

ЮЖНО-УРАЛЬСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Архитектурно-строительный институт

Кафедра

«Строительные конструкции и сооружения»

Работа проверена

Допустить к защите

Рецензент

Заведующий кафедрой Мишнев
М.В.

«____» _____ 2019 г.

«____» _____ 2019 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ

Тема: Реконструкция листопрокатного цеха Ашинского металлургического завода

ЮУрГУ-08.05.01.2019.297. ПЗ ВКП

Консультанты:

Руководитель работы

по архитектуре

____ д.т.н., проф. Сабуров В.Ф. ____

«____» _____ 20__ г.

«____» _____ 20__ г.

по технологии строит. произ-ва

Автор работы

«____» _____ 20__ г.

студент группы 614 _____

Варанкин Д.А

по организации строительства

«____» _____ 20__ г.

«____» _____ 20__ г.

по экономике

Нормоконтролер

«____» _____ 20__ г.

«____» _____ 20__ г.

по безопасности жизнедеятельности

«____» _____ 20__ г.

Челябинск
2019

АННОТАЦИЯ

Варанкин Даниил Александрович. Выпускная квалификационная работа. Тема: «Реконструкция листопрокатного цеха ашинского металлургического завода» – г. Челябинск: ЮУрГУ, 2019 – АС-614, Листов – _____.

В дипломном проекте (ВКР) рассмотрена реконструкция трёхпролётного одноэтажного промышленного здания со стальным каркасом. Представлено обоснование реконструкции, произведён теплотехнический расчёт материалов для ограждающих конструкций с последующим конструированием самих конструкций. Произведён расчёт большепролётной подкрановой балки, законструировано и рассчитано четыре типа монтажных стыков для этой балки. Произведён сбор нагрузок на поперечную раму здания с последующим расчётом фундамента под среднюю колонну. Приведена технологическая карта на монтаж большепролётных подкрановых балок с необходимыми расчётами. Выполнен подбор необходимых машин и механизмов, рассчитана потребность в временных ЗиС, электроэнергии, водоснабжении. Произведена калькуляция трудозатрат на подготовительный и основной период строительства с последующим составлением календарного планирования. В экономическом разделе представлено четыре локальных сметных расчёта: сравнение стоимости монтажа и изготовления большепролётных подкрановых балок с различными типами монтажных стыков. В разделе безопасность жизнедеятельности рассмотрены требования к организации безопасных работ на стройплощадке, описаны мероприятия по охране труда и пожарной безопасности.

АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ

Подл. и дата										
Взам. инв. №										
Инв. № дубл.										
Подл. и дата										
Инв. № подл.						<i>Реконструкция листопрокатного цеха ашинского металлургического завода</i>				
					Лит				Лист	Листов
					У				1	
					ЮУрГУ					
					Кафедра СКиС					
	Лит	Изм.	№ докум.	Подп.	Дата					
	Зав. каф.	Мишнев								
	Руководит.	Сабуров								
	Выполнил.	Варанкин								
	Н.контр.	Сабуров								

Содержание

Содержание.....	3
Введение.....	Ошибка! Закладка не определена.
1. АРХИТЕКТУРНАЯ ЧАСТЬ	8
1.1 Исходные данные.....	9
1.1.1. Техническое задание	9
1.1.2. Природно-климатические условия строительства.....	9
1.2 Генеральный план участка строительства.....	10
1.3 Объемно-планировочные решения проектируемого здания.....	11
1.4 Обоснование реконструкции.	Ошибка! Закладка не определена.
1.5 Конструктивные решения	14
1.5.1. Metalлоконструкции каркаса	14
1.5.2. Антикоррозионная и противопожарная защита конструкций	16
1.5.3. Выбор материала для ограждающих конструкций.....	16
1.6 Теплотехнический расчет ограждающих конструкций	17
2 КОНСТРУКТИВНО-РАСЧЕТНАЯ ЧАСТЬ	20
2.1 Компоновка плана и разреза цеха.	21
2.2 Технологические нагрузки и воздействия на каркас цеха.	22
2.3 Сбор нагрузок и расчет поперечной рамы.	23
2.3.1 Нагрузка от собственного веса покрытия.....	23
2.3.2 Нагрузка от пыли.....	24
2.3.3 Снеговая нагрузка	24
2.3.4 Ветровая нагрузка	Ошибка! Закладка не определена.
2.3.5 Крановые нагрузки.....	29
2.3.5.1 Вертикальные и горизонтальные составляющие.....	29
2.3.5.2 Моментная составляющая.....	35
2.3.6 Составление расчетной схемы	36
2.4 Расчет и конструирование подкрановой балки большого пролёта.	42
2.4.1 Сбор нагрузок на подкрановую балку	42
2.4.2 Подбор сечения сварной балки.....	46
2.4.3 Проверка прочности сечения	49

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		3

2.4.4	Проверка местной устойчивости стенки балки первого отсека.....	54
2.4.5	Проверка местной устойчивости стенки балки в среднем отсеке....	56
2.4.6	Расчет сварных соединений с поясами.....	58
2.4.7	Расчет опорного узла	60
2.4.8	Проверка на выносливость.....	62
2.5	Конструирование и расчет монтажных стыков	67
2.5.1	Монтажный стык на высокопрочных болтах.....	67
2.5.2	Монтажный стык на фланце.....	72
2.5.3	Комбинированный фрикционно-фланцевый монтажный стык.....	81
2.5.4	Сварной монтажный стык.....	85
2.5.5	Комбинированный фрикционно-сварной монтажный стык	88
2.6	Расчет фундамента под колонну среднего ряда	90
2.6.1	Исходные данные	90
2.6.2	Определение размеров подошвы	90
2.6.3	Расчет на продавливание	93
2.6.4	Расчет на раскалывание	94
2.6.5	Расчет арматуры подошвы	94
3	ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА.....	97
3.1	Технологическая карта на монтаж ПБ.....	98
3.1.1	Описание объекта строительства	98
3.1.2	Календарное планирование объекта строительства	98
3.1.3	Ведомость элементов сборных конструкций	99
3.1.4	Ведомость объемов работ.....	100
3.1.5	Калькуляция трудозатрат	101
3.1.6	График производства работ.....	103
3.1.7	Описание технологии монтажа.....	104
3.2	Расчет вспомогательных и грузозахватных приспособлений.....	108
3.2.1	Расчет траверсы	108
3.2.2	Расчет временного усиления подкрановой балки.....	113
3.3	выбор монтажного крана	114

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		4

3.4. Карта операционного контроля на монтаж подкрановой балки.....	116
4 ОРАГНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА	117
4.1 Описание объекта строительства.....	118
4.2 Подготовительный период строительства	118
4.3 Основной период строительства	123
4.4 Расчет потребности во временных зданиях	129
4.5 Обоснование потребности строительства в складах.....	130
4.6 Обоснование потребности строительства в воде	133
4.7 Обоснование потребности в электроэнергии	136
4.8 Определение зон влияния кранов	138
4.9 Техничко-экономические показатели проекта	139
5 ЭКОНОМИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ.....	140
5.1 Техничко-экономическое сравнение вариантов монтажных стыков большепролетных подкрановых балок.....	141
6 БЕЗОПАСНОСТЬ ЖИЗНЕДЕЯТЕЛЬНОСТИ Ошибка! Закладка не определена.	
6.1 Краткое описание рассматриваемого проекта, процесса трудовой деятельности.....	157
6.2 Анализ вредных и опасных факторов.....	158
6.3 Безопасность производственных процессов и оборудования.....	161
6.3.1 Требования безопасности при выполнении работ.....	161
6.3.2 Требования пожарной безопасности.....	164
6.3.3 Требования электробезопасности.....	169
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	171

ашинские металлурги начали реализовывать свежие решения, а также производство новых видов продукции.

Данная реконструкция (удлинение ЛПЦ-1) являлась основополагающей для достижения поставленных целей, благодаря ней удалось запустить новый прокатный стан и повысить конкурентоспособность предприятия в целом.

					<i>АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		7

1. Архитектурная часть.

1.1. Исходные данные.

1.1.1. Техническое задание.

Согласно заданию на проектирование, требуется произвести реконструкцию листопрокатного цеха ОАО «Ашинский металлургический завод». Реконструкция заключается в удлинении цеха ЛПЦ-1, состоящего из трёх пролетов, со следующими конструктивными особенностями:

- место строительства: г. Аша;
- V снеговой район: $S_g = 2,5$ кПа согласно [10];
- II ветровой район: $w_0 = 0,3$ кПа согласно [10];
- пролеты $L = 27$ м;
- длина здания $L_{зд} = 72$ м.
- шаг колонн смешанный: 4, 6, 28 и 30 м.

– крановое оборудование: в каждом пролете по 2 мостовых крана, в первом пролёте – мостовые краны грузоподъемностью 50/10 т и 30/5 т; во втором пролёте – два крана грузоподъемностью 20/5 т; в третьем пролёте – краны грузоподъемностью 30/5 т и 15 т.

Режим работы мостовых кранов – К7.

1.1.2. Природно-климатические условия строительства.

Климатические условия района строительства можно охарактеризовать следующими данными:

- средняя температура наружного воздуха и продолжительность отопительного периода, принимаются по [1], для периода со среднесуточной температурой ниже 8°C . Для г. Аша эти показатели - $t_{ht} = -5,9^{\circ}\text{C}$ и $Z_{ht} = 213$ суток.

- максимальная высота снежного покрова отмечается в марте и достигает 55 см. Повторяемость направления ветра в % приведена в таб. 1.1. по [1].

Таб. 1.1. Повторяемость направлений ветра, %

	С	СВ	В	ЮВ	Ю	ЮЗ	З	СЗ
Январь	9	4	2	8	42	20	6	9
Июль	19	9	5	6	13	14	14	20

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ				Лист
									9
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					

- преобладающими направлениями ветров являются:
- в зимний период – южное;
- в летний период – северо-западное.
- металлоконструкции эксплуатируются в условиях открытого воздуха
- уровень ответственности здания - нормальный в соответствии с Федеральным законом №384 - ФЗ
- степень огнестойкости здания – II
- площадка строительства цеха расположена в промышленной зоне
- участок свободен от застройки и инженерных сетей.
- рельеф участка в основном спокойный, с общим уклоном в юго-восточном направлении.
- грунт основания – песчаный, условное расчетное сопротивление данного типа грунта $R_0 = 0,29 \text{ МПа}$.
- глубина промерзания грунта составляет 2.0 м согласно [1].
- уровень грунтовых вод зафиксирован на глубинах 5.30 - 6.00 м

1.2. Генеральный план участка строительства.

Генеральный план реконструируемого цеха разработан с учетом требований [2], а также противопожарных и санитарных правил и норм.

В пределах территории удлиняемого цеха с запада располагается цех ЛПЦ-2, между которыми будет выполнен после строительства проезд шириной 20 м. На юге от цеха находится электросталеплавильный цех №2. На западе от ЭСПЦ -2 располагается столовая. На севере от удлиняемого цеха расположен энергоцех и кислородная станция.

Для доступа к цехам выполнены две подъездные дороги, идущие с запада и с юга вдоль всего цеха ЛПЦ-1. С западной стороны в удлиняемый цех входят двое железнодорожных путей, южный путь проходит цех насквозь и выходит с восточного фасада. Так же с южной стороны цеха ЛПЦ-1 проходит железнодорожный путь.

					<i>АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		10

Для удобства движения пешеходов вдоль дорог предусмотрены тротуары, покрытые асфальтобетонным покрытием, шириной 2 м, которые отделены от проезжей части газонами шириной 3 м.

Не озеленённая территория вокруг цехов заасфальтирована.

Технико-экономические показатели генплана приведены в таб. 1.2.

Таб. 1.2. Технико-экономические показатели генплана

№ п/п	Наименование	Единица измерения	Кол-во
1	Площадь территории	м ²	294000
2	Площадь застройки	м ²	136520
3	Площадь грунтового покрытия	м ²	148380
4	Площадь дорог и тротуаров	м ²	9100

1.3. Объемно-планировочное решение проектируемого здания.

Удлиняемая часть производственного цеха ЛПЦ-1, Ашинского металлургического завода, представляет собой трёхпролётное промышленное здание, имеющее ширину каждого из пролётов 27 м. Таким образом ширина удлиняемой части по осям составляет 81 м, а длина – 72 м.

Шаг колонн по осям А, Б, В и Г смешанный.

Вдоль крайнего ряда по оси А колонны устанавливаются с шагом 6 м, до 13 оси. После колонны, устанавливаются с шагом 4 м, а затем 2 м до оси 15.

По ряду Б между осями 1-3 шаг колонн 6 м. Следующая колонна находится на оси 8, с шагом 30 м, далее на оси 14, с шагом 28 м.

По ряду В колонны устанавливаются с шагом 6 м с 1 по 10 оси. Затем монтируются через 3,75 м (ось 11), 2,25 м (ось 12), 6 м (ось 13), 4 м (ось 14) и 2 м (ось 15).

Вдоль крайнего ряда по оси Г, колонны монтируются с шагом 6 м, до 10 оси. После колонны, устанавливаются с шагом 3,75 м, а затем 2,25 м до оси 12. Затем шаг 6 м до 15 оси.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
						11
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Отметка низа несущих конструкций в первом пролёте составляет 12.820 м, во втором пролёте – 15.192 м, в третьем пролёте – 12.525 м.

В каждом пролёте имеется по 2 мостовых крана. В первом пролёте это краны грузоподъёмностью - 30/5 т и 50/10 т. Во втором пролёте это два крана грузоподъёмностью по 20/5 т. В третьем пролёте краны грузоподъёмностью 30/5т и 15 т.

Все краны с гибким подвесом грузозахватного механизма и тяжёлым режимом работы (7К).

Для обслуживания кранов в верхних частях колонн устроены проходы размером 0,4х1,8 м.

Для аэрации и естественного освещения в среднем пролете предусмотрен фонарь высотой 3,695 м.

1.4. Обоснование реконструкции.

Стратегической целью реконструкции было сохранение и расширение присутствия ОАО «Ашинский металлургический завод» на внутреннем и внешнем рынках толстолистого проката путем повышения конкурентоспособности производимой продукции.

Частные задачи были поставлены следующие:

- получение высококачественного толстолистого проката, отвечающего всем современным требованиям стандартов качества,
- наращивание объемов производства,
- улучшение экологических параметров производства.

Этапы реконструкции листопрокатного цеха №1 были следующие:

- 1 этап (2013 - 2014 год) - строительство участка листоотделки.

Объем инвестиций 5 млрд. руб.

Пуск оборудования – июль - август 2014 года.

- 2 этап (2015 – 2017 год) - запуск стана 2800 с участком нагревательных печей.

Объем инвестиций 9,5 млрд. руб.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		12

1.5. Конструктивные решения.

1.5.1. Металлоконструкции каркаса.

Несущие конструкции выполнены в виде стальных колонн.

Колонны крайнего ряда.

Подкрановая часть колонны двухветвевая. Подкрановая ветвь колонны запроектирована из горячекатаного двутавра №30, шатровая ветвь - составная из двух прокатных швеллеров №30У, примыкающих друг к другу своими стенками. Подкрановая и шатровая ветви соединены решёткой из равнобоких уголков 65х65х6.

Надкрановая часть колонны выполнена также двухветвевой. Крайняя ветвь имеет составное сечение из двух швеллеров №30, другая ветвь - из одного швеллера №30. Между ветвями устроен проход габаритами 0,4х1,8 м. Ветви колонны раскреплены решёткой из равнобоких уголков 70х70х6. Оголовок колонны усилен стальным листом.

Подкрановая и надкрановая части колонны соединены посредством траверсы, сваренной из уголков и стальных листов.

Колонны среднего ряда.

Подкрановая часть колонны двухветвевая. Ветви выполнены из прокатных двутавров №36 и соединены между собой решёткой из равнополочных уголков 65х65х6. Сечение надкрановой части имеет вид двутавра сварного сечения. Для обслуживания подкрановых конструкций в теле колонны предусмотрен проход габаритами 0,4х1,8 м. В том месте, где устроен проход, сечение колонны усилено стальными листами.

Сопряжение нижней и верхней частей колонны осуществляется посредством сварной траверсы. Оголовок колонны усилен стальным листом.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		14

Подкрановые балки.

Подкрановые балки сварные, в виде двутавра, выполнены из листовой стали и имеют 4 типоразмера длины: 2 м, 6 м, 28 м и 30 м. Балки длиной 2 м и 6 м имеют высоту сечения 860 мм, подкрановые балки длиной 28 м и 30 м – 3000мм. Поскольку высота сечения подкрановых конструкций неодинаковая, то на торцах балок с высотой сечения 3000 мм приваривается опорный столик из стального листа, на который опираются балки пролётом 2 и 6 метров, после чего они скрепляются между собой монтажными болтами.

Для движения крана применяются рельсы. В первом пролёте под краны 50/10 т и 30/5 т используется рельс КР 100; во втором пролёте под два крана 20/5 т – рельс КР 70; в третьем пролёте под краны грузоподъёмностью 30/5 т и 15 т – рельс КР80. Крепление рельса к подкрановой балки осуществляется при помощи болтов, посредством прижимных планок.

Конструкции покрытия.

В качестве стропильных конструкций используются фермы пролётом 27 м. Сечения элементов фермы - горячекатаные уголки. В первом пролёте установлены односкатные трапециевидные фермы с уклоном верхнего пояса 1:10, во втором пролёте применена двускатная ферма с уклоном верхнего пояса 1:10, в третьем пролёте можем наблюдать односкатную ферму с уклоном верхнего и нижнего пояса так же 1:10. Шаг ферм составляет 6 м во всех полётах.

Для обеспечения аэрации и естественного освещения удлиняемой части цеха в среднем пролёте предусмотрен фонарь высотой 3695 мм. Ширина фонаря составляет 18 м. Конструкции фонаря выполнены из прокатных швеллеров и уголков. Уклон верхних элементов конструкций фонаря аналогичен уклону стропильной фермы. Заполнение световых проемов фонаря осуществляется стеклопакетами размером 2300x1200 мм, с открытием наружу.

Покрытие представляет собой многослойную конструкцию из следующих элементов: несущие элементы покрытия – оцинкованный профилированный

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		15

лист Н75-750-0,9 по [3], с толщиной стали 0,9 мм; теплоизоляционный слой – жесткие минеральные плиты по [4] на синтетическом связующем толщиной 100 мм плотностью $\rho_0 = 125 \text{ кг/м}^3$, поверх них выполняется защитная стяжка толщиной 30 мм из цементно-песчаного раствора плотностью $\rho_0 = 1800 \text{ кг/м}^3$; последним слоем уложен бикрост с гравийной крошкой.

Профилированные листы укладываются на прогоны, установленные с шагом 2,25 м. В качестве прогона применён прокатный швеллер №27У по [5], прикрепляемый к узлам фермы. Для удержания прогона в проектном положении к верхнему поясу приваривается уголок 75x75x6 по [6], к которому крепится швеллер на монтажные болты М12. Прогоны имеют пролёт 6 м.

1.5.2. Анतिकоррозионная и противопожарная защита конструкций.

Перед нанесением лакокрасочного покрытия металлоконструкции должны быть очищены до степени 3 по ГОСТ 9.402-2004.

Металлоконструкции требуется покрыть на заводе грунтовкой ГФ 021 по ГОСТ 25129-82* в два слоя общей толщиной 40 мкм. Финишное покрытие выполнить при монтаже 2 слоями эмали ПФ115 по ГОСТ 6465-76*.

Общая толщина ЛКП должна составлять 80 мкм.

Качество лакокрасочного покрытия должно соответствовать VI классу по ГОСТ 9.032-74.

1.5.3. Выбор материалов для ограждающих конструкций.

Наружными ограждающими конструкции выполнены в виде трёхслойных панелей заводского изготовления толщиной 200 мм. Обшивка панелей в виде оцинкованной окрашенной стали толщиной 0,7 мм. Утеплитель - жесткие минераловатные плиты толщиной 200 мм плотностью $\rho_0 = 75 \text{ кг/м}^3$.

Ширина используемых панелей: 900 мм, 1200 мм и 1500 мм, длина – 3600 мм, 4200 мм, 5700 мм и 6000 мм. Панели крепятся: вдоль здания к несущим

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		16

колоннам, у торца здания к фахверкам, посредством саморезов из закалённой углеродистой стали по металлу.

Световые проемы заполняются стеклопакетами размером 1200x1200 мм, с открытием наружу. Стеклопакеты располагаются в 4 яруса, начиная с отметки +2,700 мм до +7,500.

Ворота приняты откатного типа по [7]. В первом и третьем пролётах установлены ворота размером 4200x4200 мм, во втором пролёте - 3900x4200 мм. Все ворота утеплены минераловатным утеплителем.

Фахверковые колонны устанавливаются вдоль торца здания с опиранием на фундаменты. Угловые фахверки выполняются составного сечения из двух швеллеров №20 соединенных стальными планками с шагом 1200 мм, в которые закручивается саморез. Остальные фахверковые колонны выполняются из прокатного двутавра. Для обеспечения устойчивости фахверковых колонн их прикрепляют к металлическим колоннам при помощи стальных пластинок с шагом 2400 мм.

Для обеспечения устойчивости здания в целом устраиваются связи. Связи между колоннами и фермами 7-го и 8-го шага по осям А, В и Г (в подкрановой части колонны – крестообразная). В крайнем шаге (между 1 и 2 осями) устанавливаются связи в верхней части колонн и связи по фермам.

По ряду Б в двух крайних шагах из-за разности высоты сечений подкрановых балок устанавливаются связи между колоннами для перераспределения усилий, вызванных торможением кранов.

1.6. Теплотехнический расчет ограждающих конструкций.

Приведенное сопротивление теплопередаче $R_0 (m^2 \cdot ^\circ C / Bm)$ ограждающих конструкций следует принимать не ниже нормативного значения $R_{req} (m^2 \cdot ^\circ C / Bm)$, определяемого по таблице 4 [8] в зависимости от градусо-суток отопительного периода $D_d (^\circ C \cdot сут)$, который находится по формуле:

$$D_d = (t_{int} - t_{ht}) \cdot Z_{ht} = (16 - (-5,9)) \cdot 213 = 4664,7 (^\circ C \cdot сут),$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		17

где: t_{int} – расчетная средняя температура внутреннего воздуха здания, принимаем $t_{int} = 16^{\circ}C$;

t_{ht} и Z_{ht} - средняя температура наружного воздуха и продолжительность отопительного периода, принимаются по [1], для периода со среднесуточной температурой не более $8^{\circ}C$. Для г. Аша эти показатели составляют $t_{ht} = -5,9^{\circ}C$ и $Z_{ht} = 213$ суток. Тогда:

$$R_{req} = a \cdot D_d + b = 0,0003 \cdot 4664,7 + 1,2 = 2,5994 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}C / \text{Вт}.$$

1. Проектирование ограждающих конструкций здания.

Включает проверку ограждающих конструкций на обеспечение комфортных условий в помещениях и на выпадение конденсата.

Задаем условия эксплуатации здания:

-влажностный режим помещений – нормальный $\varphi_{int} = 50 - 60\%$ (табл.1 [8]).

- определение приведенного сопротивления теплопередаче R_0^{ycl} ($\text{м}^2 \cdot ^{\circ}C / \text{Вт}$) - данная формула применима для многослойной ограждающей конструкции с однородными слоями:

$$R_0^{ycl} = R_{si} + R_k + R_{se} (\text{м}^2 \cdot ^{\circ}C / \text{Вт}),$$

где

$$R_{si} = \frac{1}{\alpha_{int}} = \frac{1}{8,7} = 0,1149, \quad R_{se} = \frac{1}{\alpha_{ext}} = \frac{1}{23} = 0,0435 \text{ и}$$

R_k - термическое сопротивление ограждающей конструкции,

$$R_k = \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i} (\text{м}^2 \cdot ^{\circ}C / \text{Вт}),$$

α_{int} - коэффициент теплопередачи внутренней поверхности ограждающей конструкции. По табл. 4 [8], равен $8,7 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot ^{\circ}C$ для стен и потолков.

α_{ext} - коэффициент теплопередачи для зимних условий наружной поверхности ограждающих конструкций. По табл. 6 [8] равен $23 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot ^{\circ}C$.

В качестве стеновой ограждающей конструкции принимаем трёхслойную панель заводского изготовления. Материал утеплителя: плиты минераловатные на синтетическом связующем по [4], с удельным весом

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		18

$\rho_0 = 75 \text{ кг/м}^2$ и теплопроводностью $\lambda = 0,064 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot ^\circ\text{С}}$. Обшивка панелей в виде окрашенной тонколистовой оцинкованной стали толщиной 0,7 мм, с теплопроводностью $\lambda = 58 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot ^\circ\text{С}}$. Определим минимальную толщину утеплителя (рис 1.2.).

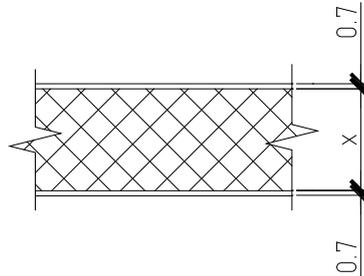


Рис. 1.2. Устройство сэндвич панели.

$$R_0^{ycl} = \frac{1}{\alpha_{int}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_{ext}} = 0,1149 + \frac{0,0007}{58} + \frac{x}{0,064} + \frac{0,0007}{58} + 0,0435 = 2,5994 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{С} / \text{Вт}$$

Видно, что минимальная толщина составит 0,156 м. Принимаем сэндвич панели толщиной 200 мм.

Определим фактическое приведенное сопротивление теплопередачи выбранной конструкции:

$$R_0^{ycl} = 0,1149 + \frac{0,0007}{58} + \frac{0,2}{0,064} + \frac{0,0007}{58} + 0,0435 = 3,2834 \geq R_{req} = 2,5994 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{С} / \text{Вт}$$

Санитарно-гигиенические требования. Температурный перепад между температурами внутреннего воздуха и на поверхности ограждающей конструкции:

$$\Delta t_0 < \Delta t_n ; \Delta t_n = 5,5^\circ\text{С}$$

n – коэффициент, учитывающий зависимость положения наружной поверхности ограждающей конструкции по отношению к наружному воздуху. $n=1$.

t_{ext} – расчетная температура наружного воздуха в холодный период года.

$$\Delta t_0 = \frac{n \cdot (t_{int} - t_{ext})}{R_0 \cdot \alpha_{int}} = \frac{1 \cdot (16 - (-35))}{3,2834 \cdot 8,7} = 1,79^\circ\text{С}$$

Видно, что $\Delta t_0 = 1,79 < t_n = 5,5$ - условие выполняется, следовательно образование конденсата в холодный период года происходить не будет.

					Лист
					19
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ

2. Конструктивно-расчетная часть

2.1. Компонировка плана и разреза цеха.

В плане удлиняемая часть цеха имеет прямоугольную форму и представляет собой трёхпролётное промышленное здание, имеющее ширину каждого из пролётов 27 м. Таким образом ширина удлиняемой части по осям составляет 81 м, а длина – 72 м.

Центральный пролёт имеет свето-аэрационный фонарь высотой 3,695 м, конструкции покрытия различны в зависимости от пролёта здания.

