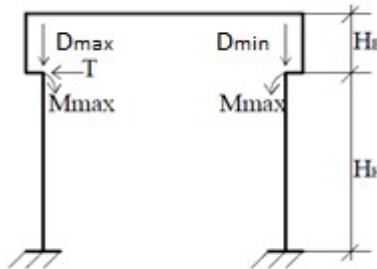


Рис.4.5. Схема нагрузки от мостовых кранов

4.3. Статический расчет рамы

Поперечные рамы рассчитывают как плоские статически неопределимые системы. Расчет заключается в определении изгибающих моментов, поперечных и нормальных усилий в характерных сечениях.

При расчете рам вводят ряд допущений, которые упрощают вычисление и при этом не сильно влияют на конечный результат. При расчете рам на нагрузки, приложенные к колоннам, упругие

деформации ригеля мало влияют на величину расчетных усилий в колоннах, что позволяет при расчете рам считать ригель бесконечно жестким и рассчитывать рамы методом перемещений, причем неизвестными являются только горизонтальные смещения. При расчете рам на нагрузки, приложенные к ригелю, учитывают конечную жесткость ригеля, расчет выполняют в предположении симметричного расположения нагрузок. При жестком сопряжении ригеля с колонной неизвестным является угол поворота верхнего узла рамы.

При шарнирном сопряжении ригель рассчитывают как обычную ферму, свободно лежащую на опорах. Для статического расчета могут быть использованы практические методы с применением вспомогательных таблиц, формул и графиков, методы строительной механики, программы расчета рам на ЭВМ. Статический расчет рам производится на каждый вид нагрузки отдельно. При расчете рам на ЭВМ производится разбивка рамы на прямолинейные участки постоянной жесткости. В концевых сечениях каждого участка назначают узловые точки, которые нумеруют в определенной последовательности (рис.4.6.) и устанавливают положительные направления нагрузок.

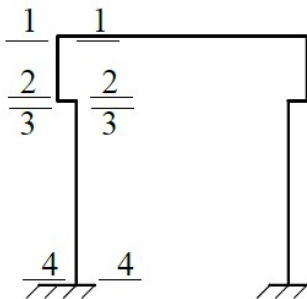


Рис. 4.6. К расчету рам на ЭВМ. Расположение расчетных сечений.

4.4. Определение расчетных усилий в колоннах рамы

По усилиям M , Q и N от отдельных загрузок составляют таблицу расчетных усилий (табл. 4.1), найденных на характерных сечениях (сечения 1,2,3,4) колонны.

В этой же таблице производится определение расчетных усилий. Для определения расчетных усилий должны быть рассмотрены два основных вида сочетаний нагрузок (п.1.10...1.13 [3]).

Первое основное сочетание, в котором учитывают все постоянные нагрузки и одну более неблагоприятную, кратковременную нагрузку с коэффициентом сочетания $\psi = 1.0$.

Второе основное сочетание, в котором учитывают все постоянные нагрузки и не менее двух, наиболее неблагоприятных временных, с коэффициентом сочетания $\psi = 0.9$. Для определения расчетных усилий в каждом сечении составляют комбинации усилий (табл. 4.2), которые определяют:

- 1) наибольший положительный момент $+M_{\max}$ и соответствующее ему значение N ;
- 2) наибольший (по абсолютной величине) отрицательный момент $-M_{\max}$ и соответствующее ему значение N ;
- 3) наибольшую сжимающую силу N и соответствующее ей значение M ;
- 4)) наименьшую сжимающую силу N и соответствующее ей значение M ;
- 5) для сечения 4-4: наибольшую поперечную силу Q .

Таблица 4.1. Пример таблицы расчетных усилий в сечениях стойки рамы

[illegible]

Таблица 4.2. Расчетные комбинации усилий в колонне при основных сочетаниях нагрузок

[illegible]

4.5. Общие требования при проектировании конструкций

При проектировании конструкций промышленного здания следует строго соблюдать требования строительных норм и правил, обеспечивающих необходимую надежность, капитальность, долговечность и заданные условия эксплуатации здания в целом, а также отдельных элементов и соединений конструкций.

Элементы конструкций должны иметь минимальные сечения, удовлетворяющие требованиям норм с учетом сортамента на прокат. При компоновке сечений следует широко использовать экономичные прокатные или гнутые профили. Также для унификации элементов в пределах одной отправочной марки, необходимо снижать количество типоразмеров до пяти, не рекомендуется использовать марок стали более трех.

5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФЕРМЫ ПОКРЫТИЯ

5.1. Общие положения

Предварительно необходимо определить для каждого элемента фермы расчетные длины и усилия. Усилия выявляются при статическом расчете фермы.

Расчетные длины в плоскости фермы l_x и из плоскости фермы (в направлении, перпендикулярном плоскости фермы) l_y = расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы связями, плитами покрытия, распорками и другими жесткими элементами принимаются по разделу 6 [4].

Следует выбрать материал конструкции согласно и установить расчетные сопротивления принятой стали. Основные сведения о материале металлоконструкций, расчетные параметры сварных швов и болтовых соединений приведены в [4].

5.2. Подбор сечений стержней фермы

По найденным расчетным усилиям следует подобрать сечения стержней фермы таким образом, чтобы напряжения в них не превышали расчетных сопротивлений материала, гибкость не

превышала предельных значений для соответствующих элементов, а степень запаса была не более 10...15%.

При подборе следует стремиться к повышению устойчивости растянутого нижнего пояса из плоскости фермы, необходимой в процессе монтажа, а также к равноустойчивости сжатых стержней в плоскости и из плоскости фермы.

С учетом этих замечаний рекомендуются следующие типы сечений элементов а также толщины фасонков (если они имеются) определяется по величине расчетного усилия в опорном раскосе N_p в соответствии с рекомендациями табл.5.1.

Таблица 5.1. Рекомендуемые толщины фасонков

Усилие N_p , кН	До 150	150- 250	250- 400	400- 600	600- 1000	1000- 1400	1400- 1800	Более 1800
Толщина фасонков, мм	6	8	10	12	14	16	18	20

Сечения растянутых стержней определяются из условия прочности:

$$A_{mp} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (5.1)$$

где A_{mp} – требуемая площадь сечения; R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести, [4, табл. 51]; $\gamma_c = 1$, за исключением случаев оговоренных [3, табл. 6].

По найденному значению A_{mp} принимают сечение по сортаменту у которого общая площадь сечения больше требуемой, но без лишнего запаса.

Сечения сжатых стержней определяется из условий устойчивости, предварительно задавшись гибкостью $\lambda_{зад} = 70...100$ и соответствующим ей коэффициентам продольного изгиба $\varphi_{зад} = 0,8...0,6$. При этих предположениях находятся требуемые значения:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi_{зад} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \text{ и } i_{x,y}^{mp} = \frac{l_{x,y}}{\lambda_{зад}}, \quad (5.2)$$

По сортаменту подбирается сечение, у которого $A \approx A_{mp}$ и $i_{x,y} \approx i_{x,y}^{mp}$

где $i_{x,y}$ – радиусы инерции сечения относительно осей x или y .
Определяется гибкость принятого сечения стержня в плоскости и из плоскости фермы

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} \text{ и } \lambda_y = \frac{l_y}{i_y}, \quad (5.3)$$

По наибольшей из них находится φ [4, табл. 72] и проверяется устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (5.4)$$

Если запас велик, уменьшают сечение; если устойчивость не обеспечена, сечение увеличивают и снова производят проверку.

Сечение слабо сжатых стержней ($N \leq 50$ кН) подбирается по гибкости. Для этого по [4, табл. 19] устанавливают предельную гибкость стержня $[\lambda]$ и определяют требуемый радиус инерции:

$$i_x^{mp} = \frac{l_x}{\lambda_x} \text{ и } i_y^{mp} = \frac{l_y}{\lambda_y}, \quad (5.5)$$

По сортаменту принимается сечение, у которого $i_x \geq i_x^{mp}$ и $i_y \geq i_y^{mp}$

В пояснительной записке не следует приводить вычисления. Достаточно представить результаты подбора сечений в табличной форме по примеру табл.5.2 и принять их не более 6...8 типов для всей фермы.

Таблица 5.2. Пример таблицы подбора стержней фермы

Элемент	Стержень	Расчетные усилия, кН	Сечение	Площадь, см ²	Расчетные длины, см		Радиусы инерции, см		Гибкость			φ	γ_c	$\sigma',$ кН/см ²
					l_x	l_y	i_x	i_y	λ_x	λ_y	$[\lambda]$			
Верхний пояс	7-8	270	L63x5	12.26	300	300	1.94	3.04	154	99	400	0.7	1	22.0
Нижний пояс	1-2	-620	L140x9	49.5	600	150	4.34	6.16	55	77	400	0.63	1	21.1
Раскосы	3-5	300	L140x9	49.5	374	374	4.34	6.16	45	45		0.42	0.8	17.5
Стойки	4-6	420	L140x9	49.5	256	315	4.34	6.16	23	78	160	0.61	0.8	13.2

Затем необходимо проверить монтажную гибкость верхнего пояса при минимальном количестве распорок в системе горизонтальных связей: в середине и на опорах фермы.

5.3. Расчет узлов стропильной фермы

Расчет узлов сводится к определению размеров фасонки и стыковых накладок, исходя из условия прочности сварных швов. Усилия, приходящиеся на сварной шов по обушке и перу уголка, разные. Они зависят от положения шва относительно центра тяжести сечения и учитываются коэффициентом распределения α .

$N^{об} = \alpha \cdot N$ – часть усилия, приходящая на обушок уголка;

$N^n = (1 - \alpha) \cdot N$ – часть усилия, приходящаяся на перо.