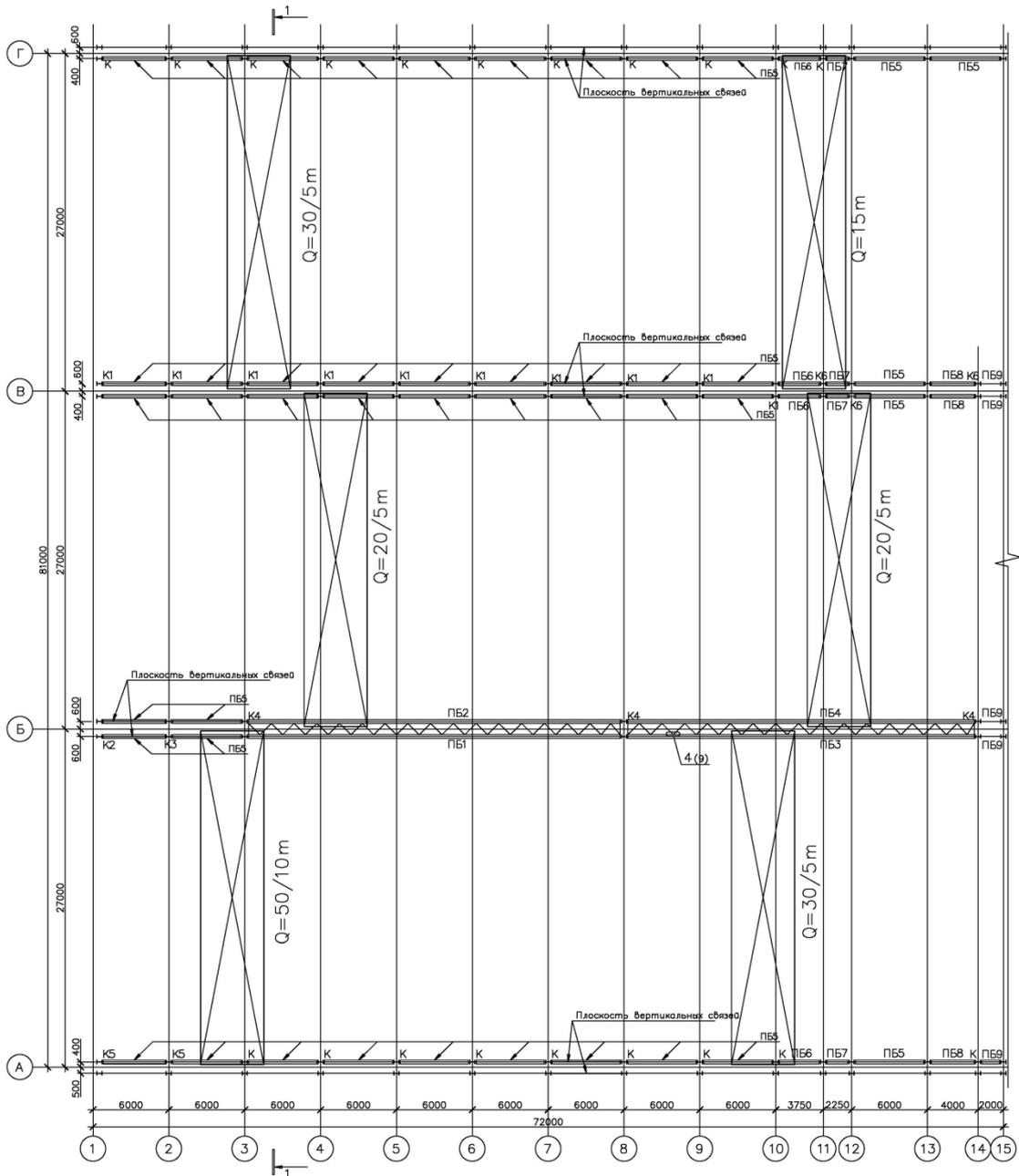


Рис. 2.1. План здания

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ

Лист

21

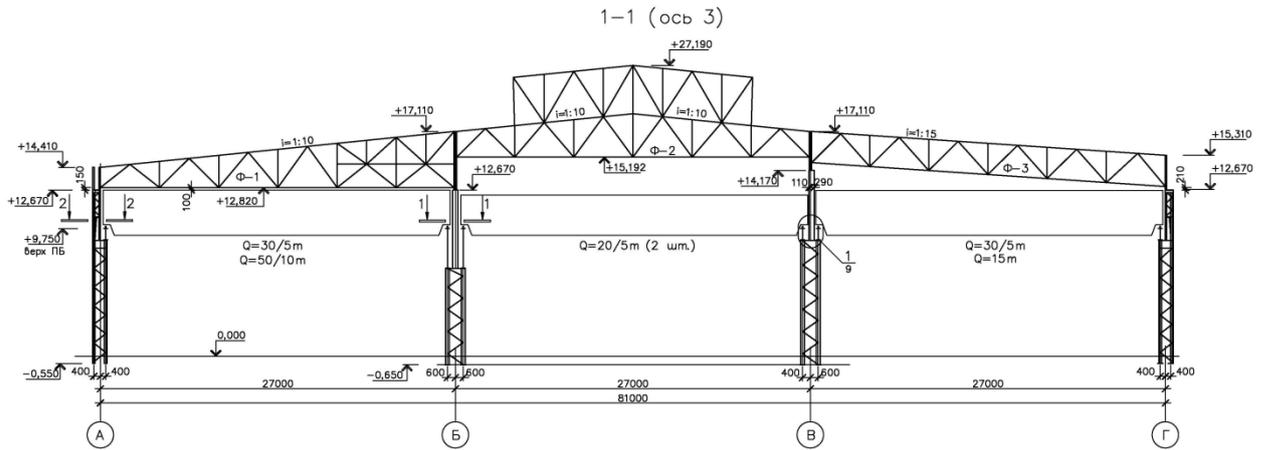


Рис. 2.2. Разрез здания

2.2. Технологические нагрузки и воздействия на каркас цеха.

Список загрузений представлен в таблице 2.1:

Таблица. 2.1. Список нагрузок.

N п/п	Тип	Содержание	Название	γ_f
1	Постоянная	Собственный вес металлоконструкций	С/в металла	1.05
2		Постоянная нагрузка от ограждающих конструкций	Вес покрытия	1.05
3		Вес пыли	Вес пыли	1.05
4	Кратковременная	Снеговая нагрузка (вариант А)	Снеговая 1	1.4
5		Снеговая нагрузка (вариант Б)	Снеговая 2	1.4
6		Ветровая нагрузка 1	Ветер слева	1.4
7		Ветровая нагрузка 2	Ветер справа	1.4
8		Крановая вертикальная	Крановая	1.2
9	Крановая горизонтальная	Тормозная	1.2	

2.3. Сбор нагрузок и расчёт поперечной рамы.

На основную несущую конструкцию производственного здания – поперечную раму действуют нагрузки:

- собственный вес;
- снеговая нагрузка;
- ветровая нагрузка;
- нагрузка от кранов;
- нагрузка от пыли;

2.3.1. Нагрузка от собственного веса покрытия.

Покрытие представляет собой многослойную конструкцию из профилированного листа Н75-750-0,9. Утеплителем служат минераловатные жесткие маты $\delta = 100\text{мм}$ плотностью $\rho_0 = 125\text{кг} / \text{м}^3$. По ним устраивается выравнивающая стяжка 30 мм из цементно-песчаного раствора плотностью $\rho_0 = 1800\text{кг} / \text{м}^3$. Закрывает её гидроковер из бикроста с гравийной крошкой.

Определим расчетную нагрузку от собственного веса покрытия (таб. 2.2)

Таблица. 2.2. Нагрузки от элементов конструкций покрытий

№ п/н	Элементы конструкций	Нормативная нагрузка, $\text{кН} / \text{м}^2$	K_m	Расчетная нагрузка, $\text{кН} / \text{м}^2$
1	Гидроизоляционный ковер из бикроста	0,15	1,3	0,20
2	Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного раствора $\delta = 30\text{мм}$, $\rho_0 = 1800\text{кг} / \text{м}^3$.	0,54	1,2	0,65
3	Утеплитель из мин. плит $\delta = 100\text{мм}$ $\rho_0 = 125\text{кг} / \text{м}^3$	0,13	1,2	0,15
4	Пароизоляция	-	-	-
5	Стальной профнастил Н75-750-0,9	0,11	1,05	0,12
				$g_{\text{пок}} = 1,12\text{кН} / \text{м}^2$

Расчетная равномерно распределенная нагрузка от покрытия составит:

$$q_{\text{пок}} = g_{\text{пок}} \cdot B_{\phi} = 1,12 \cdot 29 = 32,48\text{кН} / \text{м}$$

где: $g_{\text{пок}}$ – расчетная нагрузка от покрытия;

										Лист
										23
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ					

B – ширина грузовой площади.

Расчетная равномерно распределенная нагрузка от прогонов:

$$q_{np} = \frac{n \cdot l \cdot \rho_0}{L} \cdot \gamma_f = \frac{13 \cdot 29 \cdot 18,40}{29} \cdot 1,05 = 251,2 \text{ кг} / \text{м} = 2,51 \text{ кН} / \text{м}$$

где: n – количество прогонов в одном пролете;

l – длина прогонов;

B – ширина грузовой площади;

ρ_0 – масса 1 п.м. прогона. Для швеллера №20У – 18,40 кг/м.п.

Расчетная равномерно распределенная от ферм Ф-1 и Ф-2:

$$q_{\phi-1} = n \cdot \frac{G_{\phi-1}}{L} \cdot \gamma_f = 5 \cdot \frac{78}{29} \cdot 1,05 = 14,12 \text{ кН} / \text{м}$$

$$q_{\phi-2} = n \cdot \frac{G_{\phi-2}}{L} \cdot \gamma_f = 5 \cdot \frac{9,1}{29} \cdot 1,05 = 16,47 \text{ кН} / \text{м}$$

$$q_{\phi-3} = n \cdot \frac{G_{\phi-3}}{L} \cdot \gamma_f = 5 \cdot \frac{67}{29} \cdot 1,05 = 12,13 \text{ кН} / \text{м}$$

где: $G_{\phi-1}$, $G_{\phi-2}$, $G_{\phi-3}$ – масса фермы Ф-1, Ф-2 и Ф-3.

2.3.2. Нагрузка от пыли.

Поскольку здание является производственным, то при расчёте конструкций следует учесть массу производственной пыли с нормативным значением $g_{\text{пыль}}^n = 55 \text{ кг} / \text{м}^2 = 0,55 \text{ кН} / \text{м}^2$. Определим нагрузку от пыли:

$$q_{\text{пыль}} = g_{\text{пыль}} \cdot B = 0,55 \cdot 29 = 15,95 \text{ кН}$$

2.3.3. Снеговая нагрузка.

Согласно п.10.1 [10] г. Аша находится в V снеговом районе с расчётным давлением снега $S_g = 2,5$ кПа.

Поскольку здание имеет фонарь, то по приложению БЗ [10] возможны два варианта снеговой нагрузки (рис. 2.3).

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		24

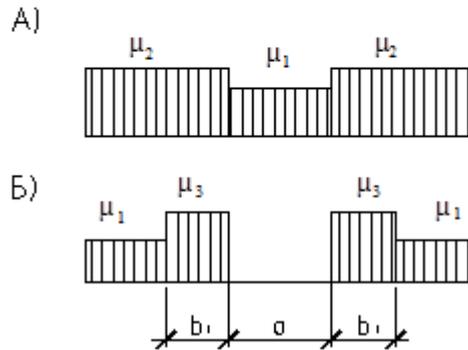
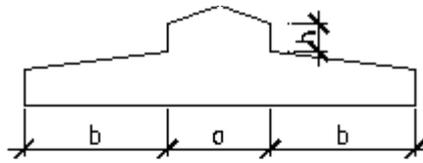


Рис. 2.3. Варианты снеговой нагрузки

Вариант А:

Найдём коэффициенты:

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = 1 + 0,1 \cdot \frac{a}{b} = 1 + 0,1 \cdot \frac{18}{31,5} = 1,06$$

Нормативное значение снеговой нагрузки следует определять по формуле:

$$S_0 = C_e \cdot C_t \cdot \mu \cdot S_g,$$

где $S_g = 2,5 \text{ кПа}$ - снеговая нагрузка на уровне земли;

$c_e = 1$ – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов;

$c_t = 1$ – термический коэффициент;

Тогда расчетная нагрузка с учетом коэффициентов составит:

$$S_{\mu 1} = c_e \cdot c_t \cdot \mu_1 \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 2,5 = 2 \text{ кН/м}^2$$

$$S_{\mu 2} = c_e \cdot c_t \cdot \mu_2 \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 1,06 \cdot 2,5 = 2,65 \text{ кН/м}^2$$

Определим расчетную равномерно распределенную нагрузку от снега:

$$q_{\mu 1} = S_{\mu 1} \cdot B_{\phi} = 2 \cdot 29 = 58 \text{ кН/м}$$

$$q_{\mu 2} = S_{\mu 2} \cdot B_{\phi} = 2,65 \cdot 29 = 76,85 \text{ кН/м}$$

Вариант Б:

Найдем коэффициенты:

$$\mu_1 = 1$$
$$\mu_3 = 1 + 0,5 \cdot \frac{a}{b_l} = 1 + 0,5 \cdot \frac{18}{3,7} = 3,43$$

где: $b_l = h_l = 3,7 \text{ м}$ – высота фонаря.

Тогда расчетная нагрузка с учетом коэффициентов составит:

$$S_{\mu 1} = c_e \cdot c_t \cdot \mu_1 \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,5 = 2,5 \text{ кН/м}^2$$
$$S_{\mu 3} = c_e \cdot c_t \cdot \mu_3 \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 3,43 \cdot 2,5 = 8,575 \text{ кН/м}^2$$

Определим расчетную равномерно распределенную нагрузку от снега:

$$q_{\mu 1} = S_{\mu 1} \cdot B_{\phi} = 2,5 \cdot 29 = 72,5 \text{ кН/м}$$
$$q_{\mu 3} = S_{\mu 3} \cdot B_{\phi} = 8,575 \cdot 29 = 248,68 \text{ кН/м}$$

2.3.4. Ветровая нагрузка.

Данная нагрузка является неравномерно распределенной и ее расчетное значение на вертикальную поверхность здания определяется по формуле:

$$w = w_0 \cdot k \cdot c \cdot \gamma_f \cdot B_{\phi}$$

где:

$w_0 = 0,3 \text{ кПа}$ – нормативное значение ветрового давления для данной местности, т.к. город Аша принадлежит ко II ветровому району;

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового напора в зависимости от высоты. Принимаю тип местности В, т.е. городские территории и лес, с высотой сооружений и элементов рельефа больше 10м.

c – аэродинамический коэффициент. Для наветренной стороны (напор) – $c = 0,8$, для подветренной стороны (отсос) – $c = 0,6$;

$\gamma_f = 1,4$ - коэффициент надежности по нагрузке;

$B_{\phi} = 27,5 \text{ м}$ - шаг колонн, принимаемый по среднему ряду;

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		26

Для определения ветровой нагрузки задаемся тремя точками, в которых будем находить значение ветровой нагрузки. Принимаю:

- 5 м $\Rightarrow k_1 = 0,5$
- 12,67 м – низ стропильной конструкции $\Rightarrow k_2 = 0,69$;
- 22,50 м – верх здания с учетом фонаря $\Rightarrow k_3 = 0,88$;

Тогда для каждой точки имеем следующие значения нагрузок:

1) Для наветренной стороны:

$$q_1 = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1,4 \cdot 27,5 = 4,62 \text{ кН/м}$$

$$q_2 = 0,3 \cdot 0,69 \cdot 0,8 \cdot 1,4 \cdot 27,5 = 6,38 \text{ кН/м}$$

$$q_3 = 0,3 \cdot 0,88 \cdot 0,8 \cdot 1,4 \cdot 27,5 = 8,13 \text{ кН/м}$$

2) Для подветренной стороны:

$$q''_1 = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot 1,4 \cdot 27,5 = 3,46 \text{ кН/м}$$

$$q''_2 = 0,3 \cdot 0,69 \cdot 0,6 \cdot 1,4 \cdot 27,5 = 4,78 \text{ кН/м}$$

$$q''_3 = 0,3 \cdot 0,88 \cdot 0,6 \cdot 1,4 \cdot 27,5 = 6,1 \text{ кН/м}$$

К тому же ветровую нагрузку, приходящуюся на стропильную ферму и фонарь, заменяют сосредоточенной силой W , определяемой по формуле:

$$W = \frac{(q_2 + q_3) \cdot (h_{\text{фон}} + h_{\text{ф}})}{2}$$

где: $h_{\text{фон}} = 3,7 \text{ м}$ – высота фонаря

$h_{\text{ф}} = 5,64 \text{ м}$ – высота фермы.

Это обусловлено принятой расчётной схемой (стропильная ферма и фонарь на расчётной схеме принимаются в виде жёсткого стержня).

Т.о. 1) Для наветренной стороны:

$$W = \frac{(4,62 + 8,13) \cdot (3,7 + 5,64)}{2} = 59,5 \text{ кН}$$

2) Для подветренной стороны:

$$W' = \frac{(3,46 + 6,1) \cdot (3,7 + 5,64)}{2} = 44,6 \text{ кН}$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		27

При расчёте неудобно использовать такой вид неравномерно - распределённой нагрузки, поэтому перейдём к равномерно - распределённой (рис.2.4):

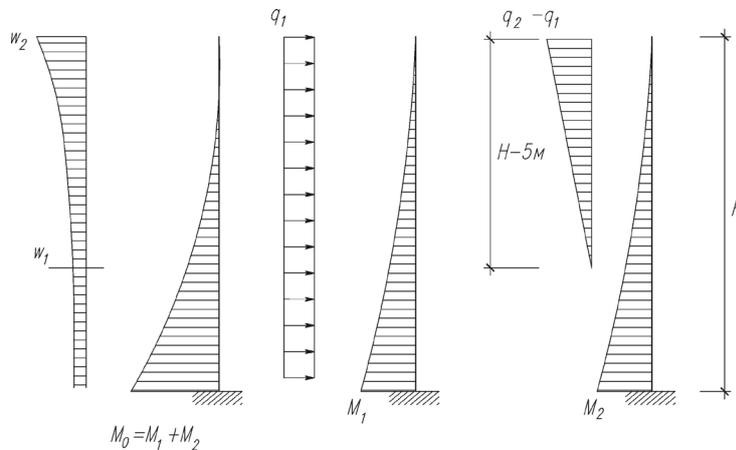


Рис.2.4. Схема перехода от неравномерно-распределённой ветровой нагрузки к равномерно-распределённой.

1) Для наветренной стороны:

$$M_1 = \frac{q_1 \cdot H^2}{2} = \frac{4,62 \cdot 12,67^2}{2} = 370,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

где: $H = 12,67 \text{ м}$ – высота на протяжении которой действует сила ветра.

$$M_2 = \frac{(q_2 - q_1)}{2} \cdot (H - 5) \cdot \left(H - \frac{1}{3} \cdot (H - 5)\right) =$$

$$= \frac{(6,38 - 4,62)}{2} \cdot (12,67 - 5) \cdot \left(12,67 - \frac{1}{3} \cdot (12,67 - 5)\right) = 68,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$q_{\text{экв}} = \frac{2}{H^2} \cdot (M_1 + M_2) = \frac{2}{12,67^2} \cdot (370,8 + 68,3) = 5,47 \text{ кН} / \text{м}$$

2) Для подветренной стороны:

$$M'_1 = \frac{q'_1 \cdot H^2}{2} = \frac{3,46 \cdot 12,67^2}{2} = 277,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M'_2 = \frac{(q'_2 - q'_1)}{2} \cdot (H - 5) \cdot \left(H - \frac{1}{3} \cdot (H - 5)\right) =$$

$$= \frac{(4,78 - 3,46)}{2} \cdot (12,67 - 5) \cdot \left(12,67 - \frac{1}{3} \cdot (12,67 - 5)\right) = 51,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$q'_{\text{экв}} = \frac{2}{H^2} \cdot (M'_1 + M'_2) = \frac{2}{12,67^2} \cdot (277,7 + 51,2) = 4,1 \text{ кН} / \text{м}$$

2.3.5. Крановые нагрузки.

2.3.5.1. Вертикальная и горизонтальная составляющая.

Вертикальное давление на раму от кранов определяют при их невыгоднейшем для колонны положении на подкрановой балке. В рассматриваемом цехе, в двух смежных пролетах находятся 4 крана. Для удобства расчёта в одном загрузении будем учитывать силу действия двух кранов. В соответствии с п.9.17 [10] при подсчёте нагрузок от кранов необходимо учесть коэффициент сочетания $n_c = 0,8$.

В первом пролёте:

1- й кран 50/10 т с техническими характеристиками:

- вес крана $G_{кр} = 63,8т$.

- вес тележки $G_m = 26,5т$.

- давление колеса $P_k = 45,1т$.

2- й кран 30/5 т с техническими характеристиками:

- вес крана $G_{кр} = 50,0т$.

- вес тележки $G_m = 10,5т$.

- давление колеса $P_k = 32,5т$.

Во втором пролёте:

1- й кран 20/5 т с техническими характеристиками:

- вес крана $G_{кр} = 48,5т$.

- вес тележки $G_m = 8,5т$.

- давление колеса $P_k = 24,1т$.

2- й кран 20/5 т с техническими характеристиками:

- вес крана $G_{кр} = 45,6т$.

- вес тележки $G_m = 8,5т$.

- давление колеса $P_k = 24,4т$.

									Лист
									29
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ				

Расчётная вертикальная сила определяется по формуле:

$$P_{\max} = P_{\max}^H \cdot \gamma_f \cdot n_c \cdot k_1$$

где: P_{\max}^H – нормативное давление колеса крана;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке (1,2) п.9.8[10];

n_c – коэффициент сочетания, зависит от режима работы крана и количества кранов (0,8) п.9.18 [10];

k_1 – коэффициенты динамичности (1,2) п.9.10 [10].

Расчетная горизонтальная сила определяется по формуле:

$$T = T^H \cdot \gamma_f \cdot n_c$$

где: T^H – нормативное значение тормозной силы, которое определяется по формуле (при гибком подвесе):

$$T^H = \frac{0,05 \cdot (G_m + Q_{кр})}{n_0}$$

Для первого крана $Q_{кр}^1 = 50/10m$ расчетное вертикальное усилие составит:

$$P_{\max}^1 = 451 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 519,6 \text{ кН}$$

Горизонтальное усилие:

$$T_1^n = \frac{0,05 \cdot (265 + 500)}{2} = 19,13 \text{ кН}$$

$$T_1 = 19,13 \cdot 12 \cdot 0,8 = 18,36 \text{ кН}$$

Для второго крана $Q_{кр}^2 = 30/5m$ расчетное вертикальное усилие составит:

$$P_{\max}^2 = 325 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 374,4 \text{ кН}$$

Горизонтальное усилие:

$$T_2^n = \frac{0,05 \cdot (105 + 300)}{2} = 10,13 \text{ кН}$$

$$T_2 = 10,13 \cdot 12 \cdot 0,8 = 9,72 \text{ кН}$$

Определим силу давления от двух сближенных кранов.

Построим линию влияния.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
						30
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Располагаю два крана рядом друг с другом, причём одним колесом напротив колонны. Чтобы определить давление на колонну D_{max} от действия вертикальных сил, необходимо построить линию влияния (рис.2.5).

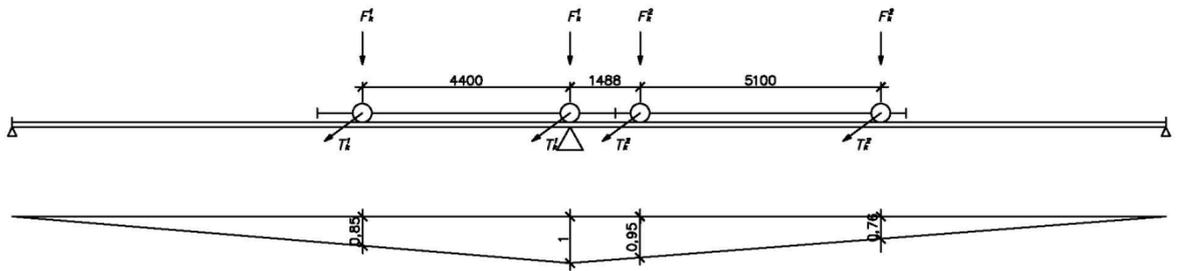


Рис.2.5. Линия влияния от действия вертикальных сил.

1. Тогда D_{max} находим по формуле:

$$D_{max} = P^1 \cdot \sum y_i + P^2 \cdot \sum y_i$$

Где: $\sum y_i$ - сумма ординат линии влияния для опорного давления на колонну.

Т.о. $D_{max} = 519,6 \cdot (1 + 0,85) + 374,4 \cdot (0,95 + 0,76) = 1601,5 \text{ кН}$

2. Нагрузка, вызванная торможением тележки T_{max} находим по формуле:

$$T_{max} = T^1 \cdot \sum y_i + T^2 \cdot \sum y_i$$

Где: $\sum y_i$ - сумма ординат линии влияния для силы поперечного торможения тележек кранов на колонну.

Т.о. $T_{max} = 18,36 \cdot (1 + 0,85) + 9,72 \cdot (0,95 + 0,76) = 50,6 \text{ кН}$

Сила T_{max} прикладывается на уровне головки кранового рельса.

Определим нагрузки на крайнюю колонну.

Так же как и на средние колонны, на крайнюю колонну от каждого колеса крана через рельс и подкрановую балку действует сила давления P_{min}^H , которая находится по формуле

$$P_{min}^H = \frac{Q_{KP} + G_{KP}}{n_0} - P_{max}^H$$

где: G_{KP} – вес крана;

Q_{KP} – грузоподъёмность крана;

P_{\max}^H – максимальное нормативное значение силы давления колеса крана на рельс (на крайнюю колонну);

n_0 – количество колёс с одной стороны крана;

Тогда для крана $Q^1 = 50/10m$.

$$P_{\min}^H = \frac{638 + 500}{2} - 451 = 118 \text{ кН}$$

Для крана $Q^2 = 30/5m$.

$$P_{\min}^H = \frac{500 + 300}{2} - 325 = 75 \text{ кН}$$

Расчетное значение этой силы определяется по формуле

$$P_{\min} = P_{\min}^H \cdot \gamma_f \cdot n_c \cdot k_1$$

Где:

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке (1,2) п.9.8 [10];

n_c – коэффициент сочетания, зависит от режима работы крана (0,95 для режима работы 7К) п.9.18 [10].

k_1 – коэффициенты динамичности (1,2) п.9.10 [10].

Таким образом для крана $Q^1 = 50/10m$:

$$P_{\min}^1 = 118 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 135,9 \text{ кН}$$

для крана $Q^2 = 30/5m$:

$$P_{\min}^2 = 75 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 86,4 \text{ кН}$$

Опять располагаю два крана рядом с друг другом, одним колесом напротив колонны.

Тогда D_{\min} находим по формуле:

$$D_{\min} = P_{\min}^H \cdot \sum y_i$$

Т.о. $D_{\min} = 135,9 \cdot (1+0,85) + 86,4 \cdot (0,95+0,76) = 399,1 \text{ кН}$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		32

Определим для второго пролёта те же самые характеристики.

Для третьего крана $Q_{кр}^3 = 20/5m$:

$$P_{max}^3 = 241 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 277,6 \text{ кН}$$

$$T_n^3 = \frac{0,05 \cdot (85 + 200)}{2} = 7,13 \text{ кН}$$

$$T_3 = 7,13 \cdot 12 \cdot 0,8 = 6,84 \text{ кН}$$

Для крана $Q_{кр}^4 = 20/5m$:

$$P_{max}^4 = 244 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 281,1 \text{ кН}$$

$$T_n^4 = \frac{0,05 \cdot (85 + 200)}{2} = 7,13 \text{ кН}$$

$$T_4 = 7,13 \cdot 12 \cdot 0,8 = 6,84 \text{ кН}$$

Определим силу давления от двух сближенных кранов.

Располагаю два крана рядом с друг другом, причем одним колесом напротив колонны. Знаю, что от каждого колеса на подкрановую балку действует вертикальная сила, таким образом, для того чтобы определить давление на колонну D_{max} от действия этих сил, необходимо построить линию влияния (аналогична линии влияния для кранов другого пролёта) (рис.2.5).

1. Тогда D_{max} находим по формуле:

$$D_{max} = P^3 \cdot \sum y_i + P^4 \cdot \sum y_i$$

Где: $\sum y_i$ - сумма ординат линии влияния для опорного давления на колонну.

$$\text{Т.о. } D_{max} = 277,6 \cdot (1+0,85) + 281,1 \cdot (0,95+0,76) = 994,2 \text{ кН}$$

2. Нагрузка, вызванная торможением тележки T_{max} находим по формуле:

$$T_{max} = T^3 \cdot \sum y_i + T^4 \cdot \sum y_i$$

Где: $\sum y_i$ - сумма ординат линии влияния для силы поперечного торможения тележек кранов на колонну.

$$\text{Т.о. } T_{max} = 6,84 \cdot (1+0,85) + 6,84 \cdot (0,95+0,76) = 24,3 \text{ кН}$$

Сила T_{max} прикладывается на уровне головки кранового рельса.

									Лист
									33
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ				

Определим нагрузки на крайнюю колонну.

Так же как и на средние колонны, на крайнюю колонну от каждого колеса крана через рельс и подкрановую балку действует сила давления P_{\min}^H , которая находится по формуле:

$$P_{\min}^H = \frac{Q_{KP} + G_{KP}}{n_0} - P_{\max}^H$$

где: G_{KP} – вес крана;

Q_{KP} – грузоподъемность крана;

P_{\max}^H – максимальное нормативное значение силы давления колеса крана на рельс (на крайнюю колонну);

n_0 – количество колес с одной стороны крана;

Тогда для крана $Q^3 = 20/5 m$.

$$P_{\min}^H = \frac{485 + 200}{2} - 241 = 101,5 kH$$

Для крана $Q^4 = 20/5 m$.

$$P_{\min}^H = \frac{456 + 200}{2} - 244 = 84 kH$$

Расчетное значение этой силы определяется по формуле

$$P_{\min} = P_{\min}^H \cdot \gamma_f \cdot n_c \cdot k_1$$

Где: γ_f – коэффициент надежности по нагрузке (1,2) п.9.8 [10];

n_c – коэффициент сочетания, зависит от режима работы крана (0,95 для режима работы 7К) п.9.18 [10].

k_1 – коэффициенты динамичности (1,2) п.9.10 [10].

Таким образом для крана $Q^3 = 20/5 m$:

$$P_{\min}^3 = 101,5 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 116,9 kH$$

для крана $Q^4 = 20/5 m$:

$$P_{\min}^4 = 84 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 96,8 kH$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		34

Опять располагаем два крана рядом друг с другом, одним колесом напротив колонны.

Тогда D_{\min} находим по формуле:

$$D_{\min} = P_{\min}^H \cdot \sum y_i$$

$$\text{Т.о. } D_{\min} = 116,9 \cdot (1+0,85) + 96,8 \cdot (0,95+0,76) = 381,7 \text{ кН}$$

2.3.5.2. Моментная составляющая.

Поскольку подкрановые балки установлены с эксцентриситетом e_0 по отношению к оси подкрановой части колонны, поэтому в раме от вертикального давления кранов возникают сосредоточенные моменты, которые также относятся к заданным нагрузкам. Значения сосредоточенных моментов определим по формулам:

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_0$$

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_0$$

где: D_{\max}, D_{\min} – максимальное и минимальное давление крана;

e_0 - эксцентриситет, расстояние от центра тяжести подкрановой части колонны, до центра тяжести подкрановой ветви.

Расчётные эксцентриситеты для колонн:

- по оси А: $e_0 = 0,69 \text{ м}$

- по оси Б: $e_0 = 0,6 \text{ м}$

- по оси В: $e_0 = 0,5 \text{ м}$

Значение сосредоточенных моментов для кранов в 1-м пролёте:

- D_{\max} слева:

$$M_{\max} = 1601,5 \cdot 0,69 = 1105 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\min} = 399,1 \cdot 0,6 = 239,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- D_{\max} справа:

$$M_{\max} = 1601,5 \cdot 0,6 = 960,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\min} = 399,1 \cdot 0,69 = 275,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		35

Значение сосредоточенных моментов для кранов во 2-м пролете:

- D_{max} слева:

$$M_{max} = 994,2 \cdot 0,6 = 596,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{min} = 381,7 \cdot 0,5 = 190,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- D_{max} справа:

$$M_{max} = 994,2 \cdot 0,5 = 497,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{min} = 381,7 \cdot 0,6 = 229 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

2.3.6. Составление расчётной схемы.

Расчетная схема представляет собой трёхпролётную раму. Колонны в нижней части жестко закреплены. Опираие ферм на оголовок колонны шарнирное, тогда расчетная схема примет вид:

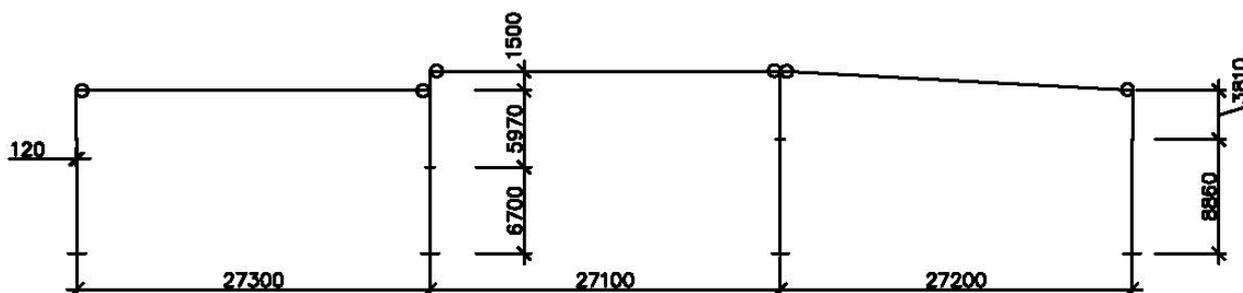


Рис.2.6. Расчётная схема.

При нахождении усилий для расчёта фундамента под центральную колонну ширину грузовой площади принимали для шага колонн центрального ряда $B = 27,5 \text{ м}$, следовательно при расчёте поперечной рамы будем учитывать жесткости 5 колонн по осям А, В и Г. Вычислим жёсткость надкрановой и подкрановой частей колонны, для этого требуется найти момент инерции относительно их центров тяжести. Модуль упругости стали един для всех сечений $E = 2,05 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Моменты инерции колонны:

1. По оси А и Г:

- надкрановая часть: $I_A^H = 32592,06 \text{ см}^4$

- подкрановая часть: $I_A^П = 252883,17 \text{ см}^4$

2. По оси Б:

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		36

- надкрановая часть: $I_B^H = 64699,47 \text{ см}^4$

- подкрановая часть: $I_B^П = 852312 \text{ см}^4$

3. По оси В:

- надкрановая часть: $I_B^H = 64699,47 \text{ см}^4$

- подкрановая часть: $I_B^П = 364334 \text{ см}^4$

При расчёте в ПК «ЛИРА» сечение колонны будем задавать как брус с модулем упругости $E = 2,05 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ и шириной сечения равной $b = 50 \text{ см}$.

Тогда высота сечения эквивалентного по жесткости бруса составит:

$$\frac{b_3 \cdot h_3^3}{12} = n \cdot I_K \quad \Rightarrow \quad h_3 = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot n \cdot I_K}{b_3}}$$

где: n – количество заменяемых колонн.

Для оси А и Г:

- надкрановая часть: $h_3 = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 5 \cdot 32592,06}{50}} = 33,94 \text{ см}$

- подкрановая часть: $h_3 = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 5 \cdot 252883,17}{50}} = 67,20 \text{ см}$

2. По оси Б:

- надкрановая часть: $h_3 = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 1 \cdot 64699,47}{50}} = 24,95 \text{ см}$

- подкрановая часть: $h_3 = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 1 \cdot 252883,17}{50}} = 39,29 \text{ см}$

3. По оси В:

- надкрановая часть: $h_3 = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 5 \cdot 64699,47}{50}} = 42,66 \text{ см}$

- подкрановая часть: $h_3 = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 5 \cdot 364334}{50}} = 75,89 \text{ см}$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		37

Загрузка 1. Собственный вес.

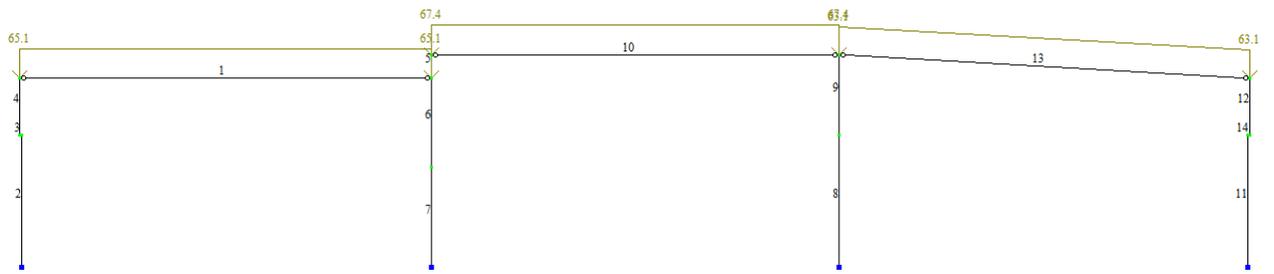


Рис. 2.7. Собственный вес

Загрузка 2.

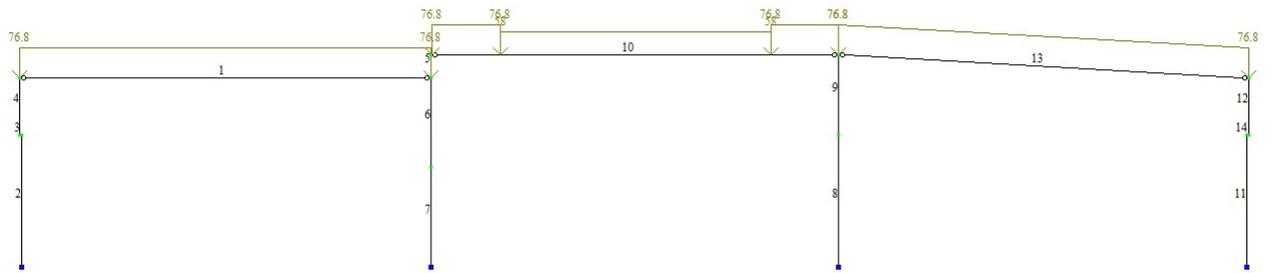


Рис. 2.8. Снеговая нагрузка (вариант 1).

Загрузка 3.

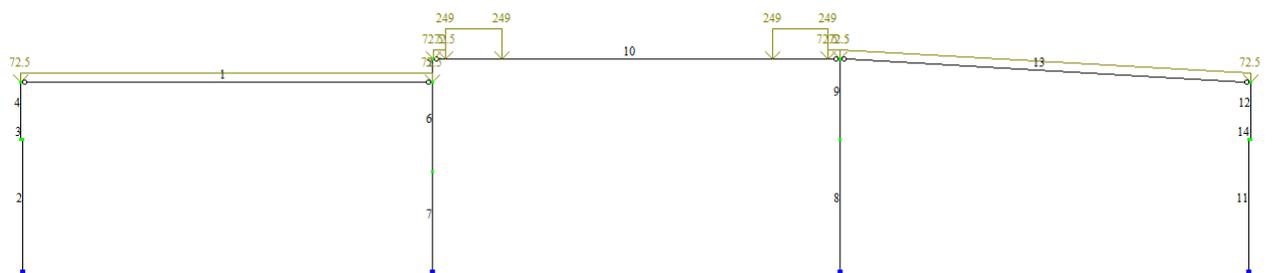


Рис. 2.9. Снеговая нагрузка (вариант 2).

Загрузка 4.

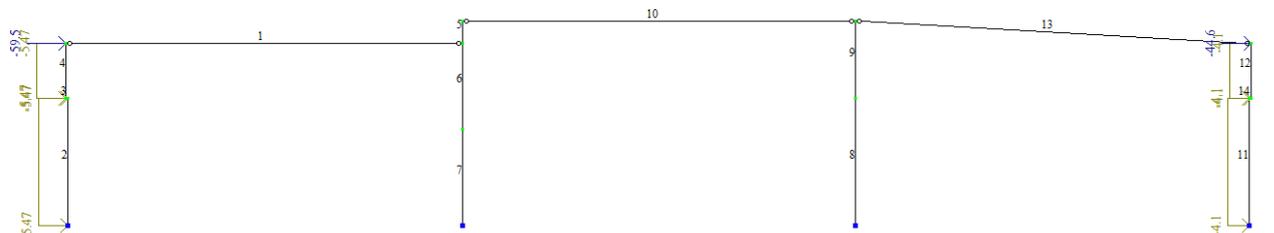


Рис. 2.10. Ветер слева.

Загружение 5.

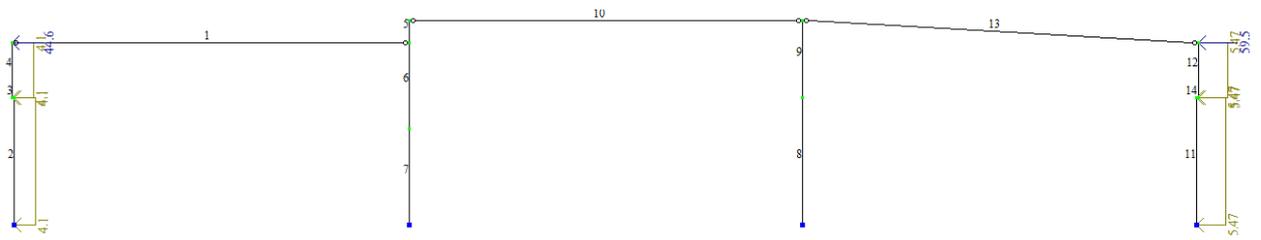


Рис. 2.11. Ветер справа.

Загружение 6.

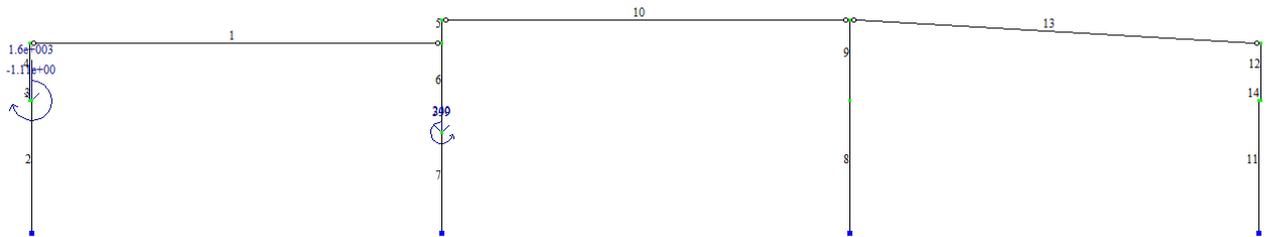


Рис. 2.12. Крановая нагрузка. D_{\max} слева.

Загружение 7.

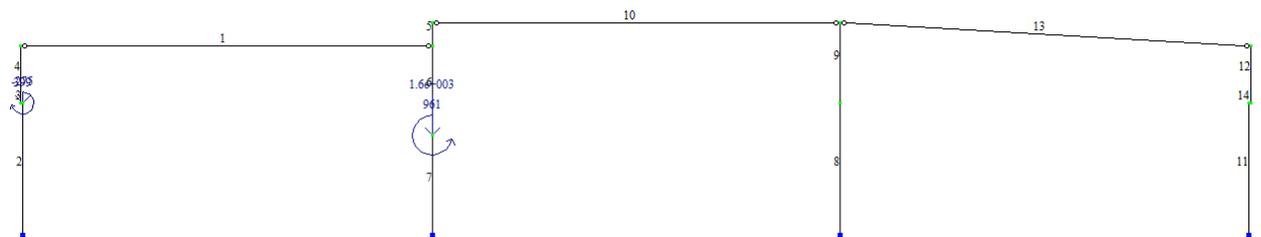


Рис. 2.13. Крановая нагрузка. D_{\max} справа.

Загружение 8.

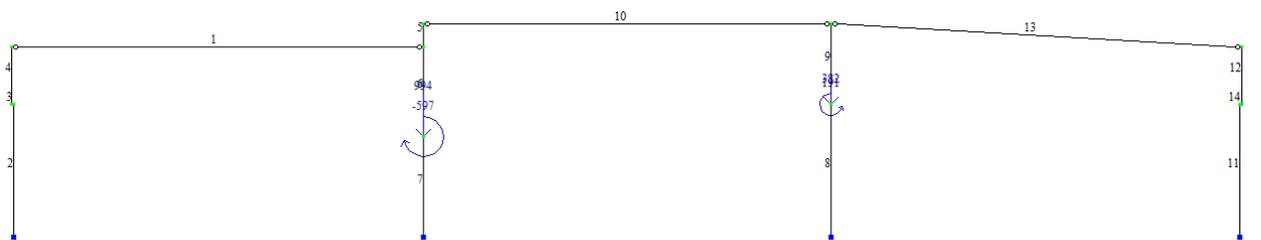


Рис. 2.14. Крановая нагрузка. D_{\max} слева.

Загрузка 9.

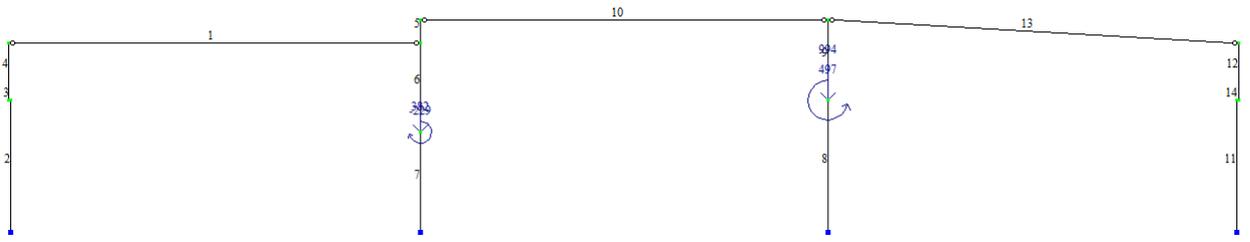


Рис. 2.15. Крановая нагрузка. D_{\max} справа.

Загрузка 10.

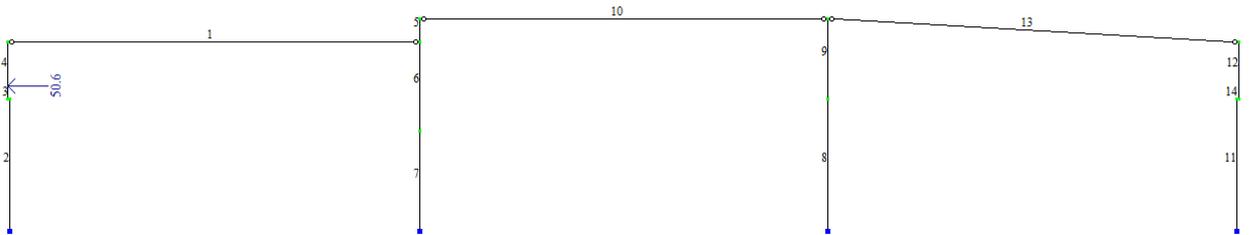


Рис. 2.16. Торможение на левую колонну.

Загрузка 11.

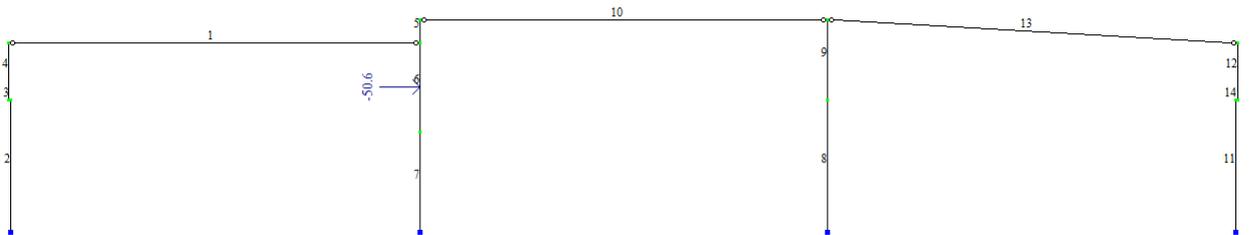


Рис. 2.17. Торможение на правую колонну.

Загрузка 12.

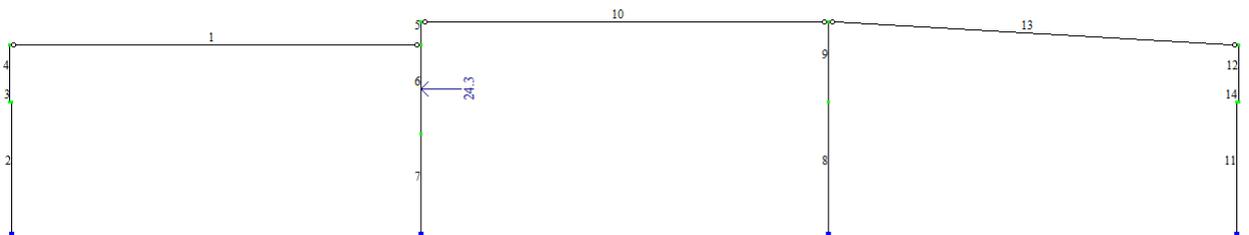


Рис. 2.18. Торможение на левую колонну.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Загрузка 13.

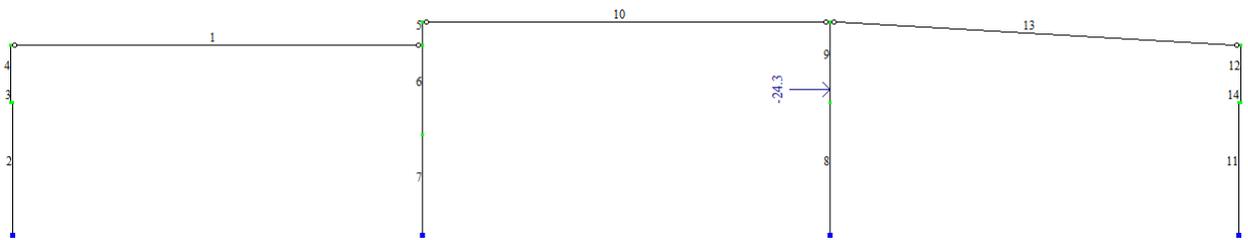


Рис. 2.19. Торможение на правую колонну.

Для удобства результаты расчёта сведены в таблицу 2.3.

Таблица. 2.3. РСУ для расчёта фундамента.

№ элем	№ сечен	Тип РСУ	Кран/сейсм	Состав РСУ	Усилия			№ загрузж
					N (кН)	M _y (кН*м)	Q _z (кН)	
7	1	1	-	длит	-1805.33	254.129	-22.168	1 4
7	1	2	-	длит	-3796,14	-236,18	21,88	1 2 5
7	1	1	-	длит	-1805.37	-253.626	21.807	1 5
7	1	2	-	длит	-3796,19	220,83	-14,05	1 2 4
7	1	2	К	полн	-2182,78	596,61	-89,36	1 4 6 11
7	1	2	К	полн	-5930,86	104,13	-59,49	1 3 5 7 9 11
7	1	2	К	полн	-2166,32	-211,83	46,76	1 5 9 10 13
7	1	2	К	полн	-5781,27	-57,36	76,94	1 2 5 7 11
7	1	2	К	полн	-3119,15	-126,26	-54,37	1 4 7 11
7	1	2	К	полн	-6004.48	385,66	-70,65	1 2 4 7 8 11

Из полученной таблицы РСУ выбираем усилия для расчёта фундамента под колонну среднего ряда:

- наибольший изгибающий момент и соответствующие ему поперечная и продольная сила:

$$N = -2182,78 \text{ кН} \quad M_{\max} = 596,61 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad Q = -89,36 \text{ кН}$$

- наибольшая продольная сила и соответствующие ей поперечная сила и изгибающий момент:

$$N_{\max} = -6004,48 \text{ кН} \quad M = 385,66 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad Q = -70,65 \text{ кН}$$

2.4. Расчёт и конструирование подкрановой балки большого пролёта.

2.4.1. Сбор нагрузок на подкрановую балку.

Произведем подбор сечения подкрановой балки с комбинированным поясным соединением. Балка расположена по ряду Б, пролетом 30 м. В данном пролете находятся два мостовых крана грузоподъемностью 50/10 т и 30/5 т. Режим работы кранов — тяжелый 7К. Пролет здания составляет 27 м.

Краткие характеристики крана $Q_{кр}^1 = 50/10\text{ т}$:

- вес крана: $G_{кр}^1 = 63,8\text{ т}$;
- вес тележки: $G_m^1 = 26,5\text{ т}$;
- давление колеса: $P_{max}^1 = 45,1\text{ т}$;

Краткие характеристики крана $Q_{кр}^2 = 30/5\text{ т}$:

- вес крана: $G_{кр}^2 = 50,0\text{ т}$;
- вес тележки: $G_m^2 = 10,5\text{ т}$;
- давление колеса: $P_{max}^2 = 32,5\text{ т}$;

Определим наибольшие изгибающие моменты и поперечные силы для подбора сечения подкрановой балки. Расчетные усилия (наибольшие изгибающие моменты и поперечные силы) в подкрановых балках находят от нагрузки двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности. Так как нагрузка подвижная, то сначала определяется такое ее положение, при котором расчетные усилия будут наибольшими.

Расчетную вертикальную силу определим по формуле:

$$P_{max} = P_{max}^H \cdot \gamma_f \cdot n_c \cdot k_1$$

где: P_{max}^H — нормативное давление колеса крана;

γ_f — коэффициент надежности по нагрузке (1,2) п.9.8 [10];

n_c — коэффициент сочетания, зависит от режима работы крана (0,95 для режима работы 7К) п.9.18 [10].

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		42

k_1 – коэффициенты динамичности (1,2) п.9.10 [10].

Расчетную горизонтальную силу определим по формуле:

$$T = T^H \cdot \gamma_f \cdot n_c$$

где: T^H – нормативное значение тормозной силы, которое определяется по формуле (при гибком подвесе):

$$T^H = \frac{0,05 \cdot (G_m + Q_{кр})}{n_0}$$

Для первого крана $Q_{кр}^1 = 50/10m$ расчетное вертикальное усилие составит:

$$P_{max}^1 = 451 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 617 \text{ кН}$$

Горизонтальное усилие:

$$T_1^n = \frac{0,05 \cdot (265 + 500)}{2} = 19,13 \text{ кН}$$

$$T_1 = 19,13 \cdot 12 \cdot 0,95 = 21,8 \text{ кН}$$

Для второго крана $Q_{кр}^2 = 30/5m$ расчетное вертикальное усилие составит:

$$P_{max}^2 = 325 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 444,6 \text{ кН}$$

Горизонтальное усилие:

$$T_2^n = \frac{0,05 \cdot (105 + 300)}{2} = 10,13 \text{ кН}$$

$$T_2 = 10,13 \cdot 12 \cdot 0,95 = 11,55 \text{ кН}$$

Усилия возникающие в подкрановой балке определим двумя способами по линиям влияния и по правилу Винклера.

1. Определение усилий по линиям влияния. Для определения максимальных усилий устанавливаем краны в не выгоднейшем образом. Рассмотрим несколько вариантов и найдем усилие по формулам:

$$M_x = \alpha \cdot (P_{max}^1 \sum y_i^1 + P_{max}^2 \sum y_i^2)$$

где: α – коэффициент учитывающий влияние собственного веса подкрановых конструкций.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.		Дата		43

Вариант 3 (рис. 2.22)

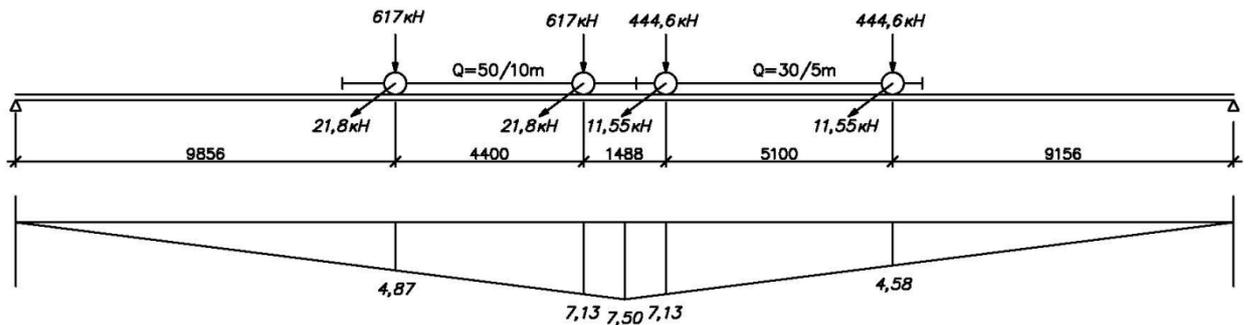


Рис. 2.22. Линия влияния.

$$M_x = 1,08 \cdot (617 \cdot (4,87 + 7,13) + 444,6 \cdot (7,13 + 4,58)) = 13619 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_y = 21,8 \cdot (4,87 + 7,13) + 11,55 \cdot (7,13 + 4,58) = 397 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

2. Определим максимальный изгибающий момент по правилу Винклера.

Согласно правилу Винклера наибольший изгибающий момент в разрезной балке от заданной системы сил возникает, когда равнодействующая всех сил в балке, и ближайшая к ней сила равноудалены от середины пролета балки. При этом наибольший изгибающий момент будет находится под силой, ближайшей к середине пролета балки (рис. 2.23).

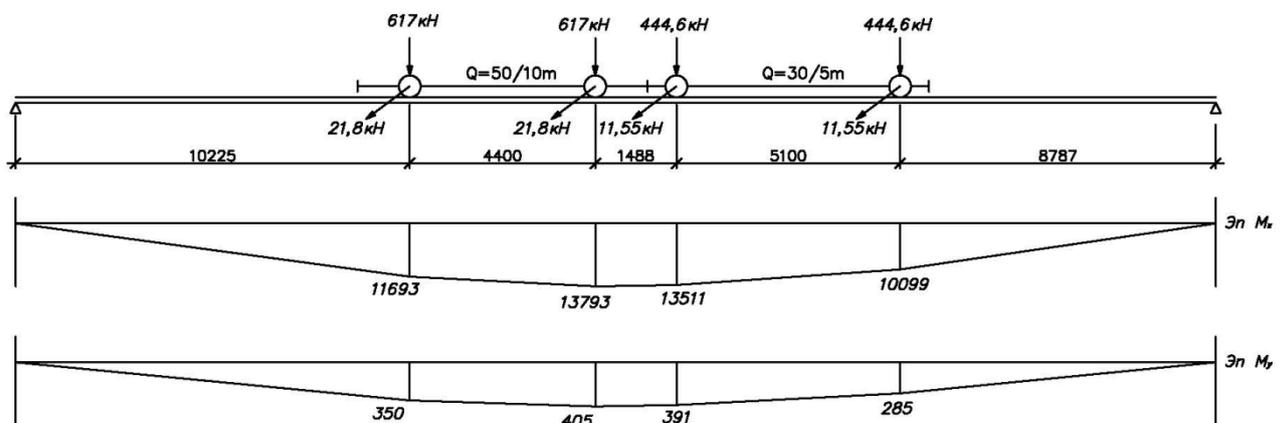


Рис. 2.23. Эпюра M_x и Q_x .

$$M_x = 13793 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_y = 405 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Определим максимальную поперечную силу действующую на подкрановую балку. Для этого построим линию влияния (рис. 2.24) и определим поперечную силу по формуле:

$$Q_x = \alpha \cdot (P_{\max}^1 \sum y_i^1 + P_{\max}^2 \sum y_i^2)$$

$$Q_y = T^1 \cdot \sum y_i^1 + T^2 \cdot \sum y_i^2$$

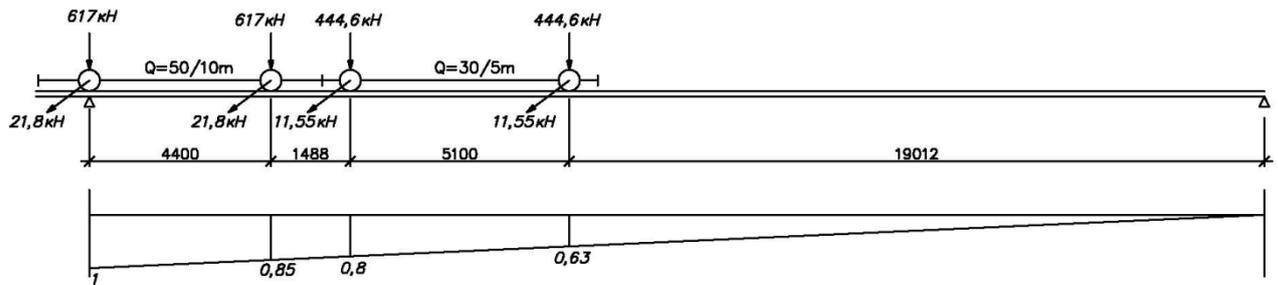


Рис. 2.24. Линия влияния.

$$Q_x = 1,08 \cdot (617 \cdot (1 + 0,85) + 444,6 \cdot (0,8 + 0,63)) = 1919 \text{ кН}$$

$$Q_y = 21,8 \cdot (1 + 0,85) + 11,55 \cdot (0,8 + 0,63) = 56,8 \text{ кН}$$

Для дальнейших расчетов принимаем максимальные значения силовых факторов (вариант 2):

$$M_x = 13797 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad Q_x = 1919 \text{ кН}$$

$$M_y = 406 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad Q_y = 56,8 \text{ кН}$$

2.4.2. Подбор сечения сварной балки.

Зададимся маркой стали С255 по таблице В.3. [10] с расчетным сопротивлением $R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН} / \text{см}^2$.