Для равнополочных уголков $\alpha \approx 0.7$;

Необходимая длина крепления каждого уголка к фасонке по обушке и перу находят по формулам :

$$\begin{aligned}
 1. \quad l_w^{об} &= \frac{N^{об}}{2 \cdot R_{wf} \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} \\
 l_w^{об} &= \frac{N^{об}}{2 \cdot R_{wz} \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} \\
 2. \quad l_w^n &= \frac{N^n}{2 \cdot R_{wf} \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} \\
 l_w^n &= \frac{N^n}{2 \cdot R_{wz} \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}
 \end{aligned}$$

В качестве N принимается усилие в решетке (N_1, N_2) или разность усилий в смежных панелях пояса ($N_4 - N_3$), а при наличии внешней нагрузки равнодействующая их:

$$S = \sqrt{F^2 + (N_4 - N_3)^2}, \quad (5.6)$$

где β_f и β_z – коэффициенты, учитывающие глубину проплавления шва, принимаемые: с пределом текучести до 530 МПа (5400 кгс/см²) – по 4, табл. 34]; с пределом текучести свыше 530 МПа (5400 кгс/см²)

независимо от вида сварки, положения шва и диаметра сварочной проволоки $\beta_f = 0,7$ и $\beta_z = 1$;

γ_{wf} , γ_{wz} – коэффициенты условий работы шва, которые принимаются в зависимости от климатического района, п.11.2 [4];

R_{wf} , R_{wz} – расчетные сопротивления угловых сварных швов, табл. 3 и 56 [4];

k_f – катет шва принимается по толщине стыкуемых элементов в пределах 0,8...1,2t (кратно 2 мм) и а также с учетом конструктивных требований [4], п. 12.8.

Ширина накладки принимается конструктивно по размеру стыкуемого уголка. Длина накладки определяется по формулам:

$$l_w = \frac{N}{4 \cdot R_{wf} \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (5.7)$$

$$l_w = \frac{N}{4 \cdot R_{wz} \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (5.8)$$

При этом усилия в поясе принимаются для того стержня, куда сместился стык.

Крепление пера поясного уголка к фасонке производится сварным швом:

$$l_w = \frac{0,3 \cdot N'_n}{2 \cdot R_{wf} \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (5.9)$$

Швы крепления раскосов к фасонке рассчитываются по соответствующему усилию в раскосе как в обычном узле.

Посредством монтажного узла отправочные марки фермы собираются в единую конструкцию. Полуфасонки отправочных элементов соединяются между собой двумя вертикальными накладками на болтах. Уголки верхнего пояса перекрываются горизонтальной накладкой. Для крепления горизонтальных связей предусмотрено особое поле болтов. Вертикальные связи крепятся болтами к специальным поперечным вертикальным ребрам, которые привариваются торцами к уголку пояса фермы, а другой кромкой к вертикальным накладкам монтажного стыка.

Толщина и ширина каждой накладки назначаются конструктивно с соблюдением условия равнопрочности. Длина ее определяется количеством и размещением болтов. Задаются диаметром и материалом болтов. Определяют их несущую способность. Вычисляют необходимое количество болтов крепления горизонтальной и вертикальной накладок.

Монтажный стык воспринимает усилие N , действующее в поясе фермы.

Усилие, действующее на горизонтальную накладку, передается через обухок поясного уголка:

$$N^{об} = 1,2 \cdot \alpha \cdot N, \quad (5.10)$$

$$N^n = 1,2 \cdot (1 - \alpha) \cdot N, \quad (5.11)$$

где N - усилие, приходящееся на вертикальные накладки;

α – коэффициент распределения N по перу уголка.

Количество высокопрочных болтов в горизонтальной и двух вертикальных накладках:

$$n = \frac{N^{об}}{Q_{bh}} \quad n = \frac{N^n}{2 \cdot Q_{bh}}, \quad (5.12)$$

где $Q_{bh} = \frac{\mu}{\gamma_h} \cdot R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn}$ - усилие на один высокопрочный болт при 1 плоскости трения.

Если применены обычные болты, их количество определяется прочностью болтового соединения по срезу или смятию.

Размещаются болты в соответствии с правилами конструирования болтовых соединений. Сварные швы крепления уголков к фасонке рассчитываются аналогично вышеизложенному.

5.4. Основные правила конструирования ферм

Фермы пролетом до 12 м изготавливаются целиком, свыше 12 м – в виде отдельных отправочных марок (полуферм). Высота отправочной марки не должна превышать транспортный габарит $h_{фермы} = 3,85$ м.

Изменение сечений по длине поясов может производиться при пролете фермы свыше 24 м. Сечение может изменяться только один раз. Ось элемента фермы должна совпадать с центром тяжести уголков. Для удобства изготовления привязка оси к обуху уголка должна быть кратна 5 мм. При изменении сечения пояса полки

должны располагаться в одном уровне. Узлы должны быть сцентрированы: оси стержней пересекаются в одной точке.

Минимальные (конструктивные) профили: $\angle 50 \times 4$ или $\angle 63 \times 5$. Минимальные (конструктивные) длины сварных швов: 80 мм. Для сжатых стержней фермы целесообразны уголки с меньшей толщиной полки. Толщина фасонки постоянна для всей фермы и определяется по усилию в опорном раскосе (табл.7).

Очертание фасонки должно быть простейшим (минимум резов). Размер фасонки определяется длинами сварных швов примыкающих элементов.

Площадь фасонки должна быть не менее площади элемента (иначе разрушится фасонка). Для уменьшения влияния сварочных напряжений расстояние между ближайшими сварными швами в узле должно быть не менее 40...50 мм.

Для возможности наложения сварного шва фасонка выводится на 10-15 мм за габариты уголка.

Для совместной работы спаренных уголков между ними следует устанавливать соединительные прокладки – «сухари». Их ставят в растянутых стержнях через 80, а в сжатых через 40 радиусов инерции одиночного уголка из плоскости фермы, но не менее двух в каждой панели. Размеры прокладок конструктивны.

В узлах опирания железобетонных плит верхний пояс фермы усиливают распределительными прокладками, если толщина уголков меньше 10 мм (шаг ферм 6 м) или 14 мм (шаг ферм 12 м). Они необходимы для предотвращения местного погиба тонкой полки верхнего пояса от сосредоточенного воздействия местной нагрузки.

Стык пояса (монтажный или в месте изменения сечения) необходимо перекрывать листовыми или уголковыми накладками. Размеры накладок должны быть равнопрочны стыкуемому стержню.

При изменении сечения пояса место стыка смещается от места узла на 300...500 мм в сторону меньшего усилия.

5.5. Расчет узла сопряжения фермы с колонной

При жестком сопряжении ферма крепится к колонне в двух узлах.

Расчетные усилия M , N , Q принимаются из таблицы сочетаний в рассматриваемом сечении рамы. Изгибающий момент M заменяется парой сил $H = \frac{M}{h_0}$. Расчетные усилия в узлах сопряжения фермы с

колонной представлены на рис.5.1.

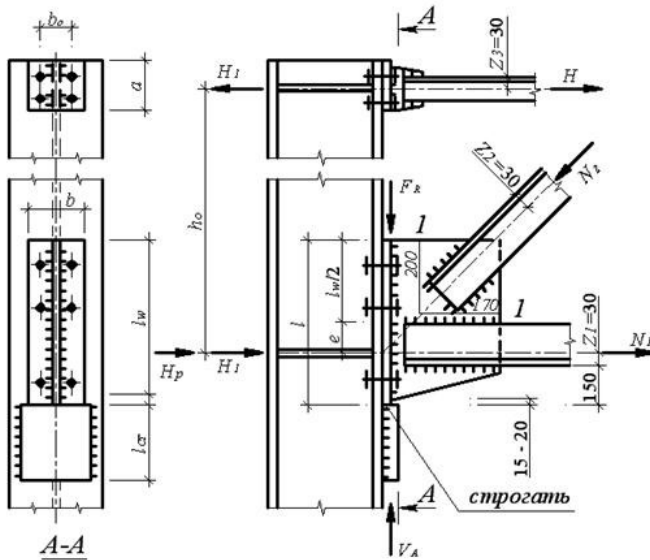


Рис.5.1. Расчетные усилия в опорном узле фермы при жестком сопряжении с колонной

Ширина опорного фланца $b_{\phi л}$ принимается конструктивно по размеру полки колонны. Длина фланца $l_{\phi л}$ определяется размером фасонки, которая лимитируется длинами сварных швов крепления опорного раскоса и нижнего пояса.

Расчет этих швов по обушку и перу уголка рассмотрен в разделе 5.3. В соответствии с правилами конструирования фасонка должна описать эти швы. Для удобства монтажа необходимо предусмотреть между нижним поясом и опорным столиком зазор 150мм. Толщина опорного фланца $t_{\phi л}$ определяется из условия смятия от воздействия

вертикальной опорной реакции N :
$$t_{\phi л} = \frac{N}{b_{\phi л} \cdot R_p}$$

где R_p - расчетное сопротивление стали, определяемое по [4].

Два вертикальных шва крепления опорного фланца к фасонке воспринимают опорную реакцию N и приложенные с эксцентриситетом горизонтальные силы $(H+Q)$. Прочность этих швов обеспечена, если выполняется условие:

$$\sqrt{\tau_{WN}^2 + (\tau_{WHQ} + \tau_{WM})^2} \leq R_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_c, \quad (5.13)$$

$$\text{где } \tau_{WN} = \frac{N}{2 \cdot \beta \cdot k_f \cdot l_w}, \quad (5.14)$$

$$\tau_{WHQ} = \frac{H + Q}{2 \cdot \beta \cdot k_f \cdot l_w}, \quad (5.15)$$

$$\tau_{WM} = \frac{6 \cdot e \cdot (H + Q)}{2 \cdot \beta \cdot k_f \cdot l_w}, \quad (5.16)$$

$l_w = l_{\phi л} - 1 \text{ см}$ – расчетная длина вертикального сварного шва;

e – эксцентриситет приложения сил Q и H (расстояние от S l_w до оси нижнего пояса фермы).

Вертикальные сварные швы крепления опорного столика к колонне l_{cm} рассчитываются на воздействие N . Из-за возможных несовпадений поверхности контакта фланца и столика вводится коэффициент 1.2.

$$l_{cm} = \frac{1,2 \cdot N}{2 \cdot \beta \cdot k_f \cdot \gamma_w \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}. \quad (5.17)$$

Катеты сварных швов принимаются по толщинам стыкуемых элементов.