Определим требуемый момент сопротивления сечения балки:

$$W_{\text{бр}} = M_x / R_y = (13797 \cdot 100) / 24 = 57488 \text{ см}^3$$

Для предварительного подбора принимаем гибкость стенки $\lambda_w = 120$, при этом коэффициент асимметрии сечения примем $\alpha = 1,25$. Тогда оптимальная высота сечения балки определим по формуле:

$$h_{\text{опт}} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot \alpha}{(\alpha + 1)} \cdot W_{\text{бр}} \cdot \lambda_w} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 1,25}{(1,25 + 1)} \cdot 57488,00 \cdot 120} = 225,7 \text{ см}$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		46

По таблице Д1 [11] для подкрановых балок с режимом работы крана прогиб подкрановых балок не должен превышать $\frac{1}{500} \cdot l$, таким образом

минимальная высота сечения составит:

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot l}{\alpha \cdot E} \cdot \left[\frac{l}{f} \right] \cdot \frac{1}{1,15} = \frac{5}{24} \cdot \frac{24 \cdot 3000}{1,25 \cdot 2,05 \cdot 10^4} \cdot 500 \cdot \frac{1}{1,15} = 255 \text{ см}$$

Поскольку минимальная высота сечения получилась больше 2,5 м, то произведем перерасчет оптимальной высоты сечения балки, поскольку гибкость стенки при ее высоте 2,5 до 3,0 м составляет $\lambda_w = 170$.

$$h_{\text{opt}} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot \alpha}{(\alpha + 1)} \cdot W_{\text{сп}} \cdot \lambda_w} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 1,25}{(1,25 + 1)} \cdot 57488,00 \cdot 170} = 253,5 \text{ см}$$

Поскольку $h_{\min} > h_{\text{opt}}$ и из условия взаимозаменяемости с существующей балкой принимаем высоту сечения 300 см.

Определим толщину стенки из условия предельной гибкости:

$$\lambda_w = 170 = \frac{h_w}{t_w} \quad \Rightarrow \quad t_w = \frac{300}{170} = 1,76 \text{ см}$$

Принимаем толщину стенки $t_w = 18 \text{ мм}$.

Определим требуемую площадь поясов:

$$A_f = \frac{W_{\text{сп}} - W_w}{h} = \frac{57488 - 26108}{300} = 104,6 \text{ см}^2$$

где: W_w – момент сопротивления стенки балки найдем по формуле:

$$W_w = \frac{h_w^2 \cdot t_w}{6} = \frac{295^2 \cdot 1,8}{6} = 26108 \text{ см}^3$$

h_w – высота стенки, поскольку толщина полок неизвестна, то для предварительного расчета примем суммарную толщину полок 50 мм.

Площадь верхнего пояса составит:

$$A_f^B = \alpha \cdot A_f = 1,25 \cdot 104,6 = 130,8 \text{ см}^2$$

											Лист
											47
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ						

Площадь нижнего пояса:

$$A_f^H = \frac{A_f}{\alpha} = \frac{104,6}{1,25} = 83,7 \text{ см}^2$$

Примем ширину верхнего пояса конструктивно $b_f^B = 45 \text{ см}$, из условия закрепления рельса к полке, тогда толщина верхнего пояса получится:

$$t_f^B = \frac{A_f^B}{b_f^B} = \frac{130,8}{45} = 2,9 \text{ см}$$

Принимаем толщину верхней полки $t_f^B = 34 \text{ мм}$, тогда фактическая площадь верхней полки составит:

$$A_f^B = t_f^B \cdot b_f^B = 3,4 \cdot 45 = 153 \text{ см}^2$$

Примем ширину нижнего пояса балки $b_f^H = 40 \text{ см}$, тогда толщина нижнего пояса получится:

$$t_f^H = \frac{A_f^H}{b_f^H} = \frac{83,7}{40} = 2,09 \text{ см}$$

Принимаем толщину нижней полки $t_f^H = 24 \text{ мм}$, тогда фактическая площадь нижней полки составит:

$$A_f^H = t_f^H \cdot b_f^H = 2,4 \cdot 40 = 96 \text{ см}^2$$

Тогда сечение примет вид

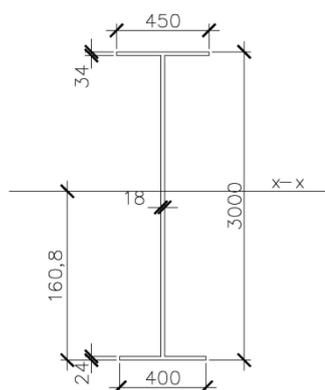


Рис. 2.25. Сечение подкрановой балки.

2.4.3. Проверки прочности сечения.

Определим геометрические характеристики сечения относительно оси x-x и y-y. Для начала найдем центр масса сечения с учетом тормозной конструкции.

$$y_c = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{96 \cdot 1,2 + 1,8 \cdot 294,2 \cdot 150 + 153 \cdot 298,3}{96 + 1,8 \cdot 294,2 + 153} = 160,8 \text{ см}$$

При расчете балок принимают, что горизонтальная нагрузка воспринимается только тормозной балкой, в состав которой входят верхний пояс подкрановой балки, тормозной лист и верхний пояс смежной подкрановой балки. Смежная с данной подкрановой балкой балка имеет сечение верхнего пояса 420x36 мм, тогда:

$$x_c = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} = \frac{86,5 \cdot 0,6 \cdot 60,8 + 42 \cdot 3,6 \cdot 120}{86,5 \cdot 0,6 + 42 \cdot 3,6 + 153} = 59,8 \text{ см}$$

Момент инерции и момент сопротивления относительно оси x-x:

$$J_x = 9219556 \text{ см}^4$$

$$W_x^A = J_x / h_B = 9219556 / 139,2 = 66232 \text{ см}^3$$

где:

$$h_B = h_B - y_c = 300 - 160,8 = 139,2 \text{ см}$$

Момент инерции и момент сопротивления относительно оси y-y (с учётом тормозной конструкции):

$$J_y = 1175546 \text{ см}^4$$

$$W_y^A = J_y / (x_A + 22,5) = 1175546 / (59,8 + 22,5) = 14283 \text{ см}^3$$

Сделаем проверку на действие нормальных напряжений в верхнем поясе.

$$\sigma_x^A = \frac{M_x}{W_x^A} + \frac{M_y}{W_y^A} \leq R_y \cdot \gamma_n$$

$$\sigma_x^A = \frac{1379700}{66232} + \frac{40600}{14283} = 23,67 \leq R_y = 24 \text{ кН / см}^2$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		49

Условие выполняется, значит прочность сечения на действие нормальных напряжений выполнена.

Сделаем проверку на действие касательных напряжений:

- на опоре прочность обеспечена, т.к. принятая толщина стенки больше определенной из условия среза

- вне опоры, определяем по формуле:

$$\tau \leq R_s$$

Проверка ведется для двух случаев:

- с учетом работы поясов, тогда касательные напряжения определяются по формуле:

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{J_x \cdot t_w}$$

где: $S_x = 37903 \text{ см}^3$ - статический момент полусечения.

$$Q_{\max} = Q_x = 1919 \text{ кН}$$

Тогда:

$$\tau = \frac{1919 \cdot 37903}{9219556 \cdot 1,8} = 4,38 < R_s = 13,92 \text{ кН / см}^2$$

- без учета работы поясов, тогда касательные напряжения определяются по формуле:

$$\tau = 1,5 \cdot \frac{Q_{\max}}{h_w \cdot t_w}$$

Тогда:

$$\tau = 1,5 \cdot \frac{1919}{294,2 \cdot 1,8} = 3,62 < R_s = 13,92 \text{ кН / см}^2$$

Условия выполняются, значит прочность стенки по касательным напряжениям обеспечена.

Сделаем проверку прочности стенки балки от действия всех напряжений.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		50

Необходимо, чтобы стенка балки удовлетворяла всем нижеперечисленным условиям [10 п. 8.3.3]:

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

$$\sigma_x + \sigma_{loc,x} \leq R_y$$

$$\sigma_{loc,y} + \sigma_{fy} \leq R_y$$

$$\tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy} \leq R_s$$

ГДЕ:

$$\sigma_x = \frac{M}{W_{xct}} = \frac{580845,7}{27883} = 20,83 \text{ кН/см}^2$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q}{h \cdot t} = \frac{415,4}{1,8 \cdot 294,2} = 0,784 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} F_n}{t \cdot l_{ef}} = \frac{1,6 \cdot 451}{1,8 \cdot 39,8} = 10,07 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{loc,x} = 0,25\sigma_{loc,y} = 0,25 \cdot 10,07 = 2,52 \text{ кН/см}^2$$

$$\tau_{loc,xy} = 0,3\sigma_{loc,y} = 0,3 \cdot 10,07 = 3,021 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_t \cdot t \cdot a}{0,75 I_f h_w} = \frac{3612,5 \cdot 1,8 \cdot 300}{0,75 \cdot 3307 \cdot 294,2} = 2,67 \text{ кН/см}^2$$

$$\tau_{f,xy} = 0,25\sigma_{fy} = 0,25 \cdot 2,67 = 0,67 \text{ кН/см}^2$$

Подставим в исходные неравенства:

$$\sqrt{(20,83 + 2,52)^2 - (20,83 + 2,52)10,07 + 10,07^2 + 3(0,784 + 3,021)^2} =$$

$$= 21,33 \leq \beta R_y = 1,15 \cdot 24 = 27,6 \text{ кН/см}^2$$

$$20,83 + 2,52 = 23,55 \leq R_y = 24 \text{ кН/см}^2$$

$$10,07 + 2,67 = 12,74 \leq R_y = 24 \text{ кН/см}^2$$

										Лист
										51
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ					

Условие выполнено, устойчивость пояса обеспечена.

Проверим местную устойчивость стенки балки.

Определяем условную гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t)\sqrt{R_y/E}$$

где: $h_{ef} = 294,2$ см - высота стенки.

$t = t_w = 1,8$ см – толщина стенки

$$\bar{\lambda}_w = (294,2/1,8)\sqrt{24/2,06 \cdot 10^4} = 5,58$$

Условная относительная гибкость $\bar{\lambda}_w = 5,58 > 2,5$, следовательно проверка на устойчивость необходима.

Так как $\bar{\lambda}_w = 5,58 > 2,2$ (при наличии подвижной нагрузки на поясе)

необходима постановка поперечных ребер жесткости. Назначаю расстояние между ребрами жесткости 3000 мм, что меньше чем

$$2,0h_{ef} = 2 \cdot 294,2 = 588,44 \text{ см}$$

Определяем сечение ребер жесткости по конструктивным требованиям норм:

- ширина ребра $b_r > \frac{h_w}{30} + 40 = \frac{2942}{30} + 40 = 138$ мм,

принимаем $b_r = 140$ мм;

- толщина ребра $t_r \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{R_y/E} = 2 \cdot 140 \cdot \sqrt{24/2,06 \cdot 10^4} = 9,56$ мм;

принимаем $t_r = 10$ мм.

Для проверки местной устойчивости стенки балки выделяю два отсека – первый у опоры, где наибольшие касательные напряжения, второй в середине балки, где наибольшие нормальные напряжения.

Длина отсека $a = 3$ м, превышает его высоту $h_{ef} = h_w = 2,94$ м.

Длина расчётного отсека $a_0 = 3000$ мм.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		53

2.4.4. Проверка местной устойчивости стенки балки первого отсека.

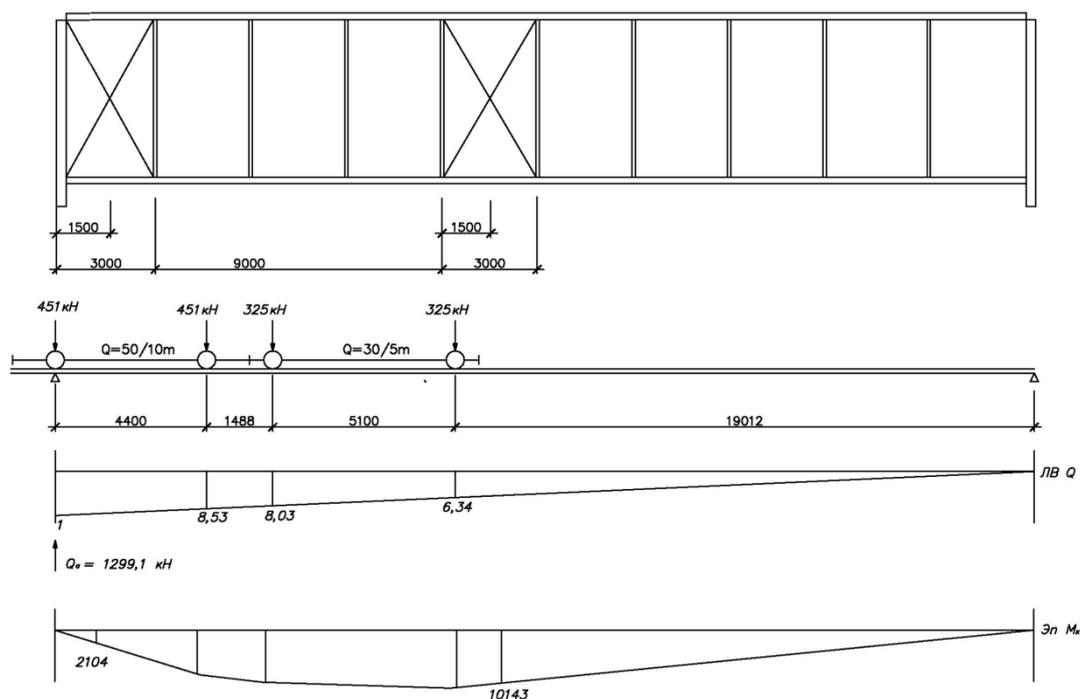


Рис.2.26. Схема расчётных отсеков и эпюры усилий

Расположение отсеков, кранов и эпюры Q и M показаны на рисунке 2.26.

$$Q_a = 451(1+0,85) + 325(0,8 + 0,63) = 1299,1 \text{ кН}$$

Для середины среднего отсека среднее значение момента и поперечной силы на расстоянии $X_l = 1500 \text{ мм}$ от опоры с учётом $\alpha = 1,08$ - коэффициент, учитывающий собственный вес подкрановых конструкций.

$$M_M = 1,08(1299,1 \cdot 1,5) = 2104 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$Q_M = 1,08 \cdot 1299,1 = 1403 \text{ кН}$$

Напряжения в стенке опорного отсека:

Нормальные (в уровне верхней кромки стенки)

$$\sigma = \frac{M_M}{W} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{210400}{66232} \cdot \frac{294,2}{300} = 3,11 \text{ кН/см}^2$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ

Лист

54

Касательные напряжения

$$\tau = \frac{Q_M}{t_w \cdot h_w} = \frac{1403}{1,8 \cdot 294,2} = 2,65 \text{ кН/см}^2$$

Определяю критические напряжения для стенки опорного отсека при

$$\text{отношении } \frac{a}{h_{ef}} = 3000/294,2 = 1,02 > 0,8.$$

$$\delta = \beta \left(\frac{b_f^b}{h_{ef}} \right) \left(\frac{t_f^b}{t_w} \right)^3 = 2 \left(\frac{45}{294,2} \right) \left(\frac{3,4}{1,8} \right)^3 = 2,06$$

$\beta = 2$ – для не приваренных рельсов.

Критические напряжения

$$\lambda_w^2 = \frac{294,2}{1,8} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 5,58$$

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr}}{\lambda_w^2} R_y = \frac{33,3 \cdot 24}{5,58^2} = 25,67 \text{ кН/см}^2$$

$c_{cr} = 33,3$ [10 табл. 12]

Касательные критические напряжения

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\lambda_{tf}^2}$$

$$\mu = \frac{a}{h_{ef}} = \frac{300}{294,2} = 1,02$$

$$\lambda_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{294,2}{1,8} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 5,58$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,02^2} \right) \frac{24}{5,58^2} = 13,85 \text{ кН/см}^2$$

Критические напряжения от местного давления колеса крана

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		55

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1}{\lambda_a^2} R_y = \frac{18,6 \cdot 24}{2,84^2} = 55,3 \text{ кН/см}^2$$

$$c_1 = 18,6 \text{ [10 табл. 14]}$$

$$\lambda_a = \frac{0,5a}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{0,5 \cdot 300}{1,8} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,84$$

Проверяем устойчивость стенки балки

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} < \gamma_c = 0,9 \text{ [10 табл. 1]}$$

$$\sqrt{\left(\frac{3,11}{25,67} + \frac{10,07}{55,3}\right)^2 + \left(\frac{2,65}{13,85}\right)^2} = 0,358 < \gamma_c = 0,9$$

Устойчивость стенки в опорном отсеке балки обеспечена.

2.4.5. Проверка местной устойчивости стенки балки в среднем отсеке.

Расположение отсеков, кранов и эпюры Q и M показаны на рисунке 2.26.

$$Q_a = 451(1+0,85) + 325(0,8 + 0,63) = 1299,1 \text{ кН}$$

Для середины среднего отсека среднее значение момента и поперечной силы на расстоянии $X_l = 13500 \text{ мм}$ от опоры с учётом $\alpha = 1,08$ - коэффициент, учитывающий собственный вес подкрановых конструкций.

$$M_M = 1,08(1299,1 \cdot 13,5 - 451 \cdot 9,1 - 325 \cdot 7,612 - 325 \cdot 2,512) = 10143 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_M = 1,08 \cdot (1299,1 - 451 - 325 - 325) = 213,9 \text{ кН}$$

Напряжения в стенке опорного отсека:

Нормальные (в уровне верхней кромки стенки)

$$\sigma = \frac{M_M}{W} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{1014300}{66232} \cdot \frac{294,2}{300} = 15,01 \text{ кН/см}^2$$

Касательные напряжения

$$\tau = \frac{Q_M}{t_w \cdot h_w} = \frac{213,9}{1,8 \cdot 294,2} = 0,403 \text{ кН/см}^2$$

									Лист
									56
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ				

Определяю критические напряжения для стенки среднего отсека при

$$\text{отношении } \frac{a}{h_{ef}} = 3000/294,2 = 1,02 > 0,8.$$

$$\delta = \beta \left(\frac{b_f^b}{h_{ef}} \right) \left(\frac{t_f^b}{t_w} \right)^3 = 2 \left(\frac{45}{294,2} \right) \left(\frac{3,4}{1,8} \right)^3 = 2,06$$

$\beta = 2$ – для не приваренных рельсов.

Критические напряжения

$$\lambda_w^2 = \frac{294,2}{1,8} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 5,58$$

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2}{\lambda_w^2} R_y = \frac{39,2 \cdot 24}{5,58^2} = 30,2 \text{ кН/см}^2$$

$$c_2 = 39,2 \text{ [10 табл. 12]}$$

Касательные критические напряжения

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\lambda_{tf}^2}$$

$$\mu = \frac{a}{h_{ef}} = \frac{300}{294,2} = 1,02$$

$$\lambda_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{294,2}{1,8} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 5,58$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,02^2} \right) \frac{24}{5,58^2} = 13,85 \text{ кН/см}^2$$

Критические напряжения от местного давления колеса крана

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot c_2}{\lambda_a^2} R_y = \frac{18,6 \cdot 1,76 \cdot 24}{5,68^2} = 24,35 \text{ кН/см}^2$$

$$c_1 = 18,6; \quad c_2 = 1,76 \text{ [10 табл. 13,14]}$$

$$\lambda_a = \frac{a_0}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{300}{1,8} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 5,68$$

										Лист
										57
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ					

Проверяем устойчивость стенки балки

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} < \gamma_c = 0,9 \text{ [10 табл. 1]}$$

$$\sqrt{\left(\frac{15,01}{30,2} + \frac{10,07}{24,35}\right)^2 + \left(\frac{0,403}{13,85}\right)^2} = 0,89 < \gamma_c = 0,9$$

Устойчивость стенки в среднем отсеке балки обеспечена.

2.4.6. Расчёт сварных соединений с поясами

Толщину поясных швов принимаю $k_f = 10$ мм для обоих поясов из условий минимальных конструктивных катетов швов для данных толщин поясов. [10 табл.38]

Проверим швы верхнего пояса:

Проверка на прочность по металлу шва:

$$\left[\frac{1}{2b_f k_f}\right] \sqrt{\left(\frac{Q_{max} S_f}{J}\right)^2 + (\gamma_{f1} P_1 / l_{ef})^2} < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c$$

где:

$$S_f = 0,5 A_F^B (h - t_f^B) = 0,5 \cdot 3,4 \cdot 45(300 - 3,4) = 22690 \text{ см}$$

$$\beta_f = 1,1 \text{ – для автоматической сварки проволокой } d = 2 \text{ мм [10 табл.39]}$$

$$l_{ef} = 39,8 \text{ см}$$

$$\gamma_c = 1$$

$$Q_{max} = 1919 \text{ кН}$$

$$\gamma_{f1} = 1,1, \gamma_{wf} = 1$$

$$\left[\frac{1}{2 \cdot 1,1 \cdot 1,0}\right] \sqrt{\left(\frac{1919 \cdot 22690}{9219556}\right)^2 + (1,1 \cdot 451 / 39,8)^2} = 6,06 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c$$

$$= 19,8 \cdot 1 \cdot 1,1 \text{ кН/см}^2$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		58

R_{wf} - расчётное сопротивление сварных соединений для углового шва, при работе на срез по металлу шва.

$$R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wun}}$$

$$R_{wf} = 0,55 \cdot 45/1,25 = 19,8 \text{ кН/см}^2$$

Условия прочности швов соблюдаются.

Проверка на прочность по металлу границы сплавления:

$$\left[\frac{1}{2b_z k_f} \right] \sqrt{\left(\frac{Q_{max} S_f}{J} \right)^2 + (\gamma_{f1} P_1 / l_{ef})^2} < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c$$

где:

$\beta_z = 1,15$ – для автоматической сварки проволокой $d = 2 \text{ мм}$ [10 табл.39]

$\gamma_{f1} = 1,1, \gamma_{wz} = 1$

$$\left[\frac{1}{2 \cdot 1,15 \cdot 1,0} \right] \sqrt{\left(\frac{1919 \cdot 22690}{9219556} \right)^2 + (1,1 \cdot 451 / 39,8)^2} = 5,79 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_{wz} \gamma_c$$

$$= 16,65 \cdot 1,1,1 \text{ кН/см}^2$$

R_{wz} - расчётное сопротивление сварных соединений для углового шва, при работе на срез по металлу границы сплавления.

$$R_{wz} = 0,45 R_{un}$$

$$R_{wz} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$$

Проверим швы нижнего пояса:

Проверка на прочность по металлу шва:

$$\left[\frac{1}{2b_f k_f} \right] \sqrt{\left(\frac{Q_{max} S_f}{J} \right)^2} < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c$$

где:

$$S_f = 0,5 A_F^H (h - t_f^H) = 0,5 \cdot 2,4 \cdot 40(300 - 2,4) = 14284,8 \text{ см}$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		59

$\beta_f = 1,1$ – для автоматической сварки проволокой $d = 2$ мм [10 табл.39]

$\gamma_c = 1$

$Q_{max} = 1919$ кН

$\gamma_{fl} = 1,1, \gamma_{wf} = 1$

$$\left[\frac{1}{2 \cdot 1,1 \cdot 1,0} \right] \sqrt{\left(\frac{1919 \cdot 14284,8}{9219556} \right)^2} = 1,35 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 19,8 \cdot 1 \cdot 1,1 \text{ кН/см}^2$$

R_{wf} - расчётное сопротивление сварных соединений для углового шва, при работе на срез по металлу шва.

$$R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wun}}$$

$$R_{wf} = 0,55 \cdot 45 / 1,25 = 19,8 \text{ кН/см}^2$$

Условия прочности швов соблюдаются.

Проверка на прочность по металлу границы сплавления:

$$\left[\frac{1}{2 b_z k_f} \right] \sqrt{\left(\frac{Q_{max} S_f}{J} \right)^2} < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c$$

где:

$\beta_z = 1,15$ – для автоматической сварки проволокой $d = 2$ мм [10 табл.39]

$\gamma_{fl} = 1,1, \gamma_{wz} = 1$

$$\left[\frac{1}{2 \cdot 1,15 \cdot 1,0} \right] \sqrt{\left(\frac{1919 \cdot 14284,8}{9219556} \right)^2} = 1,29 \text{ кН/см}^2 < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 16,65 \cdot 1 \cdot 1,1 \text{ кН/см}^2$$

R_{wz} - расчётное сопротивление сварных соединений для углового шва, при работе на срез по металлу границы сплавления.

$$R_{wz} = 0,45 R_{un}$$

$$R_{wz} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$$

Условия прочности швов соблюдаются.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		60

2.4.7. Расчет опорного узла.

Опорное ребро балки опирается на колонну строганым торцом (рис.2.27.)
Из конструктивных соображений принимаем ширину опорного ребра $b_r = 400$ мм.

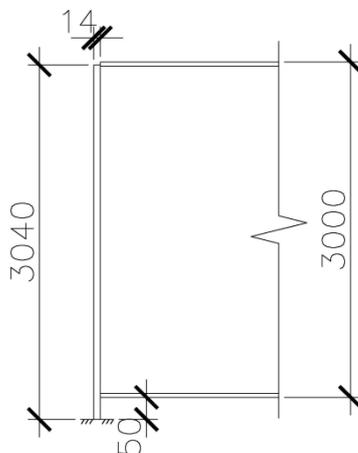


Рис.2.27. Опорное ребро

Определим требуемую площадь ребра по формуле:

$$A_r = \frac{Q}{R_p} = \frac{1919}{36,10} = 53,2 \text{ см}^2$$

где: $R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{37}{1,025} = 36,10 \text{ кН/см}^2$ - расчетное сопротивление смятию, при

$$R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$$

Тогда минимальная толщина опорного ребра получится:

$$t_r = \frac{A_r}{b_r} = \frac{53,2}{40} = 1,32 \text{ см}$$

Принимаем толщину опорного ребра $t_r = 14$ мм. Площадь ребра составит:

$$A_r^{\phi} = t_r \cdot b_r = 1,4 \cdot 40 = 56 \text{ см}^2$$

Проверяем условную опорную стойку на устойчивость. Для этого предварительно определяем:

- расчетную площадь сечения

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		61

$$A_c = A_r + 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E/R_y} = 56 + 0,65 \cdot 1,8 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} = 90,3 \text{ см}^2$$

-

- момент и радиус инерции сечения условной стойки

$$J_x = \frac{t_r \cdot b_r^3}{12} = \frac{1,4 \cdot 40^3}{12} = 7467 \text{ см}^4$$

$$i_x = \sqrt{J_x / A_c} = \sqrt{7467 / 90,3} = 9,09 \text{ см}$$

- гибкость опорной стойки

$$\lambda_x = h_w / i_x = 294,2 / 9,09 = 32,3$$

по [6, табл.72.] $\Rightarrow \varphi = 0,901$

Проверяем устойчивость опорной стойки:

$$\sigma = Q / \varphi A_c = 1919 / 0,901 \cdot 90,3 = 23,53 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2$$

Проверяем прочность сварных швов, прикрепляющих ребро к стенке, сварка ручная $k_f = 12 \text{ мм}$.

Расчётная длина шва:

$$l_w < 60 k_f = 60 \cdot 1,2 = 72 \text{ см}$$

$$\tau_w = \frac{Q}{2\beta_f k_f l_w} = \frac{1919}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 72} = 15,86 \text{ кН/см}^2 < 19,8 \text{ кН/см}^2$$

Прочность крепления торцевого ребра обеспечена.

2.4.8. Проверка на выносливость.

Расчет конструкций на выносливость следует производить на действие нагрузок, устанавливаемых согласно требованиям [10] по нагрузкам и воздействиям [10 п.9.20]. Согласно [3, п. 1,7], выносливость проверяется при действии одного мостового крана, учитываются только вертикальные нагрузки, к тому же с понижающим коэффициентом равным 0,6 [10 п.9.20 и п.9.19], для режима работы 7К, динамическое воздействие не учитывается.

Расчетное значение вертикального усилия на колесе крана определяем по формуле:

$$F_K = 0,6 \cdot P_{\max}^H$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		62

где: $P_{\max}^H = 451 \text{ кН}$ - наибольшее вертикальное усилие на колесе;

Тогда $F_k = 0,6 \cdot 451 = 270,6 \text{ кН}$

2. Расчетные усилия:

Линии влияния показаны на рисунке 2.28.

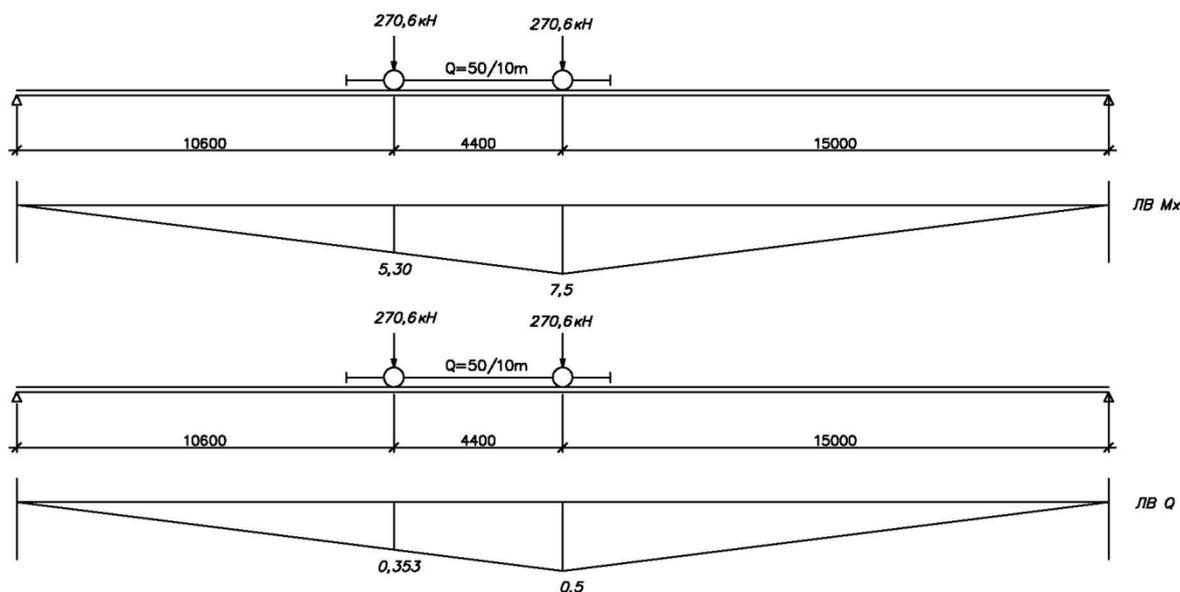


Рис.2.28. Линии влияния

Расчетный момент от вертикальной нагрузки определяем по формуле:

$$M_x = \alpha \cdot F_k \sum y_i$$

где: $\sum y_i$ - сумма ординат линии влияния.