Верхний опорный узел воспринимает силу H . швы крепления пояса к фасонке по обушку и перу поясного уголка:

$$l_w^{об} = \frac{0,7N}{4 \cdot R_{wf} \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}; \quad l_w^{об} = \frac{0,7N}{4 \cdot R_{wz} \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}$$

$$l_w^{об} = \frac{0,3 \cdot N}{4 \cdot R_{wf} \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}; \quad l_w^{об} = \frac{0,3 \cdot N}{4 \cdot R_{wz} \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}$$

С фасонки усилие H передается на фланец посредством двух вертикальных швов. При соблюдении правил конструирования прочность этих швов будет обеспечена. Фланец крепится к колонне 4 болтами, которые необходимо подобрать из условия прочности при растяжении.

При расчетном сопротивлении болтов растяжению R_{bt} [4] необходимая площадь сечения каждого из 4 болтов будет равна:

$$A_b^{треб} \geq \frac{H}{4 \cdot R_{bt}}, \quad (5.18)$$

По требуемой площади подбирается диаметр стандартного болта.

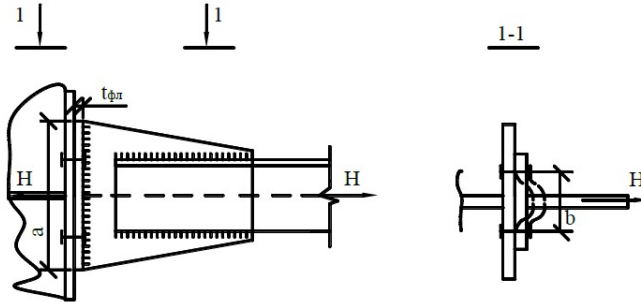


Рис. 5.2 Фланец верхнего пояса при жестком сопряжении фермы с колонной

Фланец работает на изгиб как балка, защемленная болтами и нагруженная сосредоточенной силой H . расчетный изгибающий момент:

$$M = \frac{H \cdot b}{8}, \quad (5.19)$$

где b – расстояние между болтами в плане (рис.5.2).

Момент сопротивления фланца при изгибе:

$$W_{fl} = \frac{a \cdot t_{fl}^2}{6}, \quad (5.20)$$

где a – высота фланца; t_{fl} – толщина фланца.

Из условия прочности при изгибе $\sigma = \frac{M}{W_{fl}} \leq R_y \cdot \gamma_c$ определяется необходимая толщина фланца:

$$t_{fl} \geq \sqrt{\frac{3 \cdot H \cdot b}{4 \cdot a \cdot R_y \cdot \lambda_c}}, \quad (5.21)$$

Толщина фланца принимается по сортаменту и должна быть не менее 20 мм из условия жесткости.

При шарнирном сопряжении ферма опирается на колонну сверху в узле. Схема шарнирного опирания представлена на рис.5.3.

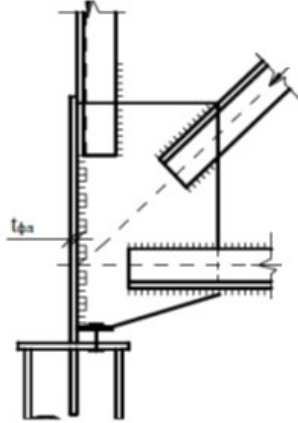


Рис. 5.3. Схема шарнирного опирания фермы на колонну

Расчет сварных швов крепления уголков к фанке по усилиям аналогичен выше изложенному. Особенностью расчета этого узла является передача вертикальной опорной реакции V от фермы на колонну.

Эта опорная реакция передается посредством фланца. Толщина фланца определяется из условия смятия:

$$l_{\text{фл}}^{\text{мп}} = \frac{V}{b_{\text{фл}} \cdot R_p}, \quad (5.22)$$

Ширина фланца $b_{\text{фл}}$ принимается конструктивно по размерам сечений уголков фермы и оголовка колонны. С торца фланца V передается на 2 вертикальных сварных шва крепления фланца к фанке. Расчетная длина каждого этого шва:

$$l_w^{\text{мп}} = \frac{V}{2 \cdot R_{\text{wf}} \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot \gamma_{\text{wf}} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}; \quad l_w^{\text{мп}} = \frac{V}{4 \cdot R_{\text{wz}} \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot \gamma_{\text{wz}} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}$$

Возможны иные конструктивные решения шарнирных узлов опирания фермы на колонны.

6. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОЙ СТУПЕНЧАТОЙ КОЛОННЫ

6.1 Расчет и конструирование стержня колонны

6.1.1. Определение расчетных длин участков ступенчатой колонны

Колонна работает на внецентренное сжатие. Определяющим предельным состоянием является потеря устойчивости, зависящая от гибкости стержня. Сечения ступенчатой колонны подбирается раздельно для подкрановой (нижней) и надкрановой (верхней) частей. Соответственно определяются расчетные длины для этих частей в плоскости и из плоскости рам.

$$\text{В плоскости рамы} \quad l_{x1} = \mu_1 \cdot l_1 \quad \text{и} \quad l_{x2} = \mu_2 \cdot l_2$$

где $l_{1,2}$ – геометрическая длина колонн между точками закрепления стержня; $\mu_{1,2}$ – коэффициент расчетной длины, принимается по [4, табл. 71а].

Коэффициенты расчетной длины μ_1 и μ_2 при соблюдении условий $l_2 / l_1 \leq 0,6$ и $N_1 / N_2 \geq 3$ принимаются по [4, табл. 18]. Здесь l_1 ; N_1 – соответственно длина нижнего участка колонны, момент инерции сечения и действующая на этом участке продольная сила; l_2 ; N_2 – то же верхнего участка колонны. При других условиях $\mu_{1,2}$ определяется по [4, п. 6.П, прил. 6].

Расчетные длины подкрановой части l_{y1} и надкрановой части l_{y2} из плоскости рамы (относительно оси у-у) принимаются равными расстоянию между точками закрепления колонны от смещения вдоль здания.

Таковыми точками являются низ базы колонны, нижний пояс и тормозная конструкция подкрановой балки, распорки по колоннам в уровне поясов стропильных ферм и промежуточные:

$$l_{y1} = 0,8 \cdot l_1 \quad l_{y2} = l_2 - h_6$$

Несущая способность подкрановой части колонны определяется допускаемой продольной силой в ветвях, для которых расчетные длины принимаются равными:

- а) в плоскостях рамы (относительно осей x_1 - x_1 и x_2 - x_2) – расстояние между узлами решетки;
- б) из плоскости рамы (относительно оси у-у) – геометрической длине ветви, умноженной на коэффициент 0,8, учитывающий защемление ветвей колонны в фундаменте в уровне его верха, при этом геометрическая длина наружной ветви принимается равной

расстоянию от низа базы до тормозной конструкции в уровне верха подкрановой балки (рис. 6).

Для подкрановой ветви: $l_{x\epsilon 1} = l_{\epsilon 1}$ $l_{y\epsilon 1} = 0.8l_1$

Для наружной ветви: $l_{x\epsilon 2} = l_{\epsilon 2}$ $l_{y\epsilon 1} = 0.8(l_1 - h_{\epsilon})$

При постановке распорок между наружными ветвями в уровне низа подкрановых балок (при грузоподъемности кранов 80 т и более) геометрическая длина наружной ветви принимается равной расстоянию от низа до распорки (низа подкрановой балки). При наличии промежуточных распорок между колоннами расчетные длины из ветвей из плоскости рамы соответственно уменьшаются.

6.1.2. Подбор сечения надкрановой части колонны

Для надкрановой части колонны рекомендуется применять симметричное сечение из прокатного широкополочного двутавра или двутавра сварного из трех листов (см.рис.6.1).

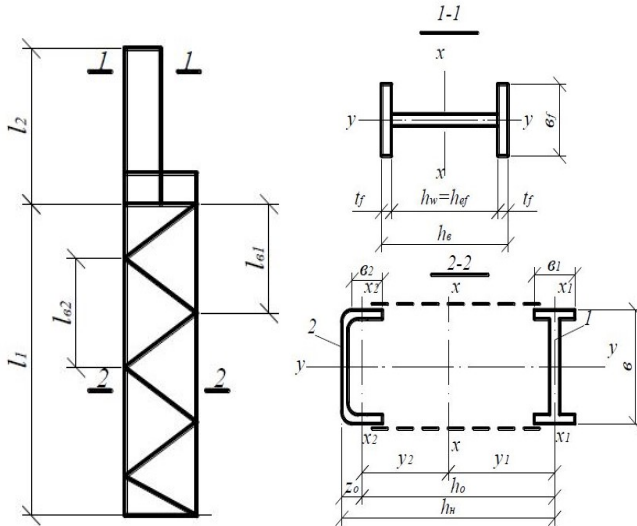


Рис. 6.1. Схема колонны и сечения верхней и нижней частей

Из таблицы расчетных комбинаций усилий, составленной по результатам статического расчета рамы, выбирается самая невыгодная комбинация N и M из действующих в трех расчетных сечениях подкрановой части колонны. Для анализа конкурентоспособных комбинаций можно воспользоваться условной продольной силой,

полученной из формулы Ясинского для подбора сплошных сечений внецентренно сжатых элементов:

$$N_{усл} = N \cdot (1.25 + \frac{2.2e}{h_0}), \quad (6.1)$$

где $e'=M/N$ - эксцентриситет продольной силы.

По наибольшей условной силе определяется ориентировочно требуемая площадь сечения колонны:

$$A_{mp} = \frac{N_{усл}}{R_y}, \quad (6.2)$$

Площадь A_{mp} распределяется выгодным образом между стенкой и полками с учетом обеспечения их местной устойчивости.

Толщина стенки t_w принимается минимального размера (но не менее 8 мм) в пределах 1/60... 1/120 от высоты h_w , при этом большая величина при относительно больших продольных силах и малых моментах, меньшая - в обратных случаях.

Требуемая площадь полки:

$$A_f = b_1 \cdot t_1 = \frac{(A_{mp} - h_w \cdot t_w)}{2}, \quad (6.3)$$

Толщиной полки t_f задаются в пределах 12... 30 мм. Ширина полки обычно принимается $B_f=(1/20...1/30)l_2$, что необходимо для обеспечения общей устойчивости колонны из плоскости действия момента. Из условия свариваемости должно соблюдаться соотношение толщин $t_f/t_w \leq 3$.

6.1.3. Проверка надкрановой части колонны

После компоновки сечения вычисляются его геометрические характеристики и гибкости стержня колонны относительно осей x-x и y-y. Затем производится проверка подобранного сечения.

Площадь всего сечения $A_f = h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_1 \cdot t_1$

Момент инерции сечения $I_x = t_w \cdot h^3_w/12 + 2A_f [(h_w - t_f)/2]^2$;
 $I_y = 2 t_f b^3_f/12$. Момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна $W_c=2I_x/h_w$.

Радиусы инерции сечения $i_x = \sqrt{I_x / A}$; $i_y = \sqrt{I_y / A}$.

Гибкости стержня $\lambda_x = l_{x2} / i_x$; $\lambda_y = l_{y2} / i_y$.

Условная гибкость относительно оси х-х $\overline{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y / E}$

Проверка устойчивости надкрановой части колонны в плоскости действия момента

Проверку выполняем по формуле:

$$N / \varphi_y A \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (6.4)$$

где γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый по [4, табл. 6];

φ_y - коэффициент снижения расчетного сопротивления при внецентренном сжатии, определяемый по [4, табл. 74] в зависимости от условной гибкости $\overline{\lambda}_x$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} , вычисляемого по формуле $m_{ef} = \eta \cdot m_x$.

где $m_x = e \cdot A / W_c$ - относительный эксцентриситет; η - коэффициент влияния формы сечения, определяемый по [4, табл. 73] в зависимости от типа сечения, $A_f / A_w, \overline{\lambda}_x, m_x$

После проверки выбранного сечения при недонапряжении свыше 5% или перенапряжении проводится корректировка размеров сечения и повторная проверка.

Проверка устойчивости надкрановой части колонны из плоскости действия момента

Такая проверка выполняется при изгибе стержня колонны в плоскости наибольшей жесткости (при $I_x > I_y$) по формуле:

$$N / c \cdot \varphi_y \cdot A \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (6.5)$$

где φ_y - коэффициент продольного изгиба, определяемый по [4, табл. 72] в зависимости от λ_y и R_y ; c - коэффициент, учитывающий влияние момента M_x при изгибно-крутильной форме потери устойчивости.

Коэффициент c следует определять:

а) при значениях относительного эксцентриситета $m_x < 5$ по формуле:

$$c = \beta / (1 + \alpha \cdot m_x), \quad (6.6)$$

где α и β - коэффициенты, принимаемые по табл. 10 [4];

б) при значениях $m_x > 10$ по формуле:

$$c = 1 / (1 + m_x \varphi_y / \varphi_6), \quad (6.7)$$

где φ_6 - коэффициент, определяемый согласно требованиям п. 5.15 и прил. 7* [4] как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса; в курсовом проекте φ_6 можно принять равным 1,0;

в) при значениях $5 < m_x < 10$ по формуле:

$$c = c_5 / (\alpha - 0,2m_x) + c_{10} (0,2m_x - 1), \quad (6.8)$$

где $c_5 = c$, определяемому по формуле при $m_x = 5$, а $c_{10} = c$, определяемому по формуле при $m_x = 10$.

Обозначения: $\lambda_c = 3,14 \sqrt{E / R_y}$; φ_c - значение φ_y при $\lambda_y = \lambda_c$.

При определении относительного эксцентриситета $m_x = M_x \cdot A / W_c \cdot N$ за расчетный момент M_x принимается максимальный момент в пределах средней трети расчетной длины надкрановой части колонны $M_{1/3} = M_{\min} + 2(M_{\max} - M_{\min}) / 3$, но не менее половины наибольшего по длине стержня момента $M_x < M_{\max} / 2$ (рис. 6.2).

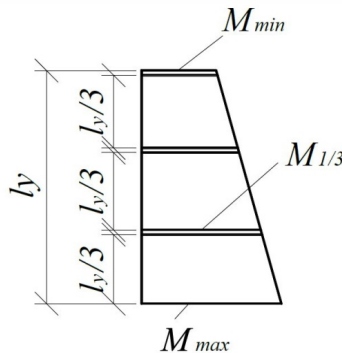


Рис. 6.2. К определению расчетного момента

6.1.4. Подбор сечения подкрановой части колонны

Подбор сечения подкрановой части колонны начинается с определения усилий в ветвях колонны. Для этого их таблицы расчетных сочетаний усилий выбираются две комбинации:

- 1) продольная сила N_1 и изгибающий момент M_1 (отрицательный) для расчета подкрановой ветви;
- 2) продольная сила N_2 и изгибающий момент M_2 (положительный) для расчета наружной ветви.

Расчетные комбинации N_1 , M_1 и N_2 , M_2 создают наибольшие сжимающие усилия в соответствующих ветвях колонны, величина которых ориентировочно определяется по формулам:

$$\text{в подкрановой ветви} \quad N_{b1} = N/2 + M_1/h_c;$$

$$\text{в наружной ветви} \quad N_{b2} = N/2 + M_2/h_0;$$

где $h_0 = h_w - z_0$ ($z_0 = 100 \dots 200$ мм); при определении сжимающего усилия в ветвях принимаются абсолютные значения N и M .

Сквозное сечение komponуется из двух ветвей в виде балочных (тип "Б") или широкополочных (типа "Ш") двутавров, соединенных между собой решеткой в двух плоскостях по граням ветвей (см.рис.6.1).

Задаваясь значениями коэффициента φ в пределах 0,7...0,9, определяют ориентировочно требуемые площади сечения ветвей по формулам:

$$A_{b1} = N_{b1} / \varphi R_y \cdot \gamma_c \quad (6.9)$$

$$A_{b2} = N_{b2} / \varphi R_y \cdot \gamma_c. \quad (6.10)$$

По требуемым площадям по сортаменту подбираются соответствующие двутавры и вычисляются их геометрические характеристики: для подкрановой ветви - A_{b1} , I_{y1} , I_{x1} , i_{y1} , i_{x1} ;

для наружной ветви - A_{b2} , I_{y2} , I_{x2} , i_{y2} , i_{x2} , z_0 , где $z_0 = b_2/2$ - расстояние от наружной грани до центра тяжести ветви; b_2 - ширина двутавра.

Уточняется положение центра тяжести принятого сечения подкрановой части колонны и вычисляются фактические расчетные усилия в ветвях:

$$h_o = h - z_o; \quad y_1 = A_{b2} h_o / (A_{b1} + A_{b2}); \quad y_2 = h_o - y_o;$$

$$N_{b1} = N_{Iy2}/h_o + M_1/h_o; \quad N_{b2} = N_{2y1}/h_o + M_2/h_o;$$

Ветви колонны проверяются на устойчивость в двух плоскостях как центрально-сжатые стержни.

Проверка из плоскости рамы производится:

$$\text{для подкрановой ветви: } N_{b1} / \varphi_1 A_{b1} \leq R_y \gamma_c ; \quad (6.11)$$

$$\text{для наружной ветви: } N_{b2} / \varphi_2 A_{b2} \leq R_y \gamma_c ; \quad (6.12)$$

где φ_1 определяется в зависимости от $\lambda_{yb1} = l_{yb1}/i_{y1}$ и R_y [I, табл. 72], φ_2 - в зависимости от $\lambda_{yb2} = l_{yb2}/i_{y2}$ и R_y .

Проверка устойчивости ветвей в плоскости рамы выполняется аналогично проверке устойчивости из плоскости рамы при гибкостях ветвей:

$$\lambda_{yb1} = l_{xb1}/i_{x1} \text{ и } \lambda_{xb2} = l_{xb2}/i_{x2}$$

Величина панели решетки l_b (расчетная длина ветвей в плоскости рамы) назначается исходя из условий равноустойчивости ветвей в двух плоскостях ($\lambda_{xb1} = \lambda_{yb1}$ $\lambda_{xb2} = \lambda_{yb2}$). Принимается l_b минимальная из двух значений $\lambda_{xb1} \leq \lambda_{yb1}$ или $\lambda_{xb2} \leq \lambda_{yb2}$ с учетом конструктивных требований $45^\circ < \alpha < 55^\circ$ ($\text{tg } \alpha = 2h_0/h_b$)

При $\lambda_{xb1} \leq \lambda_{yb1}$ и $\lambda_{xb2} \leq \lambda_{yb2}$ проверку устойчивости ветвей в плоскости рамы можно не производить.

Для проверки устойчивости колонны как единого стержня составного сечения необходимо найти приведенную гибкость стержня, зависящую от сечения раскосов.

Раскосы решетки выполняются из горячекатаных уголков (в отдельных случаях швеллеров малого калибра) и рассчитываются на большую ($Q_{\max}$) из поперечных сил: фактическую Q или условную Q_{fic} . Предварительно сечение раскоса можно подобрать по фактической силе Q , действующей в нижней части колонны.

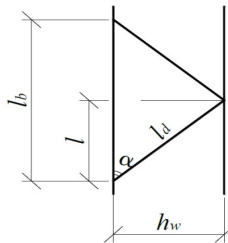


Рис. 6.3. Схема раскосной решетки

Продольное усилие в раскосе одной плоскости:

$$N_d = Q/2 \sin \alpha. \quad (6.13)$$

Требуемая площадь сечения раскоса:

$$A_d = N_d / \varphi R_y \cdot \gamma_c \quad (6.14)$$

где φ принимается ориентировочно в пределах (0,6...0,8); $\gamma_c = 0,75$ для сжатых элементов из одиночных уголков, прикрепленных одной полкой.

По сортаменту выбирается соответствующий уголок, выписываются его характеристики A_d и $i_{\min}$ (относительно оси y_0-y_0).