$F_k = 270,6 \text{ кН}$ - вертикальное усилие на колесе;

$\alpha = 1,08$ - коэффициент учитывающий влияние собственного веса подкрановых конструкций.

$$M_x = 1,08 \cdot 270,6 \cdot (7,5 + 5,3) = 3741 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расчетные значения вертикальной силы находится по формуле:

$$Q_x = \alpha \cdot F_k \sum y_i$$

где: $\sum y_i$ - сумма ординат линии влияния = 1

$F_k = 270,6 \text{ кН}$ - вертикальное усилие на колесе

										Лист
										63
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ					

$\alpha = 1,08$ - коэффициент учитывающий влияние собственного веса подкрановых конструкций.

$$Q_x = 1,08 \cdot 270,6 \cdot (0,5 + 0,353) = 230,3 \text{ кН}$$

2. Расчет:

а). Подкрановые балки рассчитывают на выносливость согласно [10 п.12.], при этом следует принимать $\alpha = 0,77$ при кранах групп режимов работы 7К.

Расчет на выносливость следует производить по формуле.

$$\sigma_{max} \leq \alpha R_v \gamma_v,$$

где: α – коэффициент, учитывающий количество циклов нагружений $\alpha = 0,77$;

R_v – определяется по [10 табл. 35] $R_v = 10 \text{ кН} / \text{см}^2$ - в зависимости от группы элемента и расчетного сопротивления стали на срез.

γ_v – коэффициент, определяемый по [10 табл. 36], в зависимости от вида напряженного состояния и коэффициента асимметрии напряжений

$\rho = \sigma_{min} / \sigma_{max}$; где σ_{min} и σ_{max} – соответственно наибольшее и наименьшее по абсолютному значению напряжения в рассчитываемом элементе, вычисленные по сечению нетто без учета коэффициента динамичности и коэффициентов φ , φ_e , φ_b .

Т.о. т.к. $\sigma_{min} = 0$, то $\rho = \sigma_{min} / \sigma_{max} = 0$, тогда $\gamma_v = \frac{2,5}{1,5 - \rho} = 1,67$

σ_{max} - касательные напряжения по формуле

$$\sigma_{max} = M / W_x$$

где: $M = 3741 \text{ кН}\cdot\text{м}$

$$W_x = 66232 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Тогда:

$$\sigma_{max} = M / W_x = 3741 \cdot 100 / 66232 = 5,65 \text{ кН} / \text{см}^2$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		64

Тогда проверяем условие:

$$\sigma_{\max} = 5,65 \leq 0,77 \cdot 1,666 \cdot 10 = 12,83 \text{ кН/см}^2$$

Условие выполняется.

Для верхнего пояса. Определим коэффициент γ_v по формуле:

$$\gamma_v = \frac{2}{1-\rho} = 2$$

Тогда проверяем условие:

$$\sigma_{\max} = 5,65 \leq 0,77 \cdot 2 \cdot 10 = 15,4 \text{ кН/см}^2$$

Условие выполняется.

Проверим на усталость верхнюю зону стенки [10 п. 12.1.2]:

$$0,5\sqrt{\sigma_x^2 + 0,36\tau_{xy}^2} + 0,4\sigma_{loc,y} + 0,5\sigma_{fy} \leq R_v$$

где:

$$R_v = 7,5 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_x = \frac{M}{W_{хст}} = \frac{374100}{27883} = 13,4 \text{ кН/см}^2$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q}{h \cdot t} = \frac{230,3}{1,8 \cdot 294,2} = 0,43 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} F_k}{t \cdot l_{ef}} = \frac{1,6 \cdot 270,6}{1,8 \cdot 39,8} = 6,04 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_t \cdot t \cdot a}{0,75 I_f h_w} = \frac{2167 \cdot 1,8 \cdot 300}{0,75 \cdot 3307 \cdot 294,2} = 1,6 \text{ кН/см}^2$$

Подставим в исходные неравенство:

$$0,5\sqrt{13,4^2 + 0,36 \cdot 0,43^2} + 0,4 \cdot 6,04 + 0,5 \cdot 1,6 = 9,9 \text{ кН/см}^2 > 7,5 \text{ кН/см}^2$$

Условие не выполняется.

Из условий усталостной прочности увеличим толщину стенки с $t_f = 18 \text{ мм}$, до $t_f = 26 \text{ мм}$, тогда:

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		65

$$\sigma_x = \frac{M}{W_{xcr}} = \frac{374100}{40276} = 9,29 \text{ кН/см}^2$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q}{h \cdot t} = \frac{230,3}{2,6 \cdot 294,2} = 0,301 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} F_k}{t \cdot l_{ef}} = \frac{1,6 \cdot 270,6}{2,6 \cdot 37,2} = 4,48 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_t t \cdot a}{0,75 I_f h_w} = \frac{2167 \cdot 2,6 \cdot 300}{0,75 \cdot 3307 \cdot 294,2} = 1,96 \text{ кН/см}^2$$

Подставим в исходные неравенство:

$$0,5 \sqrt{9,29^2 + 0,36 \cdot 0,301^2} + 0,4 \cdot 4,48 + 0,5 \cdot 1,96 = 7,42 \text{ кН/см}^2 < 7,5 \text{ кН/см}^2$$

Условие выполняется.

Тогда итоговое сечение подкрановой балки примет вид:

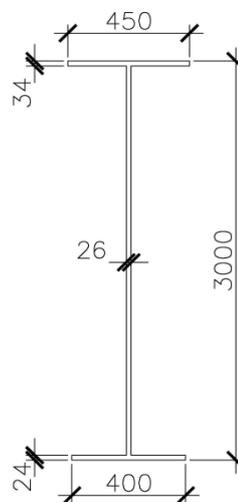


Рис. 2.29. Сечение подкрановой балки.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист 66
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

2.5. Конструирование и расчет монтажных стыков.

2.5.1. Монтажный стык на высокопрочных болтах.

Рассчитаем монтажный стык на высокопрочных болтах.

Расчет стыка на высокопрочных болтах начинают с определения величины изгибающего момента M и поперечной силы Q в месте стыка.

$$M = 10592 \text{ кН}\cdot\text{м} \text{ и } Q = 1047 \text{ кН}$$

Стык стенки осуществляем высокопрочными болтами [10, табл. Г8], $d = 24\text{мм}$, а стык поясов болтами диаметром $d = 20\text{мм}$ из стали 40Х «селект», имеющей $R_{bun} = 1078 \text{ МПа}$ - наименьшее временное сопротивление. Обработка поверхности – газопламенная, без консервации. Тогда несущая способность болта, имеющего две плоскости трения, находится по формуле: [10, п.14.3.3];

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_b \cdot \mu}{\gamma_h} \cdot k$$

где:

$R_{bh} = 755 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление болта на растяжение [10, табл. Г8];

$A_{bn} = 2,45\text{см}^2$ - площадь сечения болта нетто для болта $d = 20\text{мм}$ [10, табл.Г9];

$A_{bn} = 3,52\text{см}^2$ - площадь сечения болта нетто для болта $d = 24\text{мм}$ [10, табл.Г9];

$\gamma_b = 1$ - коэффициент условия работы болтового соединения [10, табл.41];

$\gamma_h = 1,12$ - коэффициент надежности [10, табл.42];

$\mu = 0,42$ - коэффициент трения [10, табл.42];

$k = 2$ - количество плоскостей трения.

$$Q_{bh} = \frac{75,5 \cdot 2,45 \cdot 1 \cdot 0,42}{1,12} \cdot 2 = 138,7 \text{ кН}$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		67

$$Q_{\text{вн}} = \frac{75,5 \cdot 3,52 \cdot 1 \cdot 0,42}{1,12} \cdot 2 = 199,3 \text{ кН}$$

При конструировании такого типа стыка, расчет каждого элемента будем производить раздельно, распределяя изгибающий момент между поясами и стенкой пропорционально их жесткости.

1. Стык поясов. Верхний пояс балки перекрываем четырьмя накладками сечением 140x34 мм. Тогда площадь накладок составит:

$$A_{\text{накл}} = 4 \cdot 0,8 \cdot 14 \cdot 3,4 = 153,3 \text{ см}^2 > A_f = 45 \cdot 3,4 = 153 \text{ см}^2$$

Нижний пояс балки перекрываем двумя накладками сечением 140x20 мм и накладкой сечением 400x20 мм. Тогда площадь накладок составит:

$$A_{\text{накл}} = 2 \cdot 0,8 \cdot 1,4 \cdot 2,0 + 0,8 \cdot 40 \cdot 2,0 = 108,8 \text{ см}^2 > A_f = 40 \cdot 2,4 = 96 \text{ см}^2$$

Тогда момент, действующий на пояс равен:

$$M_f = \frac{M \cdot J_f^1}{J_1}$$

где: $J_f^1 = 2892803 \text{ см}^4$ - момент инерции верхнего пояса сечения в месте стыка;

$J_f^* = 2445373 \text{ см}^4$ - момент инерции нижнего пояса сечения в месте стыка;

$J = 10944614 \text{ см}^4$ - момент инерции всего сечения.

Тогда:

- для верхнего пояса:

$$M_f = \frac{10592 \cdot 2892803}{10944614} = 2800 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- для нижнего пояса:

$$M_f = \frac{10592 \cdot 2445373}{10944614} = 2367 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Тогда усилие в поясе находится по формуле:

- для верхнего пояса:

$$N_f = M_f / h_0 = 2800 \cdot 10^2 / 139,2 = 2012 \text{ кН}$$

- для нижнего пояса:

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		68

$$N_f = M_f / h_0 = 2367 \cdot 10^2 / 160,7 = 1473 \text{ кН}$$

Количество болтов для прикрепления накладок находится по следующей формуле:

- для верхнего пояса:

$$n_0 > N_f / Q_{bh} = 2012 / 138,7 = 14,5$$

- для нижнего пояса:

$$n_0 > N_f / Q_{bh} = 1473 / 138,7 = 10,6$$

Для верхнего пояса принимаю 16 болтов М20, тогда каждую накладку крепят по 8 болтов. Для нижнего пояса принимаю 12 болтов М20. Болты ставятся на минимальном расстоянии друг от друга $(2,5...3) \cdot d = 20 \cdot 3 = 60 \text{ мм}$ - чтобы уменьшить размеры накладок. Расстояние от центра болта до края элемента равно $2d = 2 \cdot 20 = 40 \text{ мм}$

2. Стык стенки:

Стенку балки перекрываем двумя накладками сечением 2830x18 мм. Причем их суммарная площадь сечения должна быть не менее площади сечения стенки:

$$A_{\text{накл}} = 2 \cdot 0,8 \cdot 283,0 \cdot 1,8 = 815,1 \text{ см}^2 > A = 294,2 \cdot 2,6 = 764,92 \text{ см}^2$$

Момент, действующий на стенку равен:

$$M_{cm} = \frac{M \cdot J_{cm}^1}{J_1}$$

где: $J_w^1 = 5606438 \text{ см}^4$ - момент инерции стенки сечения в месте стыка;

$J = 9219556 \text{ см}^4$ - момент инерции всего сечения.

Тогда:

$$M_{cm} = \frac{10592 \cdot 5606438}{10944614} = 5426 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Принимаем расстояние между крайними по высоте рядами болтов:

$$a_{\text{max}} = h_{\text{max}} - 2 \cdot d = 2942 - 2 \cdot 100 = 2742 \text{ мм}$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		69

Примем 15 рядов болтов по вертикали и 4 ряда болтов по горизонтали, тогда коэффициент стыка [таб. 7.9. 13] $\alpha = 2,86$. Проверку прочности будем производить по формуле:

$$N_{\max} = \frac{M_{cm}}{m \cdot \alpha \cdot a_{\max}} \leq Q_{bn}$$

где: m – количество вертикальных рядов болтов, на одной половине накладки, (из-за конструктивных соображений не меньше двух) принимаем $m = 4$
 $a_{\max} = 170 \cdot 15 = 2550 \text{ мм}$ – максимальное расстояние между крайними болтами.

Проверяем:

$$N_{\max} = \frac{542600}{4 \cdot 2,86 \cdot 274,2} = 172,9 \text{ кН} \leq Q_{bn} = 199,3 \text{ кН}$$

Сделаем проверку на поперечную силу по формуле:

$$\sqrt{N_{w,\max}^2 + V_w^2} < Q_{bh}$$

где: V_w – поперечная сила приходящаяся на один болт, определяется по формуле:

$$V_w = \frac{Q}{m \cdot k} = \frac{879,76}{4 \cdot 15} = 14,66 \text{ кН}$$

Тогда:

$$\sqrt{172,9^2 + 14,66^2} = 173,5 \text{ кН} < Q_{bh} = 199,3 \text{ кН}$$

Условие выполняется, значит прочность обеспечена.

Проверяем ослабление растянутого пояса отверстиями под болты М20 $d_0 = 22 \text{ мм}$ (на 2 мм больше диаметра болта).

Проверяем ослабление накладок в середине стыка двумя отверстиями:

$$A_{\text{накл}}^{\text{нетто}} = A_{\text{накл}} - 2 \cdot 1 \cdot t_{\text{накл}} \cdot d_0 = 108,8 - 2 \cdot 1 \cdot 2,0 \cdot 2,2 = 100 \text{ см}^2$$

Согласно 6, п.11.14. должно выполняться условие:

$$A_{\text{накл}}^{\text{нетто}} \geq 0,85 A_f \Rightarrow 100 \text{ см}^2 > 0,85 \cdot 96 = 81,6 \text{ см}^2$$

Прочность стыка элементов, осуществляется за счет сил трения.

Монтажный стык балки показан на рисунке 2.30.

										Лист
										70
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ					

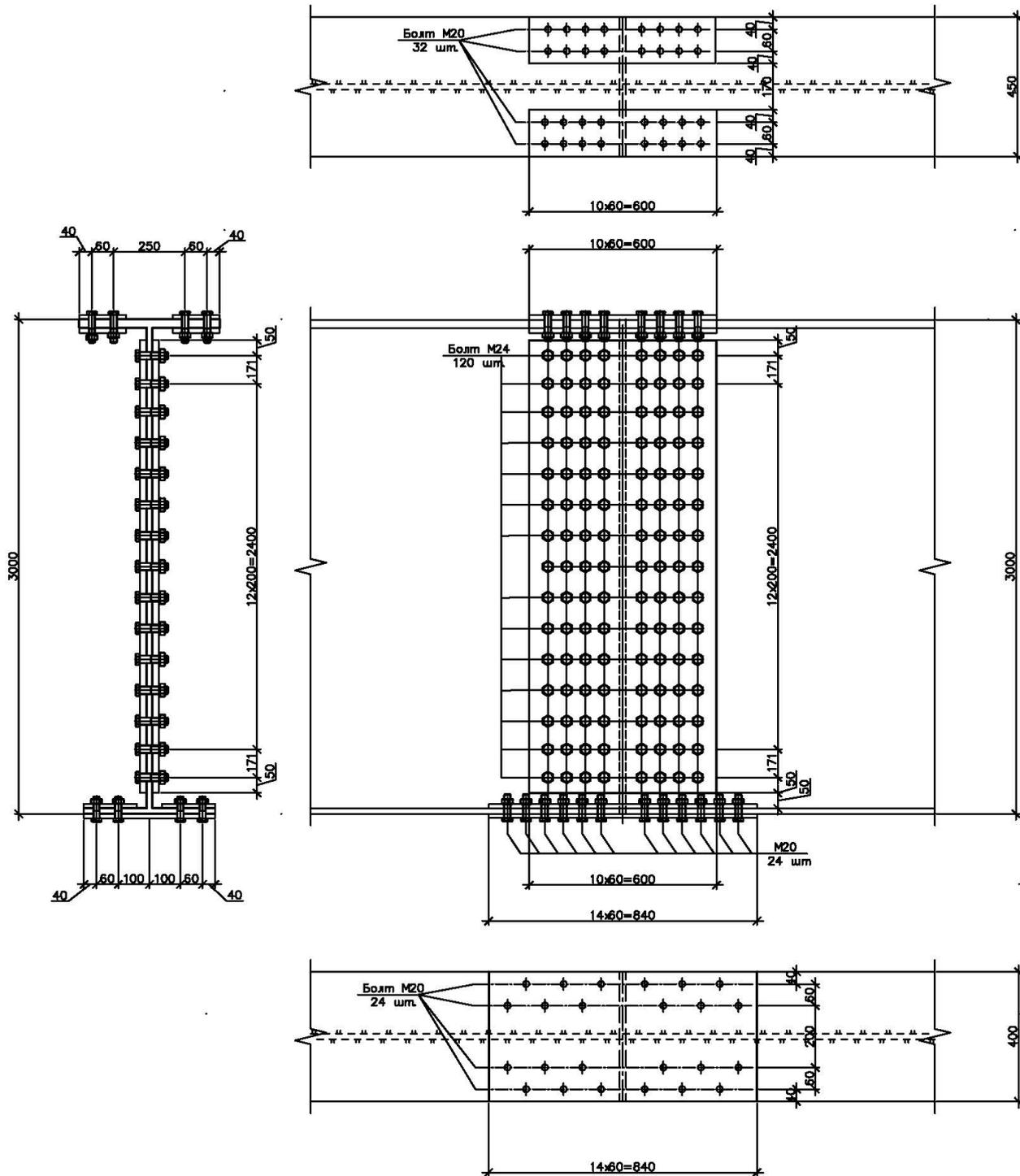


Рис. 2.30. Монтажный стык балки на накладках

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ

Лист

71

2.5.2. Монтажный стык на фланце.

Рассчитаем фланцевый монтажный стык на высокопрочных болтах.

Данные, необходимые для расчёта фланцевого соединения:

- профиль присоединяемого элемента (показан на рис.2.31) из стали марки С255 в соответствии с таблицей В.3 [10] с расчетным сопротивлением $R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН} / \text{см}^2$.

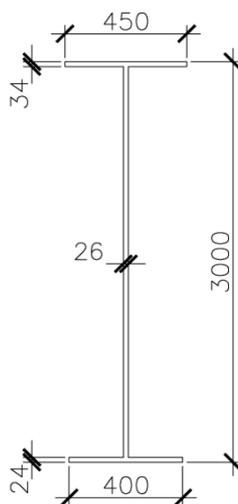


Рис. 2.31. Сечение подкрановой балки в месте стыка.

- площадь сечения профиля

$$A = 2,6 \cdot 294,2 + 3,4 \cdot 45 + 2,4 \cdot 40 = 1013,9 \text{ см}^2$$

- площадь сечения растянутого пояса

$$A = 2,4 \cdot 40 = 96 \text{ см}^2$$

- площадь сечения сжатого пояса

$$A = 3,4 \cdot 45 = 153 \text{ см}^2$$

- момент сопротивления профиля

$$W = \frac{J_x}{h_0} = \frac{10944614}{160,8} = 68064 \text{ см}^3$$

- величина изгибающего момента M и поперечной силы Q в месте стыка

$$M = 10592 \text{ кН}\cdot\text{м} \text{ и } Q = 1047 \text{ кН}$$

- материал фланца – сталь марки 14Г2АФ-15 по ТУ 14-105-465-82 с расчётным сопротивлением изгибу по пределу текучести $R_y = 368 \text{ МПа}$, толщина фланца принята равной $t = 40 \text{ мм}$.

										Лист
										72
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ					

- болты высокопрочные М30 [10, табл. Г8] из стали 40Х «селект», имеющей $R_{bun} = 1078 \text{ МПа}$ - наименьшее временное сопротивление. Расчётное усилие растяжения болта $B_p = 422,7 \text{ кН}$, расчётное усилие предварительного натяжения болтов $B_0 = 0,9 B_p = 380 \text{ кН}$.
- катеты сварных швов по поясам и стенке $k_f = 12 \text{ мм}$.

Максимальное и минимальное значения нормальных напряжений в присоединяемом профиле от действия изгиба определяется по формуле:

$$\sigma_{max} = \frac{M}{W} = \frac{10592000}{68064} = 155,6 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{min} = -\frac{M}{W} = -\frac{10592000}{68064} = -155,6 \text{ МПа}$$

Усилие в растянутом поясе присоединяемого элемента определяем по формуле:

$$N_{fl} = (A_f + A_{wl})\sigma_{max} = (9600 + 2405) \cdot 155,6 = 1867,9 \text{ кН},$$

где $A_{wl} = h_{wl} \cdot t_w = (7,4 + 0,5 \cdot 8,5 - 2,4) \cdot 2,6 = 24,05 \text{ см}^2$ – площадь сечения участка стенки в зоне болтов растянутого пояса (см. рис 2.23);

$$h_{wl} = a_l + 0,5w - t_{fl};$$

t_w – толщина стенки подкрановой балки;

$w = w_j = 85 \text{ мм}$ – ширина фланца, приходящаяся на один болт, расположенный вдоль стенки профиля;

$t_{fl} = 24 \text{ мм}$ – толщина пояса профиля.

Усилие в растянутой части стенки определяем по формуле:

$$N_w = 0,5\sigma_{max} \frac{t_w}{h_0} (h_0 - h_{wl})^2 = 0,5 \cdot 155,6 \cdot 26/1608(1608 - 92,5)^2 = 2889 \text{ кН}$$

Прочность фланцевого соединения считаем обеспеченной, если выполняется условие:

$$N_{fl} \leq N_{fp1};$$

$$N_w \leq N_{wp}$$

										Лист
										73
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ					

При принятом конструктивном решении фланцевого соединения (наличие ребра жесткости растянутого пояса и симметричное расположение болтов относительно пояса $n_{n1} = n_{n2} = n_n = 2$, см. рис 2.23) расчетное усилие растяжения, воспринимаемое болтом и фланцем, относящимися к растянутому поясу, N_{fp1} определяем по формуле:

$$N_{fp1} = 1.8B_p \left(K_1 + \frac{h_2}{h_1} \right) + N_{nif} \cdot n_n \left(1 + \frac{h_2}{h_1} \right)$$

то же, к растянутой части стенки, N_{wp} – по формуле:

$$N_{wp} = 2N_{niw} \frac{n}{h_0} [h_2 - 0,5 (n + 1)w_j]$$

Определение N_{fp1}

Поскольку $h > 500$ мм, то $K_1 = 1,0$

$$h_1 = h_0 + b_1 = 1608 + 50 = 1658 \text{ мм}$$

$$h_2 = h_0 - a_1 = 1608 - 74 = 1534 \text{ мм}$$

$b_1 = 50$ мм – расстояние от оси болтов ряда 1f до пояса профиля.

Расчетное усилие растяжения, воспринимаемое фланцем и болтом, относящимися к наружной зоне пояса, определяем из условия:

$$N_{nif} = N_{nf} = \min (N_{\delta f}, N_{\phi f})$$

Значение $N_{\delta f}$ определяем по формуле:

$$N_{\delta f} = \lambda_f \cdot B_p$$

где λ_f находим по формуле:

$$\lambda_f = 0,5088 - 0,2356 \lg \chi_f$$

где

$$\chi_f = \frac{d^2}{w_{if}(t+d/2)} \left(\frac{b_f}{t} \right)^3$$

здесь $d = 30$ мм – номинальный диаметр резьбы болта,

										Лист
										74
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ					

$w_{if} = 75 \text{ мм}$ – ширина фланца, приходящаяся на один болт наружной зоны растянутого пояса профиля;

$b_f = 38 \text{ мм}$ – расстояние от оси болтов ряда 1f до края сварного шва растянутого пояса профиля.

Тогда:

$$\alpha_f = \frac{30^2}{75(40+30/2)} \left(\frac{38}{40}\right)^3 = 0,41$$

$$\lambda_f = 0,5088 - 0,2356 \lg 0,41 = 0,5996$$

$$N_{\bar{\sigma}f} = 0,5996 \cdot 422,7 = 253,5 \text{ кН}$$

Значение $N_{\phi f}$ определяем по формуле:

$$N_{\phi f} = 1,3 \frac{\alpha_f + 1}{\mu_f \alpha_f} B_p$$

Для чего находим значения M_f и μ_f :

$$M_f = \frac{w_f t^2}{6} R_y = \frac{7,5 \cdot 4^2}{6} 368 = 736000 \text{ Н}\cdot\text{см}$$

$$\mu_f = \frac{0,9 \cdot B_p \cdot b_f}{M_f} = \frac{0,9 \cdot 422700 \cdot 3,8}{736000} = 1,964$$

Значение α_f определяем по таблице 4 [13]:

$$\alpha_f = 1,813$$

Тогда:

$$N_{\phi f} = 1,3 \frac{1,813+1}{1,964 \cdot 1,813} 422,7 = 434,1 \text{ кН}$$

Поскольку $N_{\phi f} > N_{\bar{\sigma}f}$, принимаем

$$N_{nf} = N_{\bar{\sigma}f} = 253,5 \text{ кН}$$

$$N_{fp1} = 1,8 \cdot 422,7 \left(1 + \frac{1534}{1658}\right) + 253,5 \cdot 2 \left(1 + \frac{1534}{1658}\right) = 2441 \text{ кН}$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		75

Определение N_{wp}

Расчетное усилие растяжения, воспринимаемое фланцем и болтом, относящимися к растянутой части стенки профиля, определяем из условия:

$$N_{ниw} = N_{nw} = \min(N_{\delta w}, N_{\phi w})$$

Значения $N_{\delta w}$ и $N_{\phi w}$ определяем по формулам:

$$N_{\delta w} = \lambda_w \cdot B_p$$

$$N_{\phi w} = 1,3 \frac{\alpha_w + 1}{\mu_w \alpha_w} B_p$$

Расчет всех параметров, необходимых для определения $N_{\delta w}$ и $N_{\phi w}$, выполняем так же, как и при определении N_{fpl} , с той лишь разницей, что для болтов и фланца, относящихся к стенке профиля, параметр $b_w = 41$ мм ($b_w = b_{hw} - k_w = 53 - 12 = 41$ мм). Тогда:

$$\alpha_w = \frac{30^2}{75(40 + 30/2)} \left(\frac{41}{40}\right)^3 = 0,554$$

$$\lambda_w = 0,5088 - 0,2356 \lg 0,554 = 0,5692$$

$$N_{\delta w} = 0,5692 \cdot 422,7 = 240,6 \text{ кН}$$

Определим усилие на болт из условия прочности фланца на изгиб:

$$M_w = \frac{w_w t^2}{6} R_y = \frac{7,5 \cdot 4^2}{6} 368 = 736000 \text{ Н}\cdot\text{см}$$

$$\mu_w = \frac{0,9 \cdot B_p \cdot b_w}{M_w} = \frac{0,9 \cdot 422700 \cdot 4,1}{736000} = 2,12$$

Значение α_f определяем по таблице 4 [8]:

$$\alpha_f = 1,74$$

Тогда:

$$N_{\phi w} = 1,3 \frac{1,74 + 1}{1,74 \cdot 2,12} 422,7 = 408,2 \text{ кН}$$

Поскольку $N_{\phi w} > N_{\delta w}$, принимаем

$$N_{nf} = N_{\delta w} = 240,6 \text{ кН}$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		76

$$N_{wp} = 2 \cdot 240,6 \frac{9}{1608} [1534 - 0,5 (9 + 1)75] = 3121 \text{ кН}$$

Определив значения N_{fp1} и N_{wp} , проверяем условие прочности:

$$N_{fl} = 1867,9 \text{ кН} < N_{fp1} = 2441 \text{ кН}$$

$$N_w = 2889 \text{ кН} < N_{wp} = 3121 \text{ кН}$$

Условие прочности выполнено.

Принимаем для сжатой зоны конструктивно болты высокопрочные М24 [10, табл. Г8] из стали 40Х «селект», имеющей $R_{bun} = 1078 \text{ МПа}$ - наименьшее временное сопротивление. (см. рис 2.32)

Расчёт болтов сжатой зоны не требуется.

Из конструктивных соображений принимаются болты М30 с шагом 600 мм для плотного прилегания фланца в центральной зоне стенки балки. См рис. 2.32. Расчёт не требуется.

Проверка сварных швов крепления фланца

Проверку сварных швов производим в соответствии с [16]. Принимаем автоматическую сварку с $d=1,4 \dots 2$ (мм), марка проволоки СВ-10ХГ2СМА, тип электрода – Э60.

Для стенки подкрановой балки:

Принимаем, что фланец приваривается швами длиной 100 мм с промежутками аналогичной длины для снятия местных напряжений.

Высота растянутой зоны $h_0 = 1608 \text{ мм}$.

1) По металлу шва с учетом проплавления корня шва на 2 мм:

$$\frac{N_w}{\beta_f(k_f+2)l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c ,$$

где

$$R_{wz} = \frac{0,55 \cdot R_{wun}}{\gamma_{wn}} = \frac{0,55 \cdot 68,5}{1,35} = 24,04 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right);$$

$$\frac{2889}{0,8(12+2)(900-100)} \leq 24,04 \cdot 0,9 \cdot 1$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		77

$$0,32 \leq 21,63$$

Условие выполняется, прочность сварного шва обеспечена.

2) По металлу границы сплавления с профилем:

$$\frac{N_w}{\beta_z k_f l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c ,$$

где

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 33,5 = 15,075 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right);$$

$$\frac{2889}{0,8 \cdot 12(900-100)} \leq 15,075 \cdot 0,85 \cdot 0,9$$

$$0,376 \leq 11,53$$

Условие выполняется, прочность сварного шва обеспечена.