Расчетная длина раскоса: $l_d = h_0 / \sin \alpha$

Гибкость раскоса: $\lambda_{\max} = l_d / i_{\min}$.

Проверяем устойчивость раскоса: $N_d / \varphi_{\min} A_d \leq R_y \cdot \gamma_c$, (6.15)

где $\varphi_{\min}$ принимается по [2, табл. 72] в зависимости от $\lambda_{\max}$ и R_y . При наличии горизонтальной дополнительной распорки в решетке колонны она рассчитывается на Q_{fic} или подбирается по предельной гибкости $i_{mp} = l_d / \lambda_u$, где $\lambda_u = 150$.

Определяются геометрические характеристики всего сечения колонны и ее условная приведенная гибкость:

$$A = A_{b1} + A_{b2}, \quad (6.16)$$

$$I_x = I_{x1} + A_b \cdot y_1^2 + I_{x2} + A_{b2} \cdot y_2^2, \quad (6.17)$$

$$i_x = I_x / A, \quad (6.18)$$

Гибкость стержня относительно свободной оси x-x: $\lambda_x = l_{x1} / i_x$.

Приведенная гибкость: $\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 A / A_{d1}}$, (6.19)

где α_1 - коэффициент, зависящий от угла наклона раскоса и определяемый по формуле $\alpha_1 = 10 l d^3 / h_0 l_0$; $A_{d1} = 2 A_d$ - площадь двух раскосов.

Условная приведенная гибкость: $\lambda_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$, (6.20)

Проверка сечения подкрановой части колонны производится на обе комбинации расчетных усилий (N_1, M_1 и N_2, M_2).

Определяются относительные эксцентриситеты m_1 и m_2 :

1) для комбинации усилий, догружающих внутреннюю ветвь:

$$m_1 = (M_1/N_1)A_{y1}/y_x, \quad (6.21)$$

2) для комбинации усилий, догружающих наружную ветвь:

$$m_2 = (M_2/N_2)A_{y2}/y_x, \quad (6.22)$$

Определяется коэффициент снижения расчетного сопротивления стали при расчете сквозных стержней с решетками на устойчивость (φ_1 по [2, табл. 75]) в зависимости от λ_{ef} и m_1 или m_2 .

Проверяется сечение по формулам:

$$N_1 / \varphi_{11} A \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (6.23)$$

$$N_2 / \varphi_{12} A \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (6.24)$$

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

Вычисляется условная поперечная сила:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N / \varphi, \quad (6.25)$$

где N - продольное усилие в составном стержне (подкрановой части колонны); φ - коэффициент продольного изгиба, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительной решетки [4, табл. 72] в зависимости от λ_{ef} и R_y .

Если $Q_{fic} > Q$, требуется перерасчет сечения раскоса на Q_{fic} , приведенной гибкости λ_{ef} - и повторная проверка сечения колонны как единого стержня.

В заключение проверяется отклонение фактического отношения моментов инерции подкрановой и надкрановой частей колонны $n' = I_1/I_2$ от принятого для статического расчета поперечной рамы n ;

$$(n' - n)100/n < 30\%,$$

а также прорабатываются дополнительные конструктивные требования.

Сварные швы, прикрепляющие раскосы решетки, рассчитываются на усилие в раскосах.

6.2. Расчет узла сопряжения верхней и нижней частей колонны

Для передачи усилий от надкрановой части колонны и подкрановых балок на подкрановую часть колонны в месте уступа колонны устраивается траверса (рис. 6.4). Траверса работает на изгиб как балка-стенка на двух опорах.

Расчетными усилиями для расчет соединения являются максимальный отрицательный момент M_2 и соответствующая нормальная сила N_2 , принимаемые из таблицы комбинаций усилий для сечения 3-3. Высота траверсы h_1 обычно принимается равной $(0,5...0,8) h_N$.

Давление, передаваемое опорными ребрами подкрановых балок $D_{\max}$ воздействует на стенку траверсы через плиту толщиной $t_b=20...25$ мм. Торцы траверсы и опорного ребра фрезеруются.

Толщина траверсы и опорного ребра находится из условия их смятия по формуле:

$$t_1 = D_{\max} / l_{ef} \cdot R_p \cdot \gamma_c, \text{ но не менее } 12 \text{ мм}, \quad (6.26)$$

где $l_{ef} = b_p + 2t_3$ - расчетная длина сминаемой поверхности;

b_p - ширина опорного ребра подкрановой балки.

Усилие во внутренней полке верхней части колонны:

$$F_f = N_2 / 2 + M_2 h_f, \quad (6.27)$$

где $h_f = h_w + t_f$ - расстояние между осями полок надкрановой части колонны; принимаются абсолютные значения N_2 и M_2 .

Назначается сечение вертикальных ребер траверсы, суммарная площадь которых $A_4 = 2b_4 t_4$ из условия равнопрочности должна быть не менее площади внутренней полки $A_f = 2b_f t_f$, при этом толщина ребра принимается $t_4 = b_f + 6 \text{ мм}$; $b_4 = b_f / 2 + 5 \text{ мм}$.

При правильном выборе материалов для сварки, соответствующих по прочности основному металлу [4, табл. 55],

расчет сварных швов производится по металлу шва. Если направленный металл прочнее основного, требуется проверка прочности шва и по границе его сплавления с основным металлом.

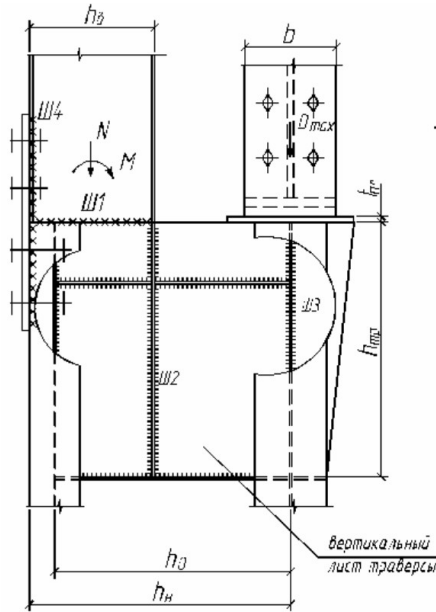


Рис. 6.4. Узел сопряжения надкрановой и подкрановой частей колонны

Катет сварных швов, крепящих ребро к траверсе:

$$k_f = F_f \cdot 4 \cdot \beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c, \quad (6.28)$$

где l_w - расчетная длина флангового шва, в соответствии с [4, п.12.8] должна быть не более $85\beta_f k_f$.

С учетом ограничения длины шва, толщина шва определяется по формуле:

$$k_f = \left(1/\beta_f\right) \sqrt{F_f / 4 \cdot 85 R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}, \quad (6.29)$$

Прочность траверсы проверяется как прочность балки, опирающейся на ветви подкрановой части колонны и нагруженной усилиями N_2 , M_2 , $D_{\max}$. Расчетная схема траверсы приведена на рис. 17.

Реакция от N_2 и M_2 $F_1 = (N_2/2 + M_2/h_1) \cdot c/h_0$, где $c = h_w + 1,5t_f D_0$.

Изгибающий момент у грани верхней части колонны (сечение $\alpha - \alpha$):

$$M_r = F_1(h_0 - c), \quad (6.30)$$

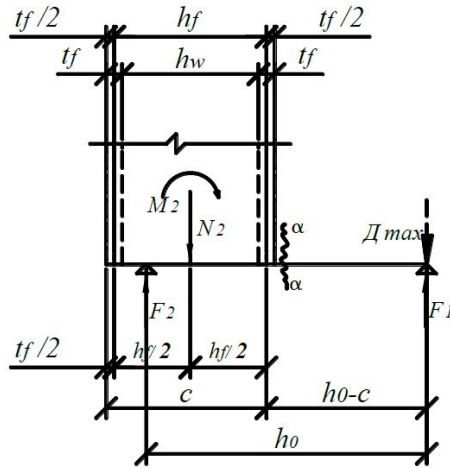


Рис. 6.5. Расчетная схема траверсы

Расчетная поперечная сила в траверсе с учетом половины давления от подкрановых балок на траверсу:

$$Q_m = F_1 + k D_{\max} / 2, \quad (6.31)$$

где $k=1,2$ - коэффициент, учитывающий неравномерную передачу усилия $D_{\max}$ вследствие возможного перекоса поверхности опорных ребер подкрановых балок.

Ширина верхних горизонтальных ребер b_5 назначается не менее ширины вертикальных ребер ($b_5 > b_4$), их толщина $t_b = 12 \dots 25$ мм.

Ширина нижнего пояса траверсы $b_6 = 2b_5 + t_1$, толщина его $t_b = 12$ мм.

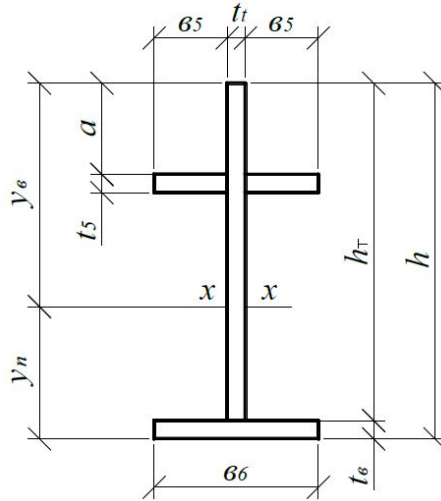


Рис. 6.6. Расчетное сечение траверсы

Определяются геометрические характеристики траверсы. Положение центра тяжести сечения траверсы:

$$y_n = \frac{2b_5h_5(h - a - t_5/2) + h_m t_m (h_m/2 + t_6) + b_6 \cdot t_b^2/2}{2b_5t_5 + h_m t_m + b_6 t_6}, \quad (6.32)$$

$$y_b = h - y_n, \quad (6.33)$$

$$I_x = t_1 h_m^3/12 + h_m t_2 (h_m/2 - y_n)^2 + 2b_5 t_5 (y_b - a - t_5/2)^2 + b_6 t_6 (y_n - t_b/2)^2, \quad (6.34)$$

Моменты сопротивления для верхней и нижней части сечения $W_b = I_x/y_b$; $W_n = I_x/y_n$ (для расчета принимается $W_{\min}$).