3) По металлу границы сплавления с фланцем в направлении толщины проката:

$$\frac{N_w}{(k_f + 1,4) l_w} \leq R_{th} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c$$

где

$$R_{th} = 0,5 \cdot R_y = 0,5 \cdot 33,5 = 16,75 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right);$$

$$\frac{2889}{(12+1,4)(900-100)} \leq 16,75 \cdot 0,9 \cdot 1$$

$$0,269 \leq 15,075$$

Условие выполняется, прочность сварного шва обеспечена.

Для растянутого пояса подкрановой балки:

Принимаем, что фланец приваривается швами по всему периметру нижнего пояса подкрановой балки.

1) По металлу шва с учетом проплавления корня шва на 2 мм:

$$\frac{N_{f1}}{\beta_f (k_f + 2) l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c ,$$

где

$$R_{wz} = \frac{0,55 \cdot R_{wun}}{\gamma_{wn}} = \frac{0,55 \cdot 68,5}{1,35} = 24,04 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right);$$

					Лист
					78
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ

$$R_{wz} = \frac{0,55 \cdot R_{wun}}{\gamma_{wn}} = \frac{0,55 \cdot 68,5}{1,35} = 24,04 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right);$$

$$\frac{1867,9}{0,8(12+2)(770-40)} \leq 24,04 \cdot 0,9 \cdot 1$$

$$0,228 \leq 21,63$$

Условие выполняется, прочность сварного шва обеспечена.

2) По металлу границы сплавления с профилем:

$$\frac{N_{f1}}{\beta_z k_f l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c,$$

где

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 33,5 = 15,075 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right);$$

$$\frac{1867,9}{0,8 \cdot 12(770-40)} \leq 15,075 \cdot 0,85 \cdot 0,9$$

$$0,266 \leq 11,53$$

Условие выполняется, прочность сварного шва обеспечена.

3) По металлу границы сплавления с фланцем в направлении толщины проката:

$$\frac{N_{f1}}{(k_f + 1,4) l_w} \leq R_{th} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c$$

где

$$R_{th} = 0,5 \cdot R_y = 0,5 \cdot 33,5 = 16,75 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right);$$

$$\frac{1867,9}{(12+1,4)(770-40)} \leq 16,75 \cdot 0,9 \cdot 1$$

$$0,19 \leq 15,075$$

Условие выполняется, прочность сварного шва обеспечена.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
						79
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

2.5.3. Комбинированный фрикционно-фланцевый монтажный стык.

Рассчитаем комбинированный монтажный стык балки.

В растянутой и части сжатой зонах стенки балки применяем накладки, крепящиеся высокопрочными болтами. Стык нижнего растянутого пояса также выполняем на накладках и высокопрочных болтах. В сжатой зоне осуществляем фланцевое соединение и сопряжение, работающее на срез.

За неимением рационально-достоверных методов расчёта комбинированного стыка с учётом совместной работы различных типов соединений поступаем следующим образом: в фланцевая часть принимается конструктивно на основе предыдущего пункта, где предоставлен расчёт полно фланцевого стыка подкрановой балки. Также принимаем, что в растянутой зоне усилия, воспринимаемыми накладками, крепящимися на высокопрочных болтах, будут аналогичны усилиям при обычном монтажном стыке на накладках, поэтому принимаем те же конструктивные решения, что и в расчёте в п. 2.2.9, для нижнего пояса в полном объёме, для стенки, поскольку высота балки в месте стыка понижается, необходимо принять накладки меньшего размера и меньшее количество вертикальных рядов болтов. Часть соединения работающая на срез подвергается расчёту, но в итоге болты и их расположение принимается из конструктивных мер, поскольку расчётное количество болтов недостаточно для оптимальной работы и монтажа соединения.

Для расчёта комбинированного стыка необходимы значения усилий, возникающих (найжены ранее, см п. 2.2.9):

$$M = 10592 \text{ кН}\cdot\text{м} \text{ и } Q = 1047 \text{ кН}$$

						Лист
					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	81
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Фрикционное соединение

Стык стенки осуществляем высокопрочными болтами [10, табл. Г8], $d = 24$ мм, а стык поясов болтами диаметром $d = 20$ мм из стали 40Х «селект», имеющей $R_{bun} = 1078$ МПа - наименьшее временное сопротивление. Обработка поверхности – газопламенная, без консервации.

1. Стык нижнего пояса

Нижний пояс балки перекрываем двумя накладками сечением 140x20 мм и накладкой сечением 400x20 мм. Тогда площадь накладок составит:

$$A_{\text{накл.}} = 2 \cdot 0,8 \cdot 1,4 \cdot 2,0 + 0,8 \cdot 40 \cdot 2,0 = 108,8 \text{ см}^2 > A_r = 40 \cdot 2,4 = 96 \text{ см}^2$$

Для нижнего пояса принимаю 12 болтов М20. Болты ставятся на минимальном расстоянии друг от друга $(2,5...3) \cdot d = 20 \cdot 3 = 60$ мм - чтобы уменьшить размеры накладок. Расстояние от центра болта до края элемента равно $2d = 2 \cdot 20 = 40$ мм

2. Стык стенки:

Из конструктивных соображений стенку балки перекрываем двумя накладками сечением 2120x18 мм. Примем 11 рядов болтов по вертикали и 4 ряда болтов по горизонтали. Прочность стыка элементов, осуществляется за счет сил трения.

Монтажный стык балки показан на рисунке 2.33.

Соединение, работающее на срез

В переходной части (переход от фланца к фрикционному соединению) организовываются рёбра жёсткости, толщину которых принимаем равную толщине нижнего пояса $t = 24$ мм, ширину ребра принимаем также аналогичную НП балки $b = 400$ мм. Эти решения приняты из условий унификации. Данные рёбра жесткости(левая и правая части) соединяются болтами класс 8.8 [10, табл. Г5], $d = 20$ мм, из стали, имеющей $R_{bun} = 830$ МПа - наименьшее временное сопротивление. Обработка поверхности – газопламенная, без консервации. Класс точности соединения принимаем класс В [10, табл. Г6].

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		82

Для расчёта необходимы следующие данные:

- момент инерции соединяемых элементов:

$$J_f = 2445373 \text{ см}^4$$

- момент инерции всего сечения подкрановой балки с учётом дополнительных рёбер жёсткости:

$$J_c = J + J_f = 10944614 + 2445373 = 13389987 \text{ см}^4$$

- $R_{bs} = 330 \text{ МПа}$, $R_{bp} = 485 \text{ МПа}$ [10, табл. Г6].

- $n_s = 1$, $\gamma_b = 1$, $\gamma_c = 0,9$

$$M_f = \frac{M \cdot J_f}{J_c} = \frac{10592 \cdot 2445373}{13389987} = 1934 \text{ кНм}$$

$$N_f = \frac{M_f}{h_0} = \frac{193400}{659} = 294 \text{ кН}$$

Тогда:

- усилие, воспринимаемое болтом по прочности на срез:

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 33 \cdot 3,14 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 103,6 \text{ кН}$$

- усилие, воспринимаемое болтом по прочности на смятие:

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \Sigma t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 48,5 \cdot 22,4 \cdot 1 \cdot 0,9 = 209,5 \text{ кН}$$

Для окончательного расчёта берётся наименьшее значение из N_{bs} и N_{bp} :

$$n > \frac{N_f}{N_{bs} \cdot \gamma_c} = \frac{294}{103,6 \cdot 0,9} = 3,15$$

По расчёту принимаем 4 болта М20 класса 8.8.

Из конструктивных соображений принимаем расположение и количество болтов аналогичное соединению нажного пояса: 12 болтов М20 класса 8.8 (см рис. 2.33)

- катеты сварных швов для рёбер жёсткости $k_f = 10 \text{ мм}$.

Рёбра заводятся на расстояние 500 мм с каждой стороны (см. рис 2.33)

Фланцевое соединение

- материал фланца – сталь марки 14Г2АФ-15 по ТУ 14-105-465-82 с расчётным сопротивлением изгибу по пределу текучести $R_y = 368 \text{ МПа}$, толщина фланца принята равной $t = 40 \text{ мм}$.

										Лист
										83
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата						

АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ

- болты высокопрочные М24 [10, табл. Г8] из стали 40Х «селект», имеющей $R_{bun} = 1078 \text{ МПа}$ - наименьшее временное сопротивление. Расчётное усилие растяжения болта $B_p=422,7 \text{ кН}$, расчётное усилие предварительного натяжения болтов $B_0= 0,9 B_p = 380 \text{ кН}$. (Для сжатой зоны предварительное натяжение необязательно)

- катеты сварных швов по поясам и стенке $k_f = 12 \text{ мм}$.

Т.к. фланцевые соединения предназначены для работы на растяжение, а не на сжатие, то необходимости производить расчёт и подбор болтов нет.

Принимаем количество и расположение болтов на основе ранее рассчитанного полностью фланцевого монтажного стыка (см. п. 2.2.10), а также из конструктивных соображений, чтобы фланец был геометрически неизменяемым и удобным при монтаже. Принимаем 10 болтов М24 (см. рис. 2.33)

Для устройства швов принимаем автоматическую сварку с $d=1,4...2$ (мм), марка проволоки СВ-10ХГ2СМА, тип электрода – Э60.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		84

2.5.4. Сварной монтажный стык.

Данный тип монтажного стыка в данном курсовом проекте не подвергается расчёту. Все технические характеристики соединения соответствуют [13] и взяты из проекта ОАО Челябинский НИКТИСК.

Монтажная дуговая сварка выполняется по [14] электродами Э42, Э50 по [15]. Сборку и сварку монтажного стыка на сварке проводится при горизонтальном положении стенки двутавра. Последовательность сварки:

- подварка корня шва стенки снизу
- подварка корня шва поясов
- вышлифовка и вырубка корня со стороны разделки
- сварка стыка стенки со стороны разделки от середины к краям
- сварка стыков полок в произвольной очередности в вертикальном положении снизу вверх с обязательным выводом начала и конца на выводные технологические планки.

В стыковых швах стенки требуется зачистка переходной зоны и границы шва. Стыковые швы поясов подвергнуть механической обработке со снятием усиления заподлицо с основным металлом.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		86

2.5.5. Комбинированный фрикционно-сварной монтажный стык.

В мостовых балках обычно применяется комбинированное фрикционно-сварное решение для осуществления монтажных стыков. В данном случае стенка соединяется накладками, а пояса свариваются автоматом. Для обеспечения прохода приставки сварочного аппарата в стенке в районе поясов предусматриваются технологические вырезы. Данный тип стыка не применяется для большепролетной подкрановой балки в данном дипломном проекте, он не рассчитывается и не учитывается в экономическом сравнении. Представлен для ознакомительных целей. Устройство стыка представлено на рис. 2.35.

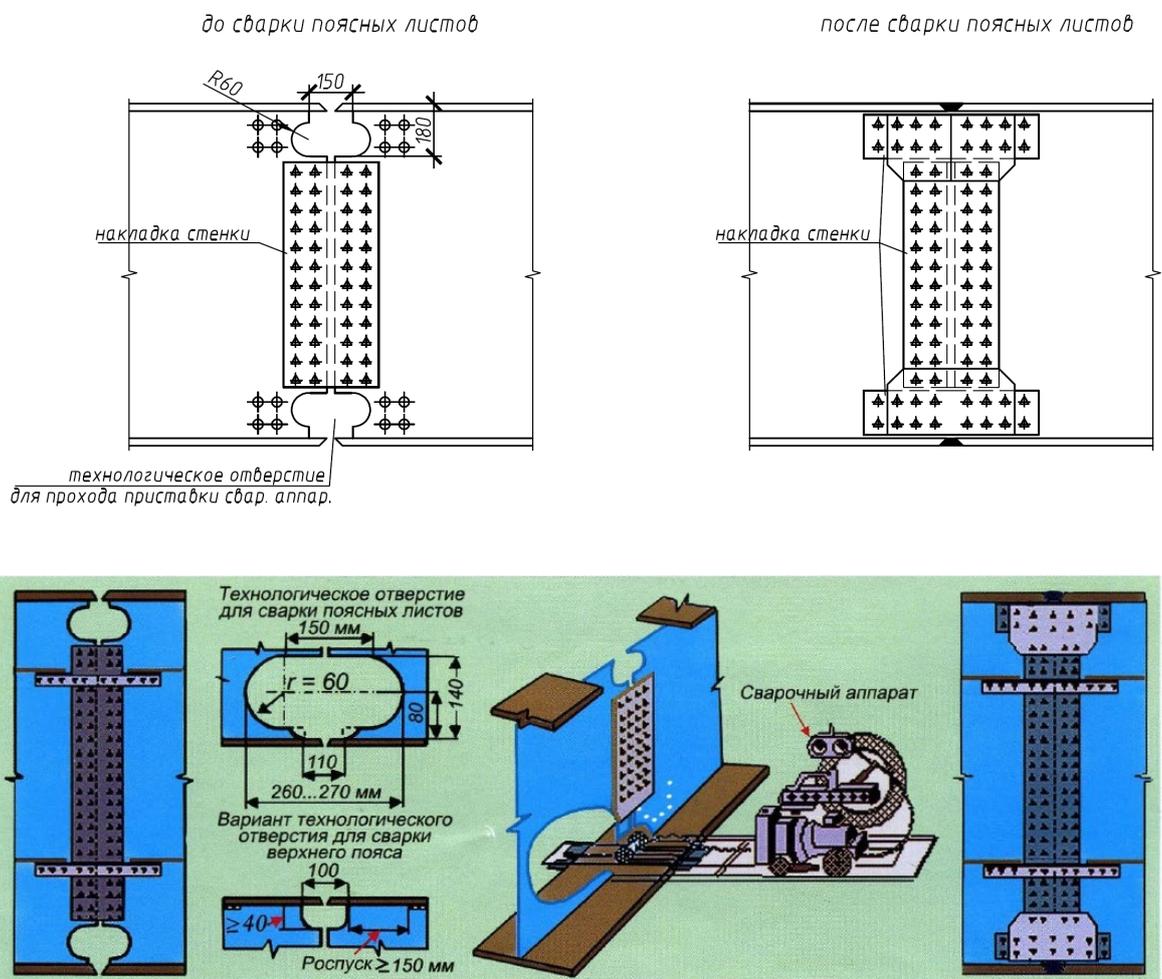


Рис. 2.35. Устройство фрикционно-сварного стыка в мостовых балках.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

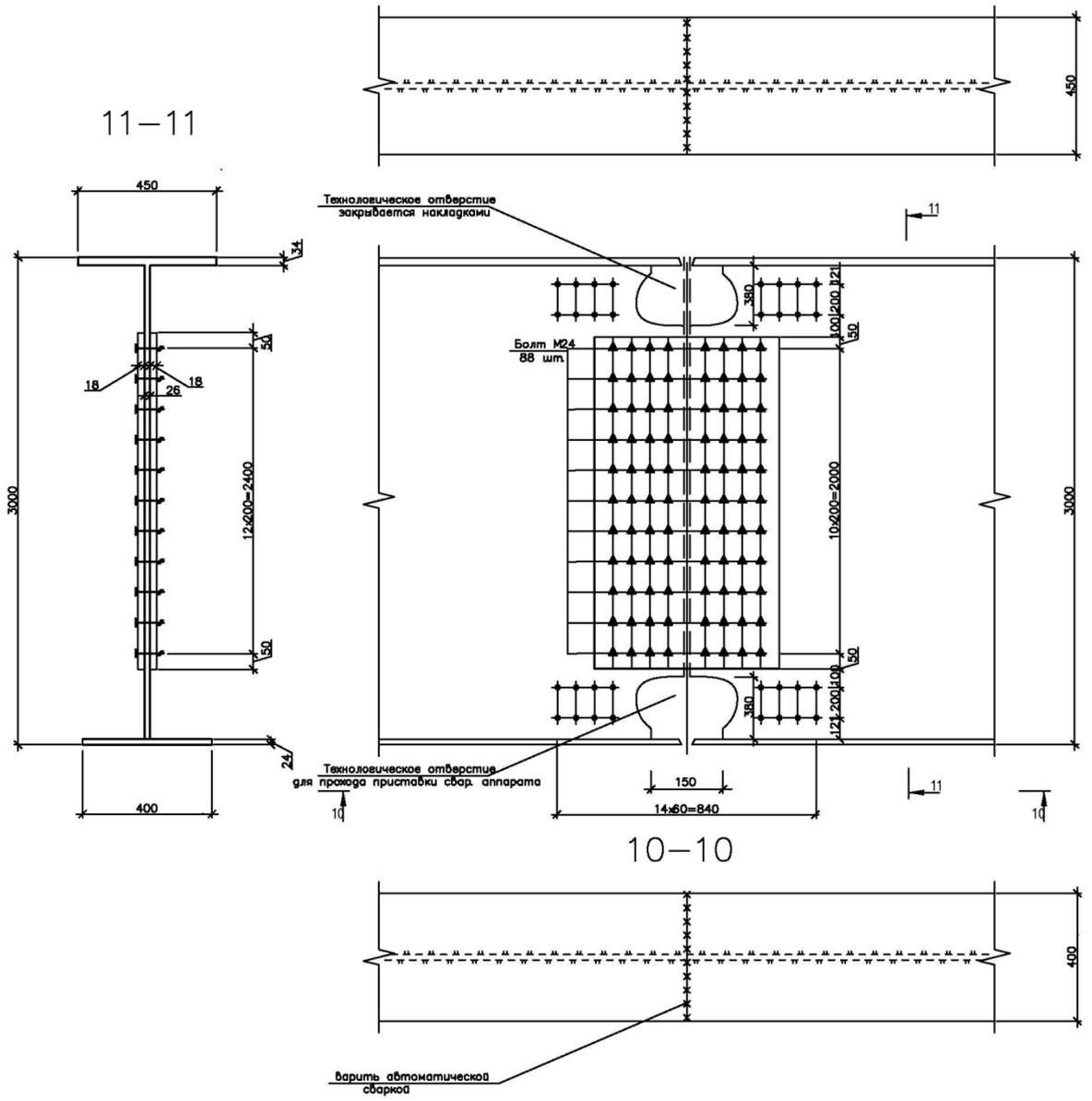


Рис. 2.36. Комбинированный фрикционно-сварной монтажный стык балки

2.6. Расчет фундамента под колонну среднего ряда.

2.6.1. Исходные данные.

Грунт основания – песок, имеет условное расчётное сопротивление $R_0 = 0,29 \text{ МПа}$. Средний удельный вес фундамента с засыпкой грунта на его обрезах $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ (усреднённая нагрузка от веса 1 м^3 фундамента и грунта на его уступах).

Определим расчетную глубину промерзания грунта для города Аша, согласно п.5.5.4 [11]:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 2,0 \cdot 0,7 = 1,4 \text{ м}$$

где: k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения.

Для наружных фундаментов отапливаемых сооружений, без подвала с полами устраиваемыми по грунту, коэффициент $k_h = 0,7$ при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении 10°C , примыкающем к наружным фундаментам,

$d_{fn} = 2,0 \text{ м}$ согласно [1] для города Аша.

Таким образом расчётная необходимая глубина заложения фундамента составляет 1400 мм без учета песчано-гравелистой подушки под подошвой фундамента. Истинная глубина заложения может быть больше и будет принята исходя из конструктивных требований при устройстве фундамента.

Принимаем из учёта конструктивных требований ориентировочную глубину заложения равную 2150 мм .

2.6.2 Определение размеров подошвы.

Нагрузка от стеновых панелей передается на фундамент через колонну.

В расчёте используются нормативные значения усилий, при чём искусственно берутся максимальные значения по усилиям из не выгоднейших различных РСУ, что идёт в запас. Для этого расчётные значения необходимо разделить на $1,15$. В итоге получим следующие нормативные значения:

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		90

$$\begin{cases} M_6^n = 518,79 \text{ кН} \cdot \text{м} \\ N_6^n = -5221,30 \text{ кН} \\ Q_6^n = -77,70 \text{ кН} \end{cases}$$

Расчётные усилия, действующие относительно оси симметрии в уровне подошвы фундамента (без учёта собственного веса фундамента и грунта на его уступах):

$$M^n = M_6^n + Q_6^n \cdot H_\phi = 518,79 + 77,70 \cdot 2,15 = 685,85 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$N^n = N_6^n = -5221,30 \text{ кН}$$

где H_ϕ – глубина заложения фундамента.

Необходимо выполнение условий:

$$\begin{cases} P_{cp} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_m \cdot h \leq R \\ P_{max} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_m \cdot h + \frac{6M}{b \cdot l^2} \leq 1,2R \\ P_{min} = \frac{N}{A_f} + \gamma_m \cdot h - \frac{M}{W_f} > 0 \end{cases}$$

Сделаем замену: $\frac{P}{R} = \gamma_R, m = \frac{b}{l} \Rightarrow b = m \cdot l$

Тогда система примет вид:

$$\begin{cases} \frac{N_n}{m \cdot l^2} + \gamma_m \cdot h + \frac{6M}{m \cdot l^3} \leq 1,2R \\ \frac{N_n}{m \cdot l^2} + \gamma_m \cdot h = \gamma_R \cdot R \end{cases}$$

Решая, совместно систему уравнений получим:

$$\varphi_1 \cdot \gamma_R^3 - \varphi_2 \cdot \gamma_R^2 + \varphi_3 \cdot \gamma_R - \varphi_4 = 0$$

где:

$$\varphi_1 = \frac{36e_0^2 \cdot m \cdot R}{N} = \frac{36 \cdot 0,11^2 \cdot (2/3) \cdot 290}{5221,3} = 0,0161$$

$$\varphi_2 = 1 + 3 \cdot \frac{\varphi_1 \cdot \gamma_m \cdot h}{R} = 1 + 3 \cdot \frac{0,0161 \cdot 20 \cdot 2,15}{290} = 1,007$$

$$\varphi_3 = 2,4 + 3 \cdot \varphi_1 \cdot \left(\frac{\gamma_m \cdot h}{R} \right)^2 = 2,4 + 3 \cdot 0,0161 \cdot \left(\frac{20 \cdot 2,15}{290} \right)^2 = 2,401$$

					Лист
					91
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ

Высоту ступеней назначаем $h_1 = h_2 = h_3 = 0,4 \text{ м}$

Высота подколоники: $h_{cf} = 2,1 - 0,4 - 0,4 - 0,4 = 0,9 \text{ м}$

При отсутствии бетонной подготовки толщина защитного слоя бетона должна быть не менее 70мм. Принимаем $a = 80 \text{ мм}$

Полезная высота первой ступени $h_{01} = 400 - 80 = 320 \text{ мм}$

Определяем длину свеса ступени $c_1 < \varphi_1 \cdot h_{01} = 3 \cdot 320 = 960 \text{ мм}$

Принимаем $c_1 = 600 \text{ мм}$, $c_2 = c_3 = 550 \text{ мм}$, тогда

$$l_1 = 5400 - 2 \cdot 600 - 2 \cdot 550 - 2 \cdot 550 = 2000 \text{ мм}$$

$$b_1 = 3900 - 6 \cdot 450 = 1200 \text{ мм}$$

Итого имеем три ступени и подколонику общей высотой 2100 мм.

2.6.3. Расчет на продавливание.

Принимаем, что фундамент заливается из бетона марки В15, который имеет следующие характеристики.

Расчетное сопротивление бетона В20 с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 1,1$
 $R_b = 11,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$, $E = 23000 \text{ Мпа}$ согласно таблице 6.8 [9].

Высота ступеней составляет:

$$h_b = H_f - h_{cf} = 2100 - 900 = 1200 \text{ мм.}$$

Рабочая высота дна стакана:

$$h_{0b} = 1,2 - 0,08 = 1,12 \text{ м}$$

$$b_m = b_h + h_{0b} = 0,3 + 1,12 = 1,42 \text{ м}$$

Площадь грани пирамиды продавливания:

$$A_{f0} = 0,5 \cdot b \cdot (l - l_n - 2 \cdot h_{0b}) - 0,25 \cdot (b - b_n - 2 \cdot h_{0b})^2 = \\ 0,5 \cdot 3,9 \cdot (5,4 - 1,4 - 2 \cdot 1,12) - 0,25 \cdot (3,9 - 0,3 - 2 \cdot 1,12)^2 = 2,97 \text{ м}^2$$

Проверяем условие:

$$N \leq \frac{b \cdot l}{A_{f0}} \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_{0b}$$

$$6004,48 \text{ кН} < \frac{3,9 \cdot 5,4}{2,97} \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 1,42 \cdot 1,12 = 10150 \text{ кН}$$

Условие выполняется.

									Лист
									93
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата					

АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ

2.6.4. Расчёт на раскалывание.

Проверка на раскалывания:

Необходимо выполнения два условия:

$$N \leq \mu m_f \left(1 + \frac{b_c}{h_c}\right) A_{fl} R_{bt}$$

Где:

$\mu = 0,75$ - коэффициент трения бетона по бетону согласно [9],

$m_f = 1,3$ - коэффициент, учитывающий совместную работу фундамента

с грунтом согласно [9].

$$A_{fb} = 0,4 \cdot 3,9 + 0,4 \cdot 3 + 0,4 \cdot 2,1 + 1,2 \cdot 0,9 - 0,8 \cdot 0,9 = 3,96 \text{ м}^2$$

$$A_{fl} = 0,4 \cdot 5,4 + 0,4 \cdot 4,2 + 0,4 \cdot 3,1 + 2 \cdot 0,9 - 1,5 \cdot 0,9 = 5,53 \text{ м}^2$$

$$A_{fb} = 0,3 \cdot 4,5 + 0,3 \cdot 3,2 + 0,9 \cdot 2 = 4,11 \text{ м}^2,$$

$$A_{fl} = 0,3 \cdot 3 + 0,3 \cdot 2,1 + 0,9 \cdot 1,2 = 2,61 \text{ м}^2,$$

Где:

A_{fb} и A_{fl} - площади вертикальных сечений фундамента в плоскостях, проходящих по осям сечения колонны параллельно соответственно с сторонам b и l подошвы фундамента, за вычетом площади стакана фундамента.

Проверяем условие:

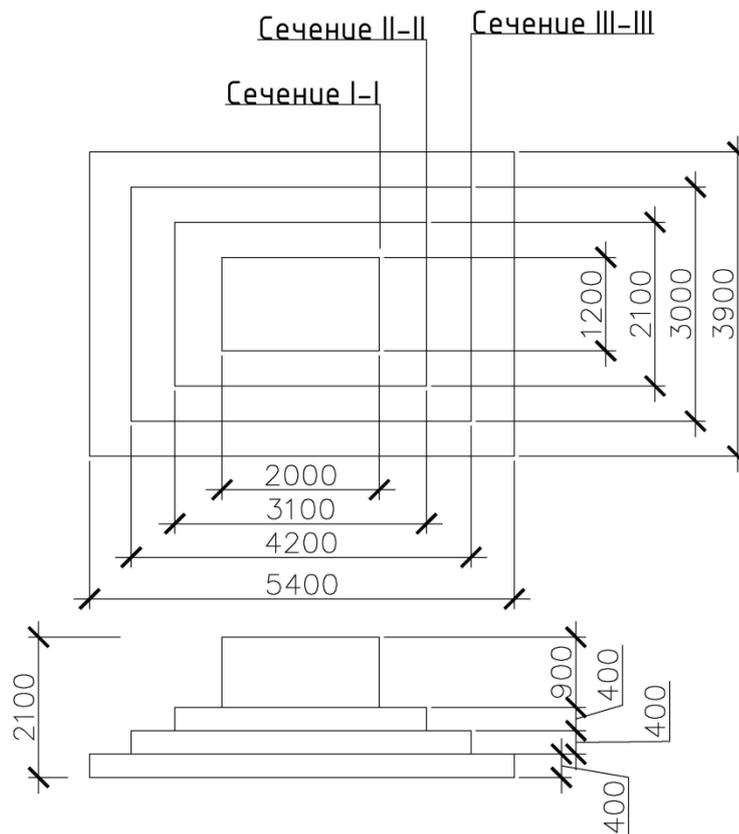
$$6004,48 \text{ кН} \leq 0,75 \cdot 1,3 \cdot \left(1 + \frac{0,3}{1,4}\right) \cdot 5,53 \cdot 0,9 \cdot 10^3 = 6585,6 \text{ кН}$$

Условие выполняется.

2.6.5. Расчёт арматуры подошвы.

Армирование подошвы производим арматурой А-400 с $R_s = 390$ МПа согласно [12]. Определим давление на грунт фундамента в сечении I-I, II-II, III-III (рис 2.35).

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
						94
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		



253 кН/м²  316 кН/м²

Рис. 2.37. К расчёту арматуры подошвы.

$$P_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{6004,5}{3,9 \cdot 5,4} + \frac{596,61}{18,9} = 316,7 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = \frac{6004,5}{3,9 \cdot 5,4} - \frac{596,61}{18,9} = 253,5 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_{I-I} = 296 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_{II-II} = 303 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_{III-III} = 309 \text{ кН/м}^2.$$

Определим изгибающие моменты в принятых сечениях на 1 погонный метр ширины фундамента:

$$M_{I-I} = \frac{l - l_c}{24} \cdot (P_I + 2 \cdot P_{\max}) = \frac{5,4 - 2}{24} \cdot (296 + 2 \cdot 316) = 131,4 \text{ кНм};$$

$$M_{II-II} = \frac{l - l_{cf}}{24} \cdot (P_{II} + 2 \cdot P_{\max}) = \frac{5,4 - 3,1}{24} \cdot (303 + 2 \cdot 316) = 89,6 \text{ кНм};$$

$$M_{III-III} = \frac{l - l_{cf}}{24} \cdot (P_{III} + 2 \cdot P_{\max}) = \frac{5,4 - 4,2}{24} \cdot (309 + 2 \cdot 316) = 47,05 \text{ кНм};$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		95

Определим площадь требуемого поперечного сечения арматуры:

$$A_{s,I} = \frac{M_{I-I}}{R_s \cdot 0,9 \cdot h_{0,I}} = \frac{131,4 \cdot 100}{39 \cdot 0,9 \cdot 112} = 3,34 \text{ см}^2$$

$$A_{s,II} = \frac{M_{II-II}}{R_s \cdot 0,9 \cdot h_{0,II}} = \frac{89,6 \cdot 100}{39 \cdot 0,9 \cdot 72} = 3,54 \text{ см}^2$$

$$A_{s,III} = \frac{M_{III-III}}{R_s \cdot 0,9 \cdot h_{0,III}} = \frac{47,05 \cdot 100}{39 \cdot 0,9 \cdot 32} = 4,19 \text{ см}^2$$

Принимаем шаг арматуры 200 мм. Тогда на 1 погонный метр будет приходиться по 5 стержней. Найдём требуемую площадь одного стержня. Для сечения I-I площадь составит $A_{s,I-I} = 0,67 \text{ см}^2$, для сечения II-II площадь составит $A_{s,II-II} = 0,71 \text{ см}^2$, для сечения III-III площадь составит $A_{s,III-III} = 0,82 \text{ см}^2$. Принимаем для армирования подколонника (верхней части первой ступени) и второй ступени сетку из стержней $\varnothing 10$ А-400 с шагом 200мм, а для армирования третьей(нижней) ступени фундамента сетку из $\varnothing 12$ А-400 с тем же шагом 200 мм. Данный шаг стержней принят в обоих направлениях.