Производится проверка сечения траверсы на прочность: от изгиба $\sigma = M_m/W_{\min} \leq R_y \cdot \gamma_c$, от среза $\tau = Q_m/h_m t_1 \leq R_s \cdot \gamma_c$.

Катет шва крепления траверсы к подкрановой ветви (III2) определяется расчетом на поперечную силу Q_m ;

$$K_1 = (1/\beta_f) \sqrt{(Q_m/2) \cdot 85 R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}, \text{ но не менее 8 мм. } (6.35)$$

Крепление вертикального ребра подкрановой ветви производится на силу, равную $D_{\max}/2$ с учетом неравномерности передачи давления ($K=1,2$).

$$K_f = (1/\beta_f) \sqrt{(KD_{\max}/2) \cdot 85 R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}, \quad (6.36)$$

Размеры накладки принимается конструктивно: толщина $t_7 > t_f$ ширина b_7 увязывается с b и b .

Длина накладки $l_H + l_b$, где l_b назначается из условия размещения сварных швов, необходимых для крепления накладки к верхней части колонны. Швы рассчитываются из условия равнопрочности шва основному сечению накладки: $l_b = A_y R_y / 2 \beta_f K_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c$; K_f - задается равным 8... 12 мм.

6.3. Расчет и конструирование базы сквозной колонны

Базы сквозных колонн при ширине колонны 1 м и более устраиваются раздельными под каждую ветвь колонны.

Базы раздельного типа рассчитываются аналогично базам центрально-сжатых колонн. Расчет ведется на комбинацию усилий N и M в сечении на уровне обреза фундамента, дающих наибольшее сжимающее усилие в каждой ветви:

$$N_1 = N y_1 / h_0 + M / h_0 \text{ (на базу подкрановой ветви);}$$

$$N_2 = N y_2 / h_0 + M' / h_0 \text{ (на базу наружной ветви).}$$

Рассчитывается база наиболее нагруженной ветви (как правило, наружной). Требуемая площадь опорной плиты:

$$A_{nl} = BL = N_l / R_{\sigma} \gamma_c, \quad (6.37)$$

где $R_{\sigma} = R_b \gamma$ - расчетное сопротивление бетона при осевом сжатии, зависящее от класса бетона (для класса В10; В12,5; В20 соответственно R_b равно 6,0; 7,5; 8,5; 11,5 МПа);

$\gamma =^3 \sqrt{A_\phi / A_{nl}}$ - коэффициент увеличения R_b при расчете на действие сминающих напряжений, зависящий от отношения площади верха обреза фундамента A_ϕ к площади опорной плиты, принимаемый не более 1,5; если база рассчитывается до проектирования фундамента, то коэффициент принимается $\gamma=1,2$.

Исходя из требуемой площади плиты и размеров сечения ветви назначаются размеры плиты $B=b_2+2t_{np}+2c$, где $t_{np}=12,20$ мм - толщина траверсы; c - свес плиты (не менее 40 мм); $L=A_{пл}/B$ - длина плиты.

Размеры согласуются с модулем стандартной ширины листовой стали.

Фактическое среднее напряжение под опорной плитой:

$$\sigma_s = N_2 / A_{nl}, \quad (6.38)$$

Таблица 6.1. Коэффициенты α для расчета плит, опертых на 4 канта и коэффициенты α_1 для расчет плит, опертых на 2, 3 канта.

b/a	α	b_1/a_1	α_1
0.5	0.060	1	0.048
0.6	0.074	1.1	0.055
0.7	0.088	1.2	0.063
0.8	0.097	1.3	0.069
0.9	0.107	1.4	0.075
1.0	0.112	1.5	0.081
1.2	0.120	1.6	0.086
1.4	0.126	1.7	0.091
2	0.132	1.8	0.094
Более 2	0.133	1.9	0.098
		2	0.1
		Более 2	0.125

Толщина опорной плиты определяются из условия прочности при изгибе по наибольшему моменту, найденному от отпора фундамента в пластинке с участком, опертым по четырем, трем сторонам или консольно:

$$t_{nl} = 6M_{\max} / R_y \gamma_c, \quad (6.39)$$

Изгибающий момент на участке 1, опертом по четырем сторонам, $M_1 = \alpha \cdot q \cdot a^2$ где $q = \sigma \cdot s \cdot 1$ (расчет ведется на единицу ширины пластинки); α - коэффициент, принимаемый в зависимости от отношения более длинной стороны участка b к более короткой a (табл. 6.1).

Изгибающий момент на участке 2, опертом по трем сторонам:

$$M_2 = \beta \cdot q \cdot a_1^2, \quad (6.40)$$

где β - коэффициент, принимаемый в зависимости от отношения защемленной стороны пластинки b_1 к свободной a_1 по табл. 6.1.

При отношении сторон $b_1/a_1 < 0,5$ плита рассчитывается как консоль с вылетом $c=b_1$.

Изгибающий момент в консольном участке плиты:

$$M_b = qc^2 / 2, \quad (6.41)$$

При резком отличии изгибающих моментов по величине на различных участках плиты необходимо произвести выравнивание моментов за счет изменения соотношения размеров участков.

Давление колонны на опорную плиту передается через фрезерованный торец колонны, плита строгаются. Толщину плиту необходимо увеличить на 2...3 мм для припуска на ее строжку.

Расчет траверсы.

Высота траверсы определяется из условия размещения вертикальных швов крепления траверсы к ветви колонны. Запас прочности предполагается, что все усилие в ветвях колонны передается из траверсы через 4 угловых шва:

$h_m = N_2 / 4\beta_f K_f R_{wf} \gamma_w f_{wc}$ (см), но не более $85\beta_f K_f$, где $K_f = 8..16$ мм - высота катета шва, принимается не более $1,2 t_{\min}$.

Проверяется прочность траверсы как однопролетной двухконсольной балки, опирающейся на полки колонны и воспринимающей отпорное давление от фундамента (рис. 6.8), и как консольной балки, воспринимающей усилие отрыва ветви (усилие в анкерах).

Равномерно распределенная нагрузка на траверсу $q_m = \sigma_d d$, где $d = b/2 - a_1/L$ - ширина грузовой площади траверсы.

Определяем усилия:

$$M_{on} = q_m b_1^2 / 2, \quad (6.42)$$

$$M_{np} = q_m b_k^2 / b - M_{on}, \quad (6.43)$$

$$M_k = F_0 b_0 / 4, \quad (6.44)$$

$$Q_{on} = q_m b_1, \quad (6.45)$$

$$Q_{np} = q_m b_k / 2, \quad (6.46)$$

$$Q_k = F_0 / 4, \quad (6.47)$$

где $b_0 = z - b_k / 2$.

Проверяется прочность траверсы:

1) в пролете:

$$\sigma = M_{np} / W_{np} \leq R_y \gamma_c; \quad \tau = Q_{np} / t_{np} h_{mp} \leq R_s \gamma_c;$$

2) на консоли от равномерно распределенной нагрузки:

$$\sigma = M_{on} / W_{np} \leq R_y \gamma_c; \quad \tau = Q_{on} / t_{np} h_{mp} \leq R_s \gamma_c;$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c;$$

3) на консоли от сосредоточенной нагрузки:

$$\sigma = M_k / W_{mp} \leq R_y \gamma_c,$$

$$\tau_1 = Q_k / t_{mp} h_{mp} \leq R_s \gamma_c,$$

Фундаментные болты работают на растяжение и назначаются по расчету в том случае, если расчетная комбинация $N_{\min}$ и $M_{\text{соот, max}}$ вызывает усилие, отрывающее базу от фундамента:

$$F_a = N_b = (M - N y_1) / h_0 \quad (6.48)$$

Требуемая площадь нетто анкерных болтов:

$$\sum A = F_a / A_{ba} \gamma_{ba} \gamma_c \quad (6.49)$$

где R_{ba} - расчетное сопротивление растяжению фундаментальных болтов, принимаемое по [4, табл. 60];

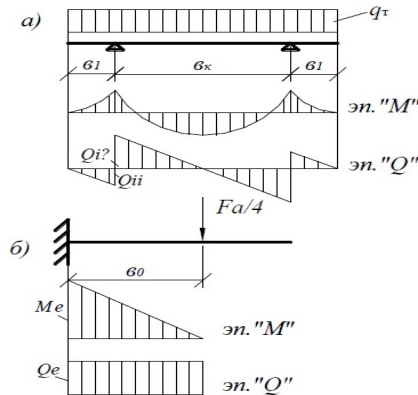


Рис. 6.7. К расчету траверсы: а - шарнирно опертая, б - консольная.

Площадь сечения фундаментных болтов принимается согласно [4, табл. 62]. Окончательно принимается количество болтов n (2; 4; 6) соответствующего диаметра.

Анкерные плиты опираются на траверсы и работают как балки на двух опорах, нагруженные сосредоточенными силами от анкерных болтов. Усилие, приходящееся на один болт $F'_a = F_a / n$. Изгибающий момент в анкерной плите:

$$M'_a = F'_a a_1 / L \quad (\text{рис. 6.7 а});$$

$$M'_a = F'_a (a_1 / 2 - f) \quad (\text{рис. 6.7 б})$$

где $f = 35 \dots 80$ мм - привязка фундаментных болтов.

Принимается анкерная плитка прямоугольного сечения толщиной $t_n = 20 \dots 80$ мм и шириной $b_a \approx 4\phi$ мм с отверстиями для болтов $\phi = d_s + 8$ мм.

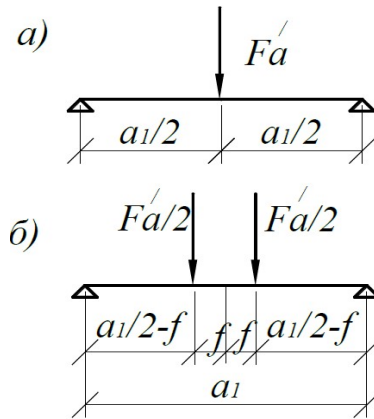


Рис. 6.8. К расчету анкерных плиток: а - с одним фундаментным болтом, б - с двумя болтами

Определяется момент сопротивления нетто анкерной плитки:

$$W_a = (b_a - \phi) t_a^2 / 6 \quad (6.50)$$

Производится проверка:

$$\sigma = M_0 / W_0 \leq R_y \gamma_c$$

В том случае, когда отрыв базы колонны от фундамента невозможен или отрывающее усилие невелико, фундаментные болты ставятся в зависимости от мощности колонны конструктивно (2 болта $\phi = 20 \dots 30$ мм), толщина анкерной плитки принимается минимальной.

Аналогично рассчитываются и конструируются элементы базы подкрановой ветви колонны.

Опираение фрезерованного торца ветви осуществляется на заранее поставленную и выверенную опорную стальную плиту со строганной поверхностью.

7. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПОДКРАНОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

К подкрановым конструкциям относятся:

- подкрановые балки;
- тормозные фермы;
- тормозные балки;
- вертикальные и горизонтальные связи, обеспечивающие необходимую жесткость и неизменяемость конструкции;
- крановые рельсы с креплениями и упорами.

Подкрановые балки работают на подвижную динамическую нагрузку от мостовых кранов, воспринимая большие сосредоточенные силы давления крановых колес и испытывая одновременное воздействие вертикальных и горизонтальных (от торможения крановой тележки) нагрузок.

7.1. Определение действующих нагрузок.

Расчетные внутренние усилия

Расчет подкрановой балки обычно производят на совместное действие двух сближенных кранов с грузовыми тележками, тормозящими вблизи балки.

Максимально возможный изгибающий момент в разрезной балке, нагруженной системой взаимосвязанных подвижных грузов, возникает в том случае, если равнодействующая этой системы грузов и ближайший к ней груз равноудалены от середины пролета балки. Максимальный изгибающий момент возникает в этом случае в сечении под этим грузом (правило Винклера).

Для определения максимально возможной поперечной силы в балке от вертикальной нагрузки, краны располагают таким образом, чтобы одно из колес находилось непосредственно над опорой, а остальные – как можно ближе к ней (см. рис. 7.1).

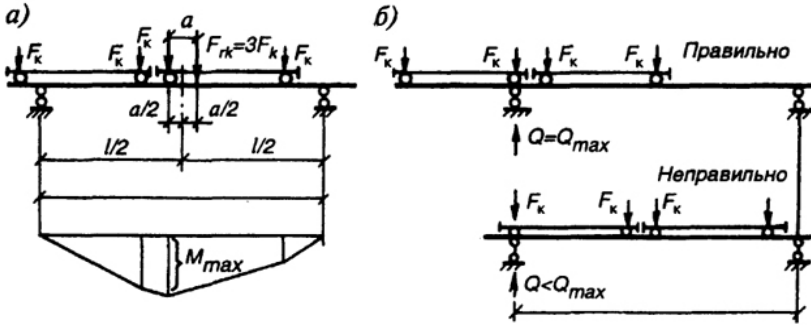


Рис. 7.1. К расчету подкрановой балки: а - определение ординат линий влияния изгибающих моментов, б - расчетное положение сближенных кранов на балке

Расчетные внутренние усилия в балке от действия вертикальных крановых нагрузок с учетом собственного веса подкрановых конструкций M_F и Q_F получают умножением величин M_{max} и Q_{max} на коэффициент $\alpha_1 = (1.05 \div 1.07)$

Определяем расчетный момент от вертикальной нагрузки:

$$M_X = \alpha \cdot \psi \sum F_k \cdot y_i, \quad (7.1)$$

где y_i – ординаты линий влияния; $\alpha = 1.05$ – коэффициент учета влияния собственного веса подкрановых конструкций и временной нагрузки на тормозной площадке; ψ – коэффициент сочетаний.

Определяем расчетный момент от горизонтальной нагрузки:

$$M_y = \psi \sum T_k \cdot y_i, \quad (7.2)$$

Определяем расчетные значения вертикальной и горизонтальной поперечных сил:

$$Q_X = \alpha \cdot \psi \sum F_k \cdot y_i, \quad (7.3)$$

$$Q_y = \psi \sum T_k \cdot y_i, \quad (7.4)$$

7.2. Подбор сечения подкрановой балки.

Компоновка сечения тормозной конструкции

Вариантов конструктивного решения подкрановых конструкций существует много, но в курсовом проекте принимается следующее решение: тормозная конструкция включает в себя: подкрановую балку, подкрановый рельс, тормозную балку, включающую площадку из листовой стали и окаймляющий швеллер (см. рис. 7.2).

Принимаем подкрановую балку симметричного сечения с тормозной конструкцией в виде листа из рифленой стали $t = 6-8$ мм и швеллера (№16-№20).

Определяем требуемый момент сопротивления:

$$W_{X TP} = \frac{M_x \cdot \beta}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (7.5)$$

где β - коэффициент, учитывающий наличие изгиба в 2-х плоскостях:

$$\beta = 1 + \frac{M_Y}{M_X} \cdot \frac{W_X}{W_Y} \approx 1 + 2 \frac{M_Y}{M_X} \cdot \frac{h_B}{h_T}, \quad (7.6)$$

Из условия наименьшего расхода стали определяется оптимальная высота балки:

$$h_{opt} = 1.15 \cdot \sqrt{\frac{W_{xn}}{t_{\omega}}}, \quad (7.7)$$

Назначаем предварительную толщину стенки:

$$t_w = 7 + 3 \frac{h}{1000}, \quad (7.8)$$

Определяем минимальную высоту балки:

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{\gamma \cdot R \cdot l}{\beta \cdot E} \left[\frac{l}{f} \right] \frac{M_H}{M_X}, \quad (7.9)$$

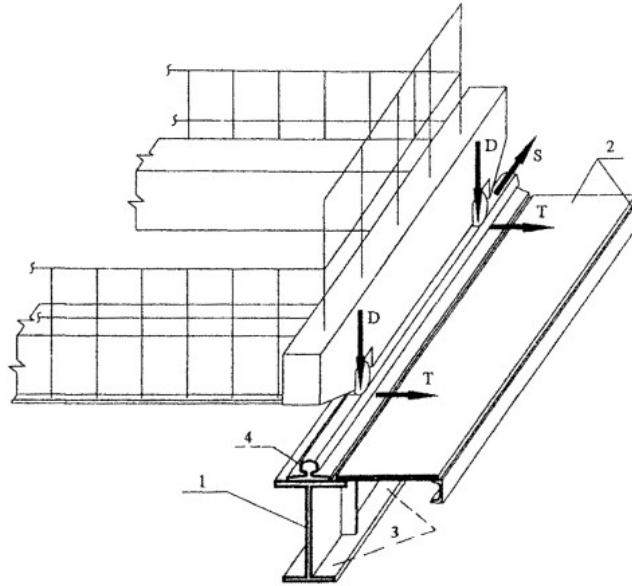


Рис. 7.2. Подкрановая конструкция:

1 - подкрановая балка, 2 - тормозная балка, 3- горизонтальные связи, 4 - подкрановый рельс

где M_H – момент от загрузки балки одним краном при $n = 1,0$

Значение M_H определяем по линии влияния; сумма ординат линии влияния при нагрузке от одного крана $\sum y_i$

$$M_H = \gamma \cdot \psi \sum F_k^H \cdot y_i, \quad (7.10)$$

Далее устанавливается минимальная толщина стенки из условия среза:

$$t_w \geq 1.5 \frac{Q_F}{h_w R_S \gamma_c}, \quad (7.11)$$

где R_S , – расчетное сопротивление сдвигу стали стенки, kH/cm^2 ;

Кроме этого, толщина стенки должна удовлетворять условиям:

$$t_{\omega} \geq 8 \text{ мм} \text{ и } t_{\omega} \geq \frac{h_{\omega}}{5.5} \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

Принимаем толщину стенки балки.

Ориентировочная площадь сечения поясного листа балки:

$$A_f \approx \frac{W_{xn} h_{\omega} - \frac{t_{\omega} h_{\omega}^3}{6}}{h_{\omega}^2}, \quad (7.12)$$

Принимаемые размеры полки должны удовлетворять условиям:

$$t_{\omega} \leq t_f \leq 3t_{\omega}; \quad b_f = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{3} \right) h;$$

$$200 \text{ мм} \leq b_f \leq 600 \text{ мм}; \quad b_{ef} \leq 0.5 \cdot t_f \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

Окончательно принимаем следующие размеры сечения поясных листов подкрановой балки t_f и b_f

В состав тормозной конструкции (балки) входят верхний пояс подкрановой балки, горизонтальный лист, поддерживающий швеллер. Тормозные балки при ширине до 1.25-1.5м (расстояние от оси подкрановой балки до грани поддерживающего швеллера) обычно проектируют со стенкой из рифленого листа толщиной $t_{sh} = 6-8$ мм с рёбрами жёсткости из полосовой стали, расположенными через 1.5м по длине балки (ширина ребра не менее 65мм, толщина не менее 6мм). Ширина тормозной балки назначается из конструктивных соображений. Поддерживающий швеллер №16 при шаге колонн 6м обычно располагается наружной гранью стенки по наружной грани колонны (если не предусматриваются фахверковые стойки).

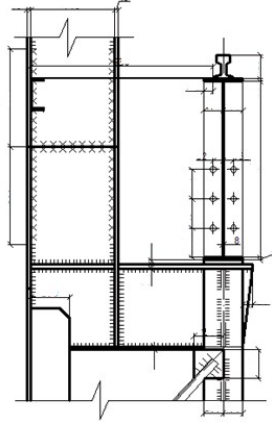


Рис. 7.3. Подкрановая траверса

7.3. Проверка прочности подкрановой конструкции

Определяем геометрические характеристики принятого сечения.