В качестве примера на рисунке 2.36 приведена схема армирования нижней ступени.

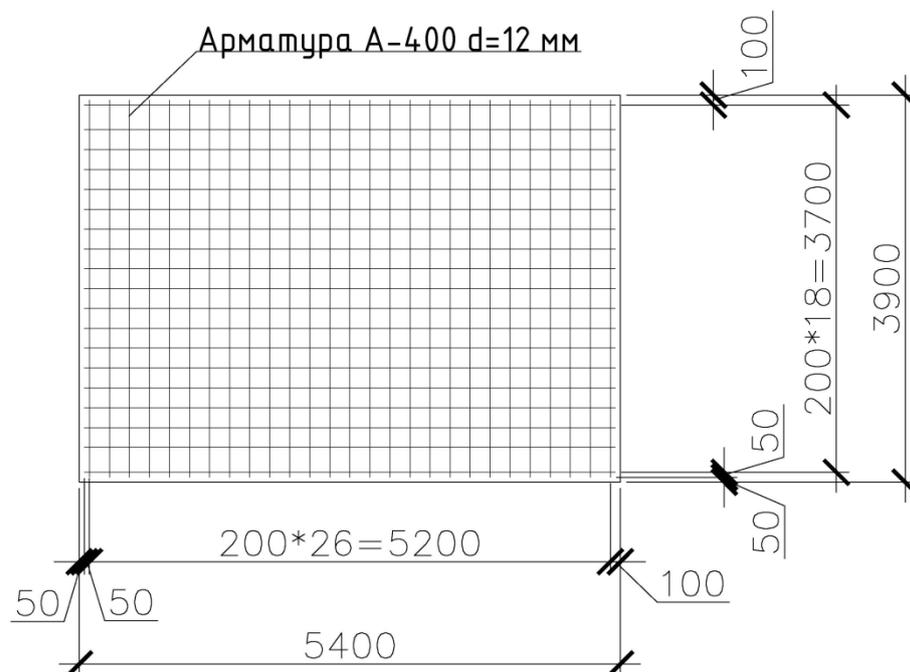


Рис. 2.38. Армирование нижней ступени.

					Лист
					96
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ

3. Технология строительного производства.

3.1. Технологическая карта на монтаж подкрановой балки.

3.1.1. Описание объекта строительства.

Удлиняемая часть листопрокатного цеха Ашинского металлургического завода имеет 3 пролёта по 27 м. Размеры здания в плане по осям составляют 81х72м. Шаг колонн смешанный, поэтому под мостовые краны запроектированы различные по пролёту конструкции (подкрановые балки).

Максимально нагруженная и имеющая наибольший пролёт в 30м подкрановая балка находится в первом пролёте по ряду Б, между осями 3 и 9. Данная конструкция обеспечивает движение вдоль цеха двух наиболее тяжёлых кранов с режимом работы К7: грузоподъёмность первого крана составляет $Q = 50/10m$, второго – $Q = 30/5m$.

Подкрановая балка представляет собой сварную стальную конструкцию двутаврового сечения, высотой 3050 мм. Поскольку длина подкрановой балки составляет 30м, то для возможности транспортировать её она поделена на три отправочные марки по 10 м каждая. Перед монтажом подкрановой балки производится укрупнительная сборка отправочных марок на сборочном стенде.

3.1.2. Календарное планирование объекта строительства.

Для того чтобы запланировать последовательность и сроки выполнения работ при строительстве объекта разрабатывается график производства работ.

Линейный график производства работ описывает развитие строительного производства во времени на основе рассчитанных объёмов работ и применяемых организационно-технологических решений. Этот график отображает последовательность и сроки выполнения общестроительных, монтажных и специальных работ при удлинении цеха. При построении графика производства работ осуществляется взаимная увязка сроков выполнения отдельных видов строительных работ, также учитывается состав и количество основных ресурсов, количество рабочих

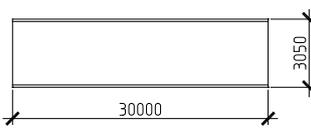
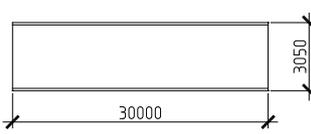
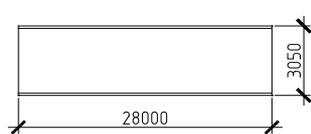
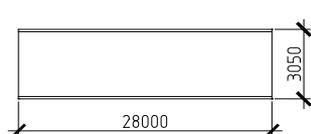
					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		98

звеньев или бригад, основных машин и оборудования и специфические условия строительства.

Расчёт графика основывается на [17].

3.1.3. Ведомость элементов сборных конструкций

Таблица 3.1. Ведомость элементов сборных конструкций.

Наименование	Марка	Эскиз	Размеры, м	Масса, т	Кол. шт.
Подкрановая балка	ПБ-1		30x3,05x0,71	19,52	1
Подкрановая балка	ПБ-2		30x3,05x0,42	15,6	1
Подкрановая балка	ПБ-3		28x3,05x0,71	20,7	1
Подкрановая балка	ПБ-4		28x3,05x0,42	14,6	1

3.1.4. Ведомость объёмов работ.

Таблица 3.2. Ведомость объёмов работ.

Наименование работ	Единицы измерений	Марка конструкции	Объем	
1. Укрупнительная сборка	1 эл.	ПБ-1	3	
	на 1 т.		26,2	
2. Постановка болтов	100 шт.		2,92	
3. Установка средств подмащивания	1 шт.		2	
4. Временное усиление конструкции	1 эл.		2	
	на 1 т.		1,6	
5. Монтаж конструкции	1 шт.		1	
	на 1 т.		26,2	
6. Укрупнительная сборка	1 эл.		ПБ-2	3
	на 1 т.			18,6
7. Постановка болтов	100 шт.	2,92		
8. Установка средств подмащивания	1 шт.	2		
9. Временное усиление конструкции	1 эл.	2		
	на 1 т.	1,6		
10. Монтаж конструкции	1 эл.	1		
	на 1 т.	18,6		
11. Укрупнительная сборка	1 эл.	ПБ-3		3
	на 1 т.			23,7
12. Постановка болтов	100 шт.		2,92	
13. Установка средств подмащивания	1 шт.		2	
14. Временное усиление	1 эл.		2	
	на 1 т.		1,6	
15. Монтаж конструкции	1 эл.		1	
	на 1 т.		23,7	
16. Укрупнительная сборка	1 эл.		ПБ-4	3
	на 1 т.			17,6
17. Постановка болтов	100 шт.	2,92		
18. Установка средств подмащивания	1 шт.	2		
19. Временное усиление	1 эл.	2		
	на 1 т.	1,6		
20. Монтаж конструкции	1 шт.	1		
	на 1 т.	17,6		

3.1.5. Калькуляция трудозатрат.

Калькуляция трудозатрат составляется на основании таблицы 3.2. «Ведомость объёмов работ».

Место строительства г. Аша. Месяц строительства – июнь.
Температурная зона места строительства – 4. Группа работ – III.

Продолжительность работ определим по формуле:

$$T = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{N_{вр} \cdot V}{8}$$

где:

k_1 – коэффициент, учитывающий производство работ в сложных условиях. Согласно п.14 [18] $k_1=1$.

$k_2=1$ – коэффициент, учитывающий работы, выполняемые в зимних условиях, принимается в зависимости от температурной зоны и группы работ.

k_3 – коэффициент, учитывающий особенности технологии работ. Согласно [17] принимаем $k_3=1$.

В качестве примера приведём расчёт продолжительности работ по монтажу подкрановой балки ПБ-1

1. Укрупнительная сборка:

$$T_{ум} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{1,4 \cdot 3}{8} = 0,53 \text{ чел-см};$$

$$T_{лм} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,92 \cdot 26,2}{8} = 3,01 \text{ чел-см}$$

2. Постановка болтов:

$$T_x = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{9,76 \cdot 2,92}{8} = 3,56 \text{ чел-см};$$

3. Установка средств подмащивания:

$$T_{ум} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,17 \cdot 2}{8} = 0,53 \text{ чел-см};$$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		101

4. Временное усиление:

$$T_{ум} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{1,4 \cdot 2}{8} = 0,35 \text{ чел-см};$$

$$T_{1м} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,92 \cdot 1,6}{8} = 0,18 \text{ чел-см};$$

5. Монтаж конструкции:

$$T_{ум} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{1,7 \cdot 1}{8} = 0,21 \text{ чел-см};$$

$$T_{1м} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{0,71 \cdot 26,2}{8} = 2,36 \text{ чел-см};$$

Таблица 3.3. Калькуляция трудозатрат.

Наименование работ	Ед. изм.	Марка конструкций	ЕНиР	Затрат машин. времени		Затраты труда		Продолжительность, см	
				$H_{вр}$ Маш	Ма ш- см	$H_{вр}$	T		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
1. Укрупнительная сборка	1 эл.	ПБ-1	Е5-1-3	0,28	0,11	1,4	0,53	0,7	
	на 1 т.			0,18	0,59	0,92	3,01		
2. Постановка болтов	100 шт.		Е5-1-19	-	-	9,76	3,56	1,78	
3. Установка средств подмащивания	1 эл.		Е5-1-2	0,17	0,04	0,34	0,09	0,05	
4. Временное усиление конструкции	1 эл.		Е5-1-3	0,28	0,07	1,4	0,35	0,11	
	на 1 т.				0,18	0,04	0,92		0,18
5. Монтаж конструкции	1 эл.		Е5-1-8	0,34	0,04	1,7	0,21	0,5	
	на 1 т.				0,14	0,46	0,71		2,36
6. Укрупнительная сборка	1 эл.		ПБ-2	Е5-1-3	0,28	0,11	1,4	0,53	0,53
	на 1 т.				0,18	0,42	0,92	2,14	
7. Постановка болтов	100 шт			Е5-1-19	-	-	9,76	3,56	1,78
8. Установка средств подмащивания	1 эл.			Е5-1-2	0,17	0,04	0,34	0,09	0,05
9. Временное усиление конструкции	1 эл.			Е5-1-3	0,28	0,07	1,4	0,35	0,11
	на 1 т.					0,18	0,04	0,92	
10. Монтаж конструкции	1 эл.			Е5-1-8	0,34	0,04	1,7	0,21	0,37
	на 1 т.	0,14				0,33	0,71	1,65	
11. Укрупнительная сборка	1 эл.	ПБ-3		Е5-1-3	0,28	0,11	1,4	0,53	0,64
	на 1 т.				0,18	0,53	0,92	2,73	
12. Постановка болтов	100 шт			Е5-1-19	-	-	9,76	3,56	1,78
13. Установка средств подмащивания	1 эл.			Е5-1-2	0,17	0,04	0,34	0,09	0,05
14. Временное усиление	1 эл.			Е5-1-3	0,28	0,07	1,4	0,35	0,11
	на 1 т.					0,18	0,04	0,92	
15. Монтаж конструкции	1 эл.			Е5-1-8	0,34	0,04	1,7	0,21	0,46
	на 1 т.		0,14			0,42	0,71	2,1	

16. Укрупнительная сборка	1 эл.	ПБ-4	E5-1-3	0,28	0,11	1,4	0,53	0,51
	на 1 т.			0,18	0,4	0,92	2,02	
17. Постановка болтов	100 шт		E5-1-19	-	-	9,76	3,56	1,78
18. Установка средств подмащивания	1 эл.		E5-1-2	0,17	0,04	0,34	0,09	0,05
19. Временное усиление	1 эл.		E5-1-3	0,28	0,07	1,4	0,35	0,11
	на 1 т.			0,18	0,04	0,92	0,18	
20. Монтаж конструкции	1 эл.		E5-1-8	0,34	0,04	1,7	0,21	0,35
	на 1 т.			0,14	0,31	0,71	1,56	

3.1.6. График производства работ.

График производства работ строится, основываясь на данные таблицы 3.3. «Калькуляция трудозатрат».

Для монтажа подкрановых балок принимается комплексная бригада состоящая из 5 человек. Состав бригады следующий:

- монтажники конструкций 6 разряда – 1 человек;
- монтажники конструкций 5 разряда – 1 человек;
- монтажники конструкций 4 разряда – 2 человек;
- монтажники конструкций 3 разряда – 1 человек;

С данной бригадой работает машинист 6 разряда.

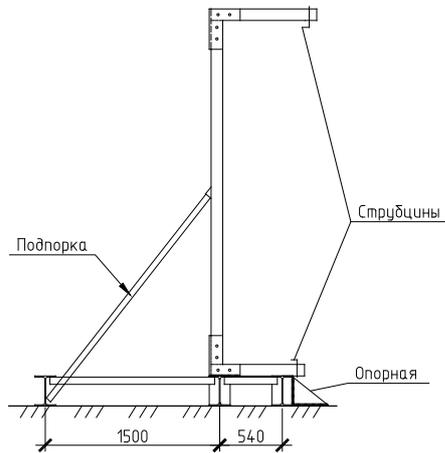


Рис. 3.2. С-образный держатель.

После установки стенда в рабочее положение и его выверки начинают подавать отправочные марки краном. Отправочные марки заводят в разобранный держатель (рис.3.3.а) в вертикальном положении. После того как установили отправочную марку в держатель, закрывается его верхняя часть. Между нижней и верхней полкой подкрановой балки устанавливается подкладка, затем подкрановая балка фиксируется прижимными струбцинами (рис.3.3.б). Удостоверившись в надёжности закрепления подают следующую отправочную марку.

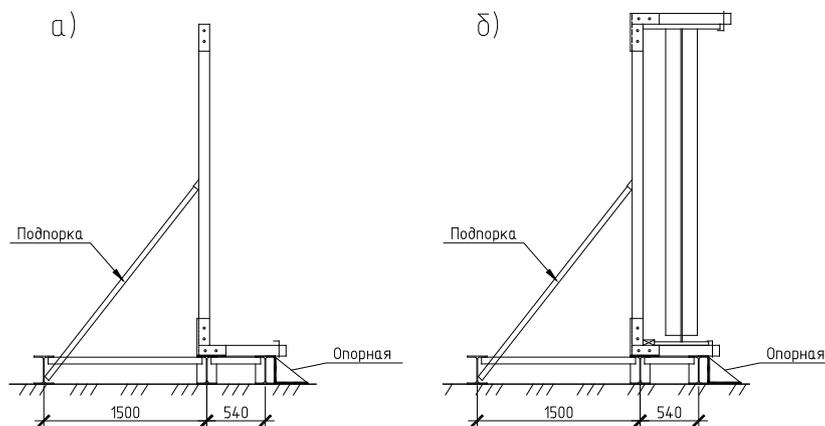


Рис. 3.3. Положения держателя.

а – держатель открыт, б – держатель закрыт.

Строповка отправочных марок осуществляется при помощи 4 захватов КР-3,2 прикреплённых к крюку крана при помощи подстропков ВК-4-3,2. Схема строповки отправочных марок показана на рис.3.4.

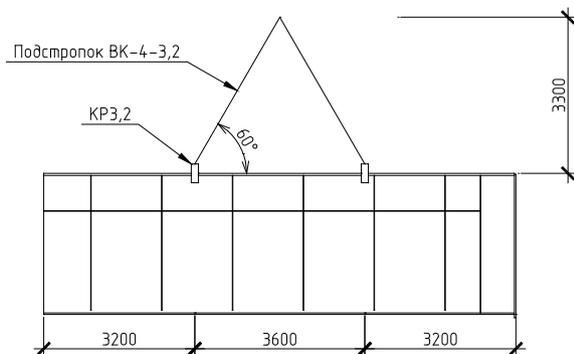


Рис. 3.4. Схема строповки отправочных марок.

После укладки первой отправочной марки на стенд производится зачистка стыкуемых поверхностей балки от грязи и ржавчины при помощи щётки с металлическим ворсом.

Далее подают вторую отправочную марку. После того как её установят на стенд, в месте стыка также производится очистка от грязи и ржавчины при помощи щётки. После этого торцы отправочных марок совмещаются друг с другом вплотную для полного прилегания фланцев друг к другу. При совмещении торцов следят за тем, чтобы стенки и полки балок находились в одной плоскости, затем производят окончательное закрепление отправочных марок при помощи струбцин, чтобы исключить вертикальное и горизонтальное смещение.

После укладки и выверки трёх отправочных марок начинают постановку болтов. Перед началом постановки высокопрочных болтов все накладки фиксируют и стягивают болтами нормальной прочности. После того как стык будет надёжно зафиксирован болтами нормальной прочности начинают постановку высокопрочных болтов. Болты затягиваются до проектного усилия динамометрическим ключом.

Установку накладок начинают с нижнего пояса, а затем переходят на стенку. Затем ставятся болты, соединяющие фланцы между собой.

Укрупнительной сборкой балки занимаются две бригады монтажников, каждая бригада состоит из двух человек.

После завершения укрупнительной сборки подкрановой балки производится очистка от грязи и ржавчины отверстий под монтажные болты,

а также опорное ребро балки. После производят зачистку под монтажные болты на консоли колонны, а также сама консоль.

Перед подъёмом балки, по её бокам делают временное усиление из горячекатаного двутавра №30. Строповка подкрановой балки осуществляется при помощи траверсы в виде балки. Схема строповки балки приведена на рисунке 3.5.

Траверса выполнена из двутавровой балки длиной 15 метров, к которой прикреплены стропы с захватами в четырёх местах. Захваты КР-3,2 крепят к верхней полке подкрановой балки. Т.к. крайние стропы закреплены под углом, чтобы исключить соскальзывание захватов к верхней полке балки подвариваются уголки 100x100x7 мм $l = 200$ мм. (рис. 3.6).

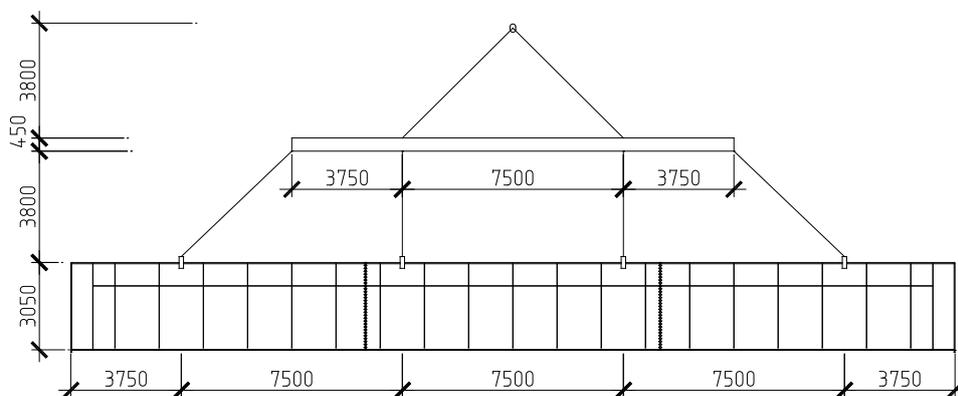


Рис. 3.5. Строповка подкрановой балки.

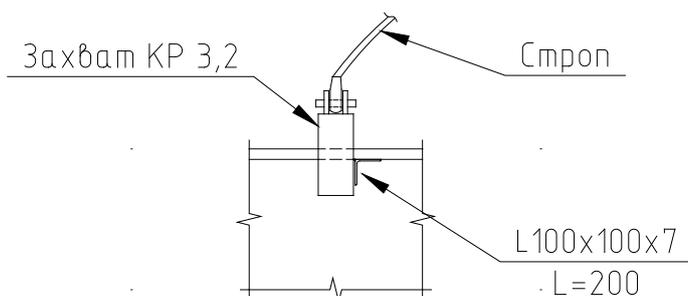


Рис. 3.6. Установка захвата.

До начала подъёма к подкрановой балки прикрепляют 2 оттяжки, при помощи которых корректируют направление движения конструкции при её подъёме. После строповки подкрановую балку поднимают на высоту 0,2-0,3 м над уровнем земли, тем самым проверяя равномерность натяжения стропов, устойчивость крана и действие тормозов, только после этого подаётся сигнал к подъёму. Подняв балку выше консоли колонны на 0,5 м, её

										Лист
										107
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ					

заводят на место установки, постепенно опуская на высоту 0,1-0,15 м от опорной поверхности. Ориентируя по рискам, балку устанавливают в проектное положение, после этого закрепляют нижнюю полку болтами, а верхнюю полку связывают с надкрановой частью колонны через металлическую пластину. Затем производят расстроповку подкрановой балки.

Чтобы обеспечить устойчивость нижнего пояса подкрановой балки сваривается ферма из уголков, которые подаются россыпью. Чтобы обеспечить устойчивость верхнего пояса, устраивается тормозная конструкция, которая представляет собой стальной лист, приваренный к верхним полкам двух смежных подкрановых балок с нахлестом на полки 100 мм.

3.2. Расчёт вспомогательных и грузозахватных приспособлений.

3.2.1. Расчёт траверсы.

Поскольку длина монтируемого элемента составляет 30 метров, то необходимо при его подъёме использовать траверсу.

Траверса представляет собой жёсткое грузозахватное приспособление, предназначенное для подъема крупногабаритного и длинномерного оборудования и конструкций. Она изготавливается сплошного сечения в виде одиночных двутавров, швеллеров различных размеров, а также бывает сквозного сечения – в виде ферм. В практике монтажа оборудования применяются траверсы двух типов – работающие на сжатие и на изгиб.

Масса траверсы обычно составляет весьма незначительную долю от массы поднимаемого груза, поэтому в практических расчётах изгибающим моментом в траверсе от её собственной массы можно пренебречь.

Примем траверсу, работающую на изгиб. Расчет траверсы будем производить для подкрановой балки имеющей максимальную массу.

Для равномерного распределения нагрузки от подкрановой балки на стропы, строповка будет осуществляться способом показанным на рисунке 3.5.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		108

Построим эпюру изгибающих моментов и поперечной силы в траверсе.

Наибольшая масса подкрановой балки составляет 26212 кг или 262,12 кН. Равномерно распределенная расчетная нагрузка с учетом коэффициентов запаса составит:

$$q = \frac{G}{l} \cdot \kappa_n \cdot \kappa_d = \frac{262,1}{30} \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 10,6 \text{ кН/м}$$

где: $G = 262,12 \text{ кН}$ – вес подкрановой балки;

$l = 30 \text{ м}$ – длина подкрановой балки;

$\kappa_n = 1,1$ – коэффициент перегрузки;

$\kappa_d = 1,1$ – коэффициент динамичности.

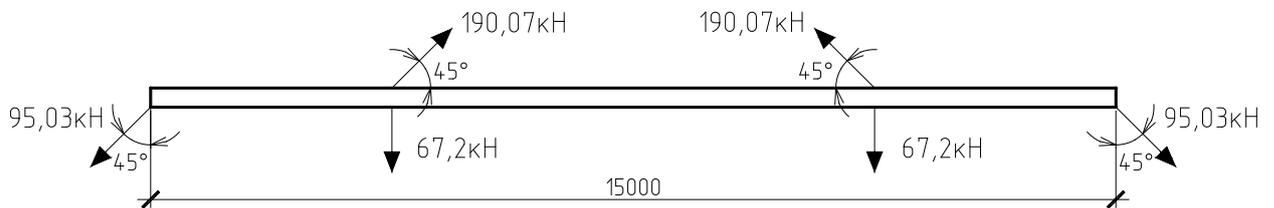


Рис. 3.7. Схема приложения нагрузок на траверсу.



Рис. 3.8 Эпюра M_x

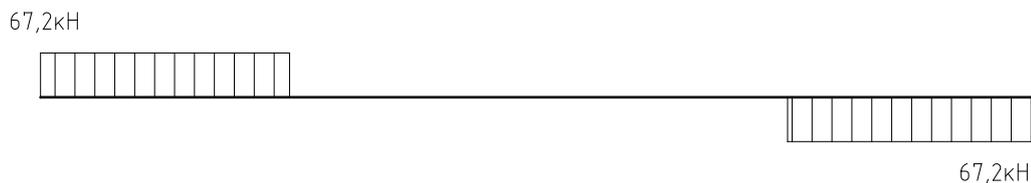


Рис. 3.9. Эпюра Q_y

Вычислим требуемый момент сопротивления поперечного сечения траверсы:

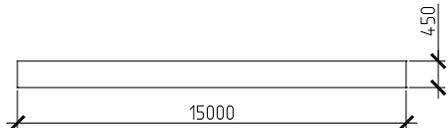
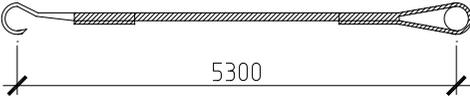
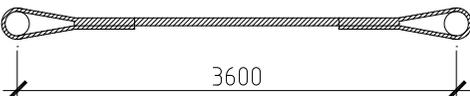
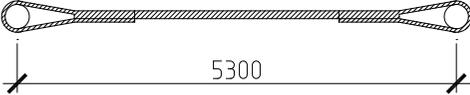
$$W = \frac{M_{max}}{R_y} = \frac{25200}{24} = 1050 \text{ см}^3$$

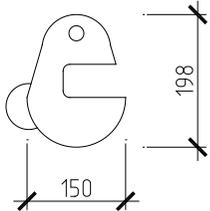
Согласно [19] для траверсы принимаем горячекатанный двутавр № 45 с моментом сопротивления $W = 1231 \text{ см}^3$.

Проверим сечение траверсы на срез по касательным напряжениям:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_x}{b \cdot I_x} \leq R_s$$

					Лист
					109
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ

Наименование	Эскиз	Технологические параметры					Кол-во	
		Конструкции			Приспособление			
		Вид	Масса, т	Габарит, м	Вид	Масса, кг		Габарит, м
1. Траверса ТР		ПБ1	26,2	30x3,05x0,71	№30	997,5	15x0,45x0,18	1
		ПБ2	18,6	30x3,05x0,42				
		ПБ3	23,7	28x3,05x0,71				
		ПБ4	17,6	28x3,05x0,42				
2. Строп		ПБ1	26,2	30x3,05x0,71	-	39,1	L=5300 мм, Ø45 мм.	2
		ПБ2	18,6	30x3,05x0,42				
		ПБ3	23,7	28x3,05x0,71				
		ПБ4	17,6	28x3,05x0,42				
3. Подстропок		ПБ1	26,2	30x3,05x0,71	-	5,2	L=3600 мм, Ø19,5 мм.	4
		ПБ2	18,6	30x3,05x0,42				
		ПБ3	23,7	28x3,05x0,71				
		ПБ4	17,6	28x3,05x0,42				
		Отправочные марки подкрановых балок						
4. Подстропок		ПБ1	26,2	30x3,05x0,71	-	9,4	L=5300 мм, Ø22 мм.	4
		ПБ2	18,6	30x3,05x0,42				
		ПБ3	23,7	28x3,05x0,71				
		ПБ4	17,6	28x3,05x0,42				

5. Захват КР-3,2		ПБ1	26,2	30x3,05x0,71	-	40	0,2x0,15x0,06	8
		ПБ2	18,6	30x3,05x0,42				
		ПБ3	23,7	28x3,05x0,71				
		ПБ4	17,6	28x3,05x0,42				
		Отправочные марки подкрановых балок						

3.2.2. Расчёт временного усиления подкрановой балки.

При подъёме конструкции, при помощи траверсы, в подкрановой балке возникает усилие сжатия, равное:

$$N = 95,03 \cdot \cos 45^\circ = 67,2 \text{ кН}$$

Проверим устойчивость подкрановой балки в процессе монтажа. Для сохранения устойчивости, необходимо выполнение следующего условия:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y$$

где: A – площадь сечения подкрановой балки

φ – коэффициент продольного изгиба.

Определим коэффициент продольного изгиба φ . Для этого найдем радиус инерции:

$$i = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{39050}{1014}} = 6,2 \text{ см}$$

где: $I_y = 39050 \text{ см}^3$ - момент инерции сечения подкрановой балки.

A – площадь сечения подкрановой балки.

Вычислим гибкость сжатой части подкрановой балки

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2250}{6,2} = 189 > \lambda_{\text{lim}} = 120 \quad \Rightarrow \quad \varphi = 0,124$$

$$\sigma = \frac{67,2}{0,124 \cdot 1014} = 0,53 \text{ кН / см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 31,5 \cdot 0,95 = 29,9 \text{ кН / см}^2$$

Условие не выполняется, следовательно во время монтажа подкрановая балка потеряет устойчивость, чтобы этого не произошло необходимо произвести временное усиление конструкции для исключения чрезмерного выгиба подкрановой балки из плоскости.

Для временного усиления примем два двутавра №30 по [19], которые крепятся с двух сторон к вертикальным ребрам подкрановой балки.