Относительно оси x - x :

$$I = \frac{t_w \cdot (h_w)^3}{12} + 2 \frac{b_f \cdot (t_f)^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot z^2, \quad (7.13)$$

$$W = \frac{I \cdot 2}{h}, \quad (7.14)$$

Геометрические характеристики тормозной балки относительно оси y - y (в ее состав входят верхний пояс, тормозной лист и швеллер):

Расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения определяем по формуле:

$$x = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i \cdot y_i)}{\sum_{i=1}^n A_i}, \quad (7.15)$$

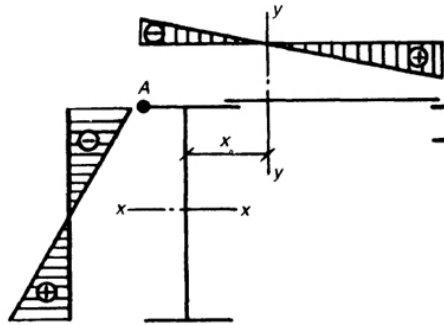


Рис. 7.4. Сечение подкрановой конструкции и эпюры нормальных напряжений в плоскостях x-x, y-y

Момент инерции относительно центра тяжести:

$$I = I_{uu} + \frac{t \cdot (h_1)^3}{12} + \frac{t \cdot (h_2)^3}{12} + \frac{t_f \cdot (b_f)^3}{12} + A_{uu} \cdot z_1^2 + \quad (7.16)$$

$$+ t \cdot h_1 \cdot z_2^2 + t \cdot h_2 \cdot z_3^2 + t_f \cdot b_f \cdot z_4^2$$

Момент сопротивления:

$$W = \frac{2I}{h_{\min}}$$

Проверим на прочность наиболее нагруженную точку сечения верхнего пояса (точка А, рис. 7.4):

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}, \quad (7.17)$$

Прочность стенки на действие касательных напряжений на опоре обеспечена, т.к. принята толщина стенки больше определенной из условий среза.

Жесткость балки также обеспечена, т.к. принята высота балки $h_b > h_{\min}$

Проверим прочность стенки балки от действия локальных напряжений под колесом крана:

$$\sigma_{loc} = \frac{\gamma_f \cdot F_K}{t_w \cdot l_{ef}} = \frac{\gamma_f \cdot F_K}{t_w \cdot c \cdot \psi^3 \sqrt{(I_{кр.p} + \frac{b_f \cdot (t_f)^3}{12}) / t_w}}, \quad (7.18)$$

где $c = 3.25$ – коэффициент податливости сопряжения пояса и стенки для сварных балок; ψ – коэффициент сочетаний (см. п. 4.2.5.)

Проверим прочность стенки балки на действие напряжений, вызываемых возникновением местного крутящего момента по формуле:

$$\sigma_t \leq R_y$$

Местный крутящий момент:

$$M_t = F_k \cdot e + 0.75 T_k \cdot h_{кр.p} \quad (7.19)$$

где: $h_{кр.p}$ – высота кранового рельса

Нормальные напряжения от действия местного крутящего момента:

$$\sigma_t = \frac{2M_t \cdot t_w}{I_{кр.p} + \frac{b_f \cdot (t_f)^3}{3}}, \quad (7.20)$$

Проверяем стенку балки на совместное действие напряжений в уровне верхних поясных швов по формуле:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_{loc} + 3\tau^2} \leq \beta \cdot R_y, \quad (7.21)$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x};$$

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot t_w} = \frac{Q \cdot (b_f \cdot t_f \cdot (h/2 - t_f/2) + t_w \cdot h_w^2/4)}{I \cdot t_w}, \quad (7.22)$$

Проверяем необходимость постановки поперечных ребер жесткости в подкрановой балке:

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (7.23)$$

При необходимости установки поперечных ребер жесткости, руководствуемся следующими положениями:

Если $\bar{\lambda}_w > 3.2$ требуется установка поперечных ребер привариваемых к стенке балки

Поперечные ребра жесткости ставятся на опорах, в местах примыкания вспомогательных балок и при необходимости в промежутках между ними так, чтобы расстояние между ними не превышало $2h_w$ при $\bar{\lambda}_w > 3.2$ и $2,5h_w$ при $\bar{\lambda}_w < 3.2$.

$$\text{Ширина ребра } b_p \geq \frac{h_w}{30} + 40, \text{ мм, толщина ребра } t_p \geq 2b_p \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

7.4. Расчет поясных швов

Определяем сдвигающую силу на 1 см шва:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_f}{I} = \frac{Q \cdot b_f \cdot t_f \cdot (h - 2t_f)}{I}, \quad (7.24)$$

Нижний и верхний поясной шов будут рассчитываться по различным формулам по причине того, что верхний шов нагружен не только сдвигающим усилием, но и локальным давлением колеса крана.

Нижний шов: Определяем требуемый катет шва:

$$k_f \geq \frac{\tau}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}}; \quad k_f \geq \frac{\tau}{2 \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz}}$$

Верхний шов: Определяем требуемый катет шва:

$$k_F > \frac{1}{2\beta_f \cdot \gamma_{wf} \cdot R_{wf}} \sqrt{\left(\frac{Q \cdot S_n}{I_x}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_F \cdot F_K}{l_0}\right)^2}, \quad (7.25)$$

$$k_F > \frac{1}{2\beta_z \cdot \gamma_{wz} \cdot R_{wz}} \sqrt{\left(\frac{Q \cdot S_n}{I_X}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_F \cdot F_K}{l_0}\right)^2}, \quad (7.26)$$

8. ОФОРМЛЕНИЕ ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ

Графическая часть курсовой работы включает чертежи КМ (конструкции металлические) и КМД (конструкции металлические детализованные). Чертежи оформляются на двух листах формата А1.

На первом листе вычерчиваются: схема расположения элементов каркаса, продольный разрез каркаса, поперечный разрез каркаса, схема расположения элементов связей по нижнему поясу фермы, схема расположения элементов связей по верхнему поясу фермы, продольный разрез схемы расположения элементов связей по верхнему поясу фермы, ведомость элементов, узлы, детали и примечание.

На втором листе вычерчиваются: геометрическая схема фермы, вид на верхний пояс фермы, главный вид на ферму, вид на нижний пояс фермы, спецификация стали, ведомость отправочных марок, остальные виды и сечения и примечание. Узлы вычерчивают на главном виде фермы, причем для ясности чертежа узлы и сечения вычерчивают в масштабе 1:10 – 1:15 на схеме осей фермы в масштабе 1:20-1:30. В фермах обычно отправочным элементом является часть фермы, длиной не более 12 метров. На детализованном чертеже размещаются спецификации деталей для каждого отправочного элемента, таблица заводских швов и болтов. В примечаниях указываются особенности изготовления, неясные в чертежах.

При выполнении чертежей и оформлении пояснительной записки необходимо руководствоваться ЕСКД.

Параметры профилей прокатной стали принимают в соответствии сортаментом для прокатной стали.

Условные обозначения для сварных швов и болтов для металлических конструкций принимать по ГОСТ 21.107-78 и ГОСТ 2.315-68.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Железобетонные конструкции (расчет и проектирование).- / И.И. Улицкий.- Изд. третье, переработанное и дополненное. Киев. Будівельник. 1972, -992с
2. Металлические конструкции. - / под ред. Г.С. Веденикова. - 7-е изд. - М.: "Стройиздат", 1998, - 760 с.
3. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР - М.: ЦИТП Госстроя СССР, - 36 с.
4. СНиП П-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990, - 96 с.
5. Металлические конструкции. Учебник для ВУЗов в 3-х тт. т.2 Конструк-ции зданий. Под общ. ред. В.В.Горева - М.: Высшая школа, 2002. -528 с.
6. Металлические конструкции. Учебник для студ. Высш. Учеб. заведений - / под ред. Ю. И. Кудишина. - 10-е изд. - М.: Издательский центр "Академия", 2007, - 688 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ.....	4
2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ.....	4
3. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА	8
3.1. Выбор типа поперечной рамы	8
3.2. Выбор ограждающих конструкций здания.....	8
3.3. Разбивка сетки колонн	8
3.4. Компонировка поперечной рамы	10
3.5. Компонировка связей каркаса	13
3.5.1. Связи между колоннами	13
3.5.2. Связи по покрытию	14
4. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ РАМЫ.....	16
4.1. Расчетная схема рамы	16
4.2. Сбор нагрузок на раму каркаса	17
4.2.1. Нагрузки, действующие на раму	17
4.2.2. Расчетные постоянные нагрузки	17
4.2.3. Снеговая нагрузка.....	18
4.2.4. Ветровая нагрузка.....	18
4.2.5. Нагрузка от мостовых кранов.....	20
4.3. Статический расчет рамы	21
4.4. Определение расчетных усилий в колоннах рамы	22
4.5. Общие требования при проектировании конструкций.....	26
5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ФЕРМ	26
5.1. Общие положения	26
5.2. Подбор сечений стержней фермы	26
5.3. Расчет узлов стропильной фермы	30
5.4. Основные правила конструирования ферм	32
5.5. Расчет узла сопряжения фермы с колонной.....	33
6. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОЙ СТУПЕНЧАТОЙ КОЛОННЫ	38
6.1 Расчет и конструирование стержня колонны	38
6.1.1. Определение расчетных длин участков ступенчатой колонны	38
6.1.2. Подбор сечения надкрановой части колонны	39
6.1.3. Проверка надкрановой части колонны	40
6.1.4. Подбор сечения подкрановой части колонны	43
6.2. Расчет узла сопряжения верхней и нижней частей колонны.....	47
6.3. Расчет и конструирование базы сквозной колонны.....	51
7. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПОДКРАНОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	57
7.1. Определение действующих нагрузок. Расчетные внутренние усилия.....	57
7.2. Подбор сечения подкрановой балки. Компонировка сечения тормозной конструкции	59
7.3. Проверка прочности подкрановой конструкции.....	62
7.4. расчет поясных швов.....	65
8. ОФОРМЛЕНИЕ ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ	66
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	67