Масса одного двутавра составит $m = 36,5 \cdot 22,5 = 821 \text{ кг}$

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		113

3.3. Выбор монтажного крана.

Выбор крана для выполнения работ по возведению здания или сооружения осуществляется в два этапа. На первом этапе, исходя из габаритов возводимого здания, максимальной массы сборного элемента и его расположения на плане, размеров строительной площадки выбирают краны, которые по своим техническим характеристикам могут обеспечить выполнение технологических операций и процессов. На втором этапе выбирают конкретную модель крана на основе выполненного расчёта необходимых параметров крана.

Поскольку возводимый объект является промышленным одноэтажным зданием, то целесообразно использовать гусеничный кран, которому не требуются при работе выносные опоры.

Рассчитаем требуемую высоту подъема для монтажа подкрановых балок:

$$H = h_0 + h_3 + h_9 + h_c = 6,7 + 0,5 + 3,0 + 8,0 = 18,2 \text{ м}$$

где: h_0 – отметка опорной части консоли колонны;

h_3 – запас по высоте;

h_9 – высота элемента;

h_c – высота строповки.

Рассчитаем требуемую грузоподъемность крана:

$$G = G_3 + G_{осн} + G_6 = 26212 + 1454 + 1642 = 29308 \text{ кг} = 29,3 \text{ т}$$

где: G_3 – максимальная масса поднимаемой балки;

$G_{осн}$ – масса оснастки.

G_6 – масса временного усиления.

Определим требуемый вылет стрелы крана:

$$L = L_{31} + L_c + L_{32} + L_0 = 2,0 + 2,0 + 2,5 + 1,5 = 8,0 \text{ м}$$

где: L_{31} – расстояние между колонной и стендом для укрупнительной сборки;

L_c – ширина стенда;

L_{32} – расстояние между гусеницей крана и стендом;

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		114

L_0 – расстояние между осью крана и краем гусеницы.

Подберём кран по требуемым параметрам. Исходя из требуемых характеристик, подходит гусеничный кран ДЭК-631А производства Челябинского механического завода (рис. 3.12) со стрелой 24 м, грузовые характеристики которого приведены на рис. 3.13.

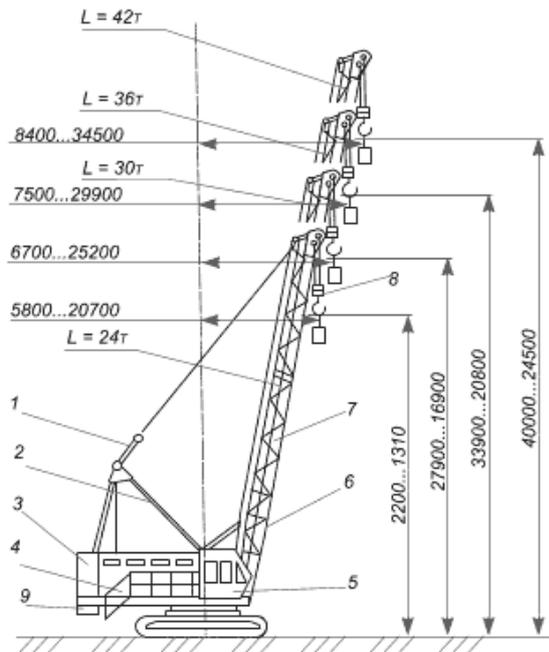


Рис. 3.12. Кран ДЭК-631А.

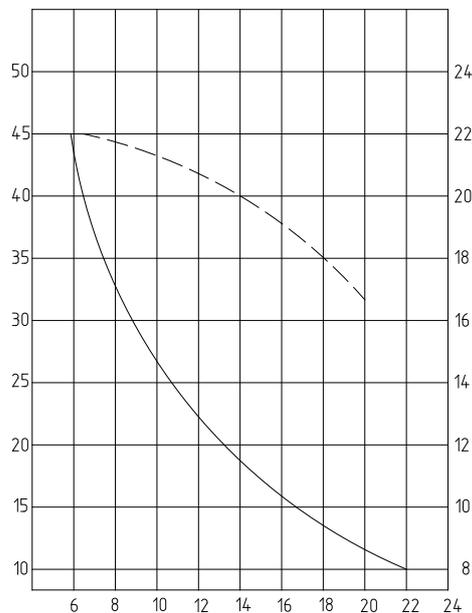


Рис. 3.13. Грузовые характеристики крана ДЭК-631А.

3.4. Карта операционного контроля на монтаж подкрановых балок.

Приёмка качества выполненных работ при монтаже подкрановых балок производится согласно [21], основные контролируемые параметры отражены в таблице 3.6.

Таблица 3.6. Карта операционного контроля.

Параметр	Предельные отклонения, мм	Контроль (метод, объем, вид регистрации)
1. Смещение оси подкрановой балки с продольной разбивочной оси	5	Измерительный, на каждой опоре, журнал работ
2. Смещение опорного ребра балки с оси колонны.	20	Измерительный, на каждой опоре, журнал работ
3. Перегиб стенки в сварном стыке (измеряют просвет между шаблоном длиной 200 мм и вогнутой стороной стенки)	5	Измерительный, на каждой опоре, журнал работ
4. Разность отметок верхних полок подкрановых балок и рельсов на двух соседних колоннах вдоль ряда при расстоянии между колоннами 27 м	15	Измерительный, каждый элемент, геодезическая исполнительная схема

4. Организация строительного производства

4.1. Описание объекта строительства.

Удлиняемая часть цеха ЛПЦ-1 «Ашинского металлургического завода» имеет 3 пролёта, каждый по 27 м. Размеры в плане по осям составляют 81х72 м. В каждом пролёте располагаются по два мостовых крана различной грузоподъемности. Каркас здания стальной. Шаг колонн смешанный. Колонны составного сечения. Несущие конструкции покрытия представляют собой решётчатые фермы. Во втором пролёте предусмотрен светоаэрационный фонарь высотой 3,7 м, имеющий открывающиеся окна. Стены представлены в виде трёхслойных сэндвич-панелей заводского изготовления. Кровля малоуклонная, утеплённая многослойная по профилированным листам. Пол в здании железобетонный.

Площадка строительства представляет собой земельный участок с грунтовым покрытием свободный от построек и имеющий не ярко выраженный рельеф местности. Снабжение строительства водой и электроэнергией осуществляется от действующих сетей.

Наличие железных и автодорог позволяет беспрепятственно доставлять материалы и конструкции в заданные сроки.

4.2. Подготовительный период строительства.

В процессе подготовительного периода строительства должны быть произведены следующие работы: срезка растительного слоя, устройство ограждения, устройство временных дорог, устройство временных зданий и сооружений, а также подводка к ним коммуникаций (электричества, воды), прокладка запроектированных инженерных сетей к удлиняемому цеху.

Для калькуляции трудозатрат на подготовительный период, подсчитаем объёмы работ перечисленных выше.

В процессе инженерной подготовки требуется проложить 7,5 м водопровода и 15 м канализации.

Грунт – гравийно-галечный с размером частиц свыше 80 мм и с содержанием валунов до 10%. Крутизну откосов и ширину траншеи

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		118

принимается согласно [22], при глубине до 3 м. – принимаем крутизну откосов 1:1, от 3 до 5 м – 1:1.

Определим объём земляных работ при устройстве траншеи для водопровода (рис.4.1) и канализации (рис.4.2) по формуле:

$$V = \frac{1}{2} (a + b) \cdot h \cdot L$$

где: a – ширина траншеи на поверхности земли;

b – ширина заложения откоса;

h – глубина заложения трубопровода;

L – длина прокладываемой коммуникации.

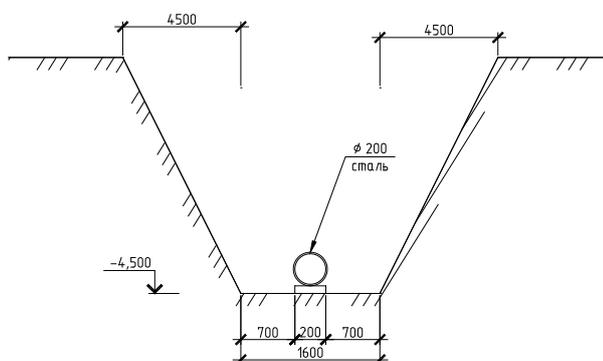


Рис. 4.1. Схема сечения траншеи водопровода

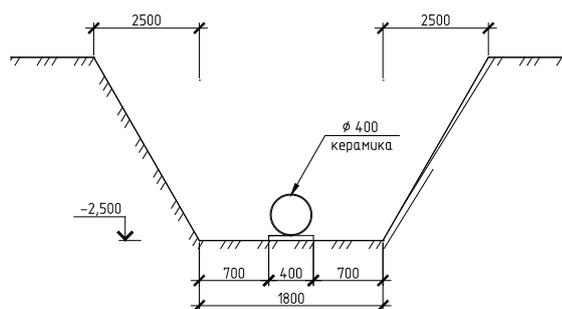


Рис. 4.2. Схема сечения траншеи канализации

Площадь сечения траншеи полная:

$$V_{вод} = \frac{1}{2} \cdot (4,5 + 1,60) \cdot 4,5 \cdot 7,5 = 103 \text{ м}^3;$$

$$V_{кан} = \frac{1}{2} \cdot (2,5 + 1,8) \cdot 2,5 \cdot 15 = 80,6 \text{ м}^3;$$

Площадь сечения основания траншеи:

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		119

$$V_{o, \text{вод}} = 1,6 \cdot 0,2 \cdot 7,5 = 2,4 \text{ м}^3;$$

$$V_{o, \text{кан}} = 1,8 \cdot 0,2 \cdot 15 = 5,4 \text{ м}^3;$$

До начала строительства следует произвести срезку растительного слоя.

Срезка растительного слоя:

$$V = S_{cp} \cdot h = 6011 \cdot 0,4 = 2404 \text{ м}^3$$

где:

S_{cp} – площадь срезаемого слоя;

h – толщина срезаемого слоя.

На основании подсчитанных объёмов работ составим калькуляцию трудозатрат на подготовительный период строительства – таблица 4.1. Далее на основании калькуляции трудозатрат составим карточку определитель на подготовительный период строительства – таблица 4.2.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		120

4.3. Основной период строительства.

Для построения графика производства работ на строительство удлиняемой части цеха будут составлены следующие таблицы:

- объём работ (таблица 4.3);
- калькуляция трудозатрат (таблица 4.4);
- карточка определитель (таблица 4.5).

Таблица 4.3. Ведомость объемов работ.

Наименование	Единицы измерения	Марка	Объём ед.	Кол-во, шт.	Общий объём
1	2	2	3	4	5
Нулевой цикл					
Выемка грунта	м ³	Вг-1	5,53	26	144,03
Выемка грунта	м ³	Вг-2	9,66	19	183,71
					Итого: 327,74
Фундамент	Шт.	Ф-1	1	26	26
Фундамент	Шт.	Ф-2	1	19	19
Засыпка грунта	м ³	Зг-1	5,52	26	144,01
Засыпка грунта	м ³	Зг-1	9,68	19	183,75
					Итого: 327,76
Надземная часть здания					
Демонтируемая стена	100 м ²	Д	13,01	1	13,01
Колонна	1 т.	К	1,97	26	51,2
Колонна	1 т.	К ₁	1,65	10	16,5
Колонна	1 т.	К ₂	1,62	1	1,62
Колонна	1 т.	К ₃	1,74	1	1,74
Колонна	1 т.	К ₄	1,88	2	3,76
Колонна	1 т.	К ₅	1,57	2	3,14
Колонна	1 т.	К ₆	1,62	1	1,62
					Итого: 79,58т
Фахверковые колонны	1 т.	Ф-1	0,46	14	6,54
Фахверковые колонны	1 т.	Ф-2	0,65	2	1,3
					Итого: 7,84
Связи вертикальные	1 т.	С1	0,18	12	2,12
Связи вертикальные	1 т.	С2	0,13	3	0,39
					Итого: 2,51
Подкос портала	1 т.		1,71	4	6,84
Портальные фермы ПФ1	1 т.	ПФ1	7,24	1	7,24
Портальные фермы ПФ2	1 т.	ПФ2	6,74	1	6,74
					Итого: 20,82
Монтаж подк. балок 6 м	1 т.	ПБ	1,33	24	31,92
Монтаж подк. балок 6 м блоками	1 т.	ПБ.б.	2,65	14	37,1
Подкрановые балки	1 т.	ПБ1	26,2	1	26,20
Подкрановые балки	1 т.	ПБ2	18,6	1	18,60
Подкрановые балки	1 т.	ПБ3	23,7	1	23,70
Подкрановые балки	1 т.	ПБ4	17,6	1	17,60

					Итого: 155,12
Рельсы	100 м	КР	429 м		429 м
Фермы в 1-м пр.	1 т.	Ф-1	7,9	13	102,7
Связи	1 т.	Р	0,12	22	2,64
Вертикальные связи	1 т.	ВС	0,07	8	0,56
					Итого: 105,9т
Прогоны в 1-пролете	1 т.	Пр	0,17	168	28,56
Фермы	1 т.	Ф-2	8,4	13	109,2
Связи	1 т.	Р	0,12	39	4,68
Вертикальные связи	1 т.	ВС	0,07	14	0,98
					Итого: 143,4
Прогоны во 2-пролете	1 т.	Пр	0,17	168	28,56
Фонарная ферма	1 т.	Фон.ф	1,3	10	13,0
Оконные блоки фонарные	100 м ²	Оф	1,34	2	2,68
Фермы	1 т.	Ф-3	6,8	13	88,4
Связи	1 т.	Р	0,12	22	2,64
Вертикальные связи	1 т.	ВС	0,07	12	0,84
					Итого: 133,44т
Прогоны в 3-пролете	1 т.	Пр	0,17	168	28,56
Фермы	1 т.	Ф-3	7,4	13	96,2
Связи	1 т.	Р	0,12	39	4,68
Кровля					
Укладка проф. листов	100 м ²	Л.	58,34	1	58,34
Укладка пароизоляции	100 м ²	Пар.	58,34	1	58,34
Утепление	1 м ³	М.П.	58,34	1	58,34
Устройство выравнивающей стяжки	100 м ²	В.С.	58,34	1	58,34
Устройство гидроизоляционного ковра	100 м ²	Г.К.	58,34	1	58,34
Стены	100 м ²	СП	10,88	2	21,76
Стены торец	100 м ²	СП	13,01	1	13,01
					Итого: 34,77
Оконные блоки	100 м ²	О	1,42	2	2,84
Ворота	1 т	В	1,24	3	3,72
Пол					
Уплотнение грунта	100 м ²	У	58,34	1	58,34
Устройство покрытия	100 м ²	П	58,34	1	58,34

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ

Лист

124

Таблица 4.4. Калькуляция трудозатрат и затрат машинного времени.

№ П.п.	Наименование работ.	Объем работ		Обоснование	Трудоёмкость, чел-см		Наименование машин	Машиноёмкость, маш-см	
		Ед.изм	Кол-во		Нормат.	Всего		Нормат.	Всего
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Нулевой цикл									
1.	Разработка выемок под фундаменты	1000 м ³	0,328	ГЭСН 01-01-004-3	-	-	Экскаватор	6,21	2,04
2.	Монтаж фундаментов	100 шт	0,45	ГЭСН 07-01-001-14	38,57	17,36	Кран	13,52	6,08
3.	Засыпка фундаментов	1000 м ³	0,328	ГЭСН 01-01-035-3	-	-	Бульдозер	3,20	1,05
Надземная часть здания									
4.	Демонтаж стены	100 м ²	13,01	ГЭСН 09-04-006	9,75	126,8	Кран	1,30	16,91
5.	Монтаж колонн	1 т.	79,58	ГЭСН 09-03-002-4	1,75	139,26	Кран	0,40	31,8
6.	Монтаж фахверковых колонн	1 т.	7,84	ГЭСН 09-04-006-1	3,54	27,75	Кран	0,39	3,05
7.	Монтаж вертикальных связей по колоннам.	1 т.	2,51	ГЭСН 09-04-014-3	7,91	19,85	Кран	0,50	1,26
	Монтаж портала								
8.	Монтаж подкосов.	1 т.	6,84	ГЭСН 09-04-012-13	0,82	5,61	Кран	0,29	1,98
9.	Монтаж порталных ферм	1 т.	13,98	ГЭСН 09-04-012-5	1,77	24,74	Кран	0,35	4,89
10.	Монтаж подк. балок 6 м	1 т.	31,92	ГЭСН 09-03-003-2	1,51	48,2	Кран	0,34	10,85
11.	Монтаж подк. балок 6 м блоками	1 т.	37,1	ГЭСН 09-03-003-5	1,75	64,9	Кран	0,35	12,98
12.	Монтаж большепролетных подкрановых балок	1 т.	86,1	ГЭСН 09-03-003-11	1,16	99,9	Кран	0,48	41,6
13.	Укладка рельсов	100 м	4,29	ГЭСН 09-03-005-2	60,77	260,70	Кран	5,84	25,05
	Монтаж несущих констр в 1 п								
14.	Монтаж ферм в 1-м пролете	1 т.	109,2	ГЭСН 09-03-012-5	1,77	193,3	Кран	0,35	38,2
15.	Монтаж связей 1-м пролете	1 т.	4,68	ГЭСН 09-03-014-3	7,91	37	Кран	0,50	2,34
16.	Монтаж прогонов	1 т.	28,56	ГЭСН 09-03-015-1	1,97	56,3	Кран	0,22	6,28
	Монтаж несущих констр в 2 п								
17.	Монтаж ферм в 2-м пролете	1 т.	88,4	ГЭСН 09-03-012-5	1,77	156,5	Кран	0,35	30,9
18.	Монтаж связей 2-м пролете	1 т.	2,64	ГЭСН 09-03-014-3	7,91	20,9	Кран	0,50	1,32

19.	Монтаж прогонов	1 т.	28,56	ГЭСН 09-03-015-1	1,97	56,3	Кран	0,22	6,28
20.	Монтаж фонарных ферм	1 т.	13	ГЭСН 09-03-021-1	3,06	39,78	Кран	0,97	12,61
21.	Монтаж остекления	100 м ²	2,68	ГЭСН 09-03-022-1	18,9	50,65	Кран	2,89	7,74
	Монтаж несущих констр в 3 п								
22.	Монтаж ферм в 3-м пролете	1 т.	96,2	ГЭСН 09-03-012-5	1,77	170,2	Кран	0,35	33,67
23.	Монтаж связей 3-м пролете	1 т.	4,68	ГЭСН 09-03-014-3	7,91	37	Кран	0,50	2,34
24.	Монтаж прогонов	1 т.	28,56	ГЭСН 09-03-015-1	1,97	56,3	Кран	0,22	6,28
	Кровля:								
25.	Укладка проф. листов	100 м ²	58,34	ГЭСН 09-04-002-1	4,43	258,45	Кран	0,37	21,59
26.	Укладка пароизоляции	100 м ²	58,34	ГЭСН 12-01-015-03	0,98	57,2	Кран	0,03	1,75
27.	Укладка мин. плит	100 м ²	58,34	ГЭСН 12-01-013-05	4,23	246,7	Кран	0,36	21,00
28.	Устройство стяжки	100 м ²	58,34	ГЭСН 12-01-017-01	3,59	209,44	Бетононасос	0,30	17,51
29.	Устройство гидроиз. ковра	100 м ²	58,34	ГЭСН 12-01-001-04	2,79	162,7	Кран	0,05	2,91
30.	Монтаж стеновых панелей	100 м ²	34,77	ГЭСН 09-04-006-4	21,28	739,9	Кран	4,52	157,2
31.	Монтаж оконных блоков	100 м ²	2,84	ГЭСН 09-04-009-3	27,46	78	Кран	1,94	5,51
32.	Монтаж ворот	1 т.	3,72	ГЭСН 09-04-011-1	5,80	21,6	Кран	1,11	4,13
	Полы								
33.	Уплотнение грунта	100 м ²	58,34	ГЭСН 11-01-001-02	0,96	56	Каток	0,11	6,41
34.	Устройство пола	100 м ²	58,34	ГЭСН 11-01-014-03	4,5	262,5	Бетоносмеситель	1,6	93,34

Таблица 4.5. Карточка-определитель на основной период строительства

№ п/п	Наименование Работ	Объем работ		Трудоемкость чел.-см	Машины		Кол-во человек в бригаде	Продолжительность работ, дней
		Ед. изм	Кол-во		Наименование	маш-см		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Нулевой цикл								
1.	Разработка выемок под фундаменты	1000 м ³	0,328	-	Экскаватор	2,04	2	1
2.	Монтаж фундаментов	100 шт	0,45	17,36	Кран	6,08	3	6
3.	Засыпка фундаментов	1000 м ³	0,328	-	Бульдозер	1,05	1	1
Надземная часть здания								
4.	Демонтаж стены	100 м ²	13,01	126,8	Кран	16,91	7	18
5.	Монтаж колонн	1 т.	79,58	139,26	Кран	31,8	5	31
6.	Монтаж фахверковых колонн	1 т.	7,84	27,75	Кран	3,05	5	5
7.	Монтаж вертикальных связей по колоннам.	1 т.	2,51	19,85	Кран	1,26	5	4
	Монтаж портала							
8.	Монтаж подкосов.	1 т.	6,84	5,61	Кран	1,98	5	2
9.	Монтаж порталных ферм	1 т.	13,98	24,74	Кран	4,89	5	5
10.	Монтаж подк. балок 6 м	1 т.	31,92	48,2	Кран	10,85	5	11
11.	Монтаж подкрановых балок 6 м блоками	1 т.	37,1	64,9	Кран	12,98	5	13
12.	Монтаж большепролетных подкрановых балок	1 т.	86,1	99,9	Кран	41,6	5	21
13.	Укладка рельсов	100 м	4,29	260,70	Кран	25,05	10	26
	Монтаж несущих констр в 1 п							
14.	Монтаж ферм в 1-м пролете	1 т.	109,2	193,3	Кран	38,2	5	38
15.	Монтаж связей 1-м пролете	1 т.	4,68	37	Кран	2,34	5	7
16.	Монтаж прогонов	1 т.	28,56	56,3	Кран	6,28	5	12
	Монтаж несущих констр в 2 п							
17.	Монтаж ферм в 2-м пролете	1 т.	88,4	156,5	Кран	30,9	5	31
18.	Монтаж связей 2-м пролете	1 т.	2,64	20,9	Кран	1,32	5	4

19.	Монтаж прогонов	1 т.	28,56	56,3	Кран	6,28	5	12
20.	Монтаж фонарных ферм	1 т.	13,0	39,78	Кран	12,61	5	12
21.	Монтаж остекления	100 м ²	2,68	50,65	Кран	7,74	7	7
	Монтаж несущих констр в 3 п							
22.	Монтаж ферм в 3-м пролете	1 т.	96,2	170,2	Кран	33,67	5	34
23.	Монтаж связей 3-м пролете	1 т.	4,68	37	Кран	2,34	5	7
24.	Монтаж прогонов	1 т.	28,56	56,3	Кран	6,28	5	12
	Кровля:							
25.	Укладка проф. листов	100 м ²	58,34	258,45	Кран	21,59	10	26
26.	Укладка пароизоляции	100 м ²	58,34	57,2	Кран	1,75	10	6
27.	Утепление	100 м ²	58,34	246,7	Кран	21,00	10	25
28.	Устройство стяжки	100 м ²	58,34	209,44	Бетононасос	17,51	10	21
29.	Устройство гидроиз. ковра	100 м ²	58,34	162,7	Кран	2,91	10	16
30.	Монтаж стеновых панелей	100 м ²	34,77	739,9	Кран	157,2	10	74
31.	Монтаж оконных блоков	100 м ²	2,84	78	Кран	5,51	5	15
32.	Монтаж ворот	1 т.	3,72	21,6	Кран	4,13	5	4
	Полы							
33.	Уплотнение грунта	100 м ²	58,34	56	Каток	6,41	8	7
34.	Устройство пола	100 м ²	58,34	262,5	Бетоносмеситель	93,34	8	33

4.4. Расчёт потребности во временных зданиях.

Потребность строительства в рабочих определяем по графику движения рабочей силы. Категории работающих принимаем по учебному пособию [23]. Определение потребности строительства в рабочих кадрах сводим в таблицу 4.6.

Таблица 4.6. Потребность в рабочих кадрах

№ п/п	Состав рабочих кадров	Соотношение категорий	Кол-во
1	2	3	4
1	Рабочие	85%	23
2	ИТР	8%	2
3	Служащие	5%	2
4	МОП и охрана	2%	1
5	Всего работающих	100%	28
6	Женщин	30%	8
7	Мужчин	70%	20

На основании таблицы 4.6 составляем таблицу требуемых площадей временных зданий (таблица 4.7).

Таблица 4.7. Требуемые площади.

№ п/п	Наименование объектов	Нормативный показатель площади	Расчетное число Пользующихся, чел.	Требуемая площадь, м ²
1	2	3	4	5
Объекты служебного назначения				
1	Контора начальника	4 м ² /на 0,075% работ.	2	8,0
2	Здания для пров. учебы	0,75 м ² / работ. в НМС	23	17,25
Объекты санитарно-бытового назначения				
3	Гардеробная	0,6 м ² /на 1 работ.	23	13,8
4	Умывальная	0,065 м ² /на 1 работ.	23	1,5
5	Сушилка для одежды	0,2 м ² / работ. в НМС	23	4,6
6	Обогрев	0,1 м ² / работ. в НМС.	23	2,3
7	Душевая	0,82 м ² / раб. в НМС.	23	18,9
8	Уборная женская	0,1м ² /на 1 женщину	8	0,8
9	Уборная мужская	0,1м ² /на 1 мужчину	20	2,0
Столовые и буфеты				
10	Столовая-раздаточная	0,8 м ² / работ. в НМС	23	18,4

Подбираем временные здания необходимые для строительства согласно [23], данные заносим в таблицу 4.8.

Таблица 4.8. Ведомость временных зданий.

№ п/п	Наименование зданий	Число пользователей	Серия мобильных зданий (шифр)	Полезная площадь, м ²	Размер зданий	Кол-во, шт.
1	2	3	4	5	6	7
1	Контора	3	“Нева” 7203–У1	15,4	3х6х3	1
2	Здание для учебы	23	“Контур” КК–5	25,1	3х9х3	1
3	Гардеробная с умывальной	23	“Нева”	24,6	3х9х3,1	2
4	Сушилка	23	“Универсал” 1120–024	15,5	3х6х2,9	1
5	Обогрев	23	“Универсал” 1120–024	15,5	3х6х2,9	1
6	Душевая	23	“Комфорт” Д–6	24,3	3х9х2,9	1
7	Уборная женская	8	“Днепр” Д–09–К	1,4	1,3х1,2х2,4	1
8	Уборная мужская	20	“Днепр” Д–09–К	1,4	1,3х1,2х2,4	2
9	Столовая	23	ВС–12	19,8	2,8х9,1х3,8	2

4.5. Обоснование потребности строительства в складах.

Площадь склада зависит от вида, способа хранения материалов и его количества. Площадь склада состоит из полезной площади, занятой непосредственно хранящимися материалами, вспомогательной площади приёмочных и отпускных площадок, а также проездов и проходов. Площадь открытых складских площадок рассчитывается по формуле:

$$S_{тр} = P_{скл} \cdot q_{скл} ,$$

где: $P_{скл}$ - расчётный запас материалов;

$q_{скл}$ - норма складирования на 1 м² пола склада.

Величину производственных запасов материалов, подлежащих хранению на складе, рассчитывают по формуле:

$$P_{скл} = (P_{общ} / T) \cdot T_n \cdot K_1 \cdot K_2 ,$$

где: $P_{общ}$ – количество материалов, деталей и конструкций, необходимых для выполнения плана строительства на расчетный период;

T – продолжительность потребления материала;

T_n – норма запаса материалов;

$K_1 = 1,1$ – коэффициент неравномерности поступления материалов;

$K_2 = 1,3$ – коэффициент неравномерности потребления материалов.

									Лист
									130
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС–614.08.05.01.3150.2019–ПЗ				

Расчёт площади склада будем производить по его максимальной загрузенности.

Согласно графику производства работ наибольшая площадь склада требуется через два месяца с начала строительства.

Расчёт площади складов подсчитан в таблице 4.9.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		131

Таблица 4.9. Площадь складов

№ п/п	Материалы и изделия	Прод-ть Потреб. Дней	Потребность			Коэффициент неравномерности		Запас матер.		Норма склад., м ²	Площадь склада, м ²	
			Ед. Измир.	Об- щая	Суточ- ная	Пос- тупл.	Пот- ребл.	Нор- матив	Расчет ный		На еден.	Всего
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	Фермы металлические	38	1 т.	109,2	2,87	1,1	1,3	1,5	6,16	3,3	20,33	487,84
2	Прогоны	11	1 т.	28,56	2,59	1,1	1,3	1,5	5,55	3,3	18,3	
3	Связи	7	1 т.	4,68	0,67	1,1	1,3	1,5	1,44	3,3	4,79	
4	Проф. лист	26	1 т.	70	2,69	1,1	1,3	1,5	5,77	3,3	19,21	
5	Утеплитель	52	шт.	5834	112,16	1,1	1,3	1,15	184,5	2,1	387,45	
6	Стеновые панели	93	м ³	521,2	5,6	1,1	1,3	1,15	9,21	4,1	37,76	

4.6. Обоснование потребности строительства в воде.

Временное водоснабжение на строительной площадке предназначено для обеспечения производственных, хозяйственно-бытовых и противопожарных нужд. Расход воды определяется как сумма потребностей по следующей формуле:

$$Q_{тр} = Q_{пр} + Q_{хоз} + Q_{пож} ,$$

где: $Q_{пр}$, $Q_{хоз}$, $Q_{пож}$ - расход воды соответственно на производственные, хозяйственные и пожарные нужды, л/с.

$$Q_{пр} = \sum K_{ну} \cdot q_y \cdot n_n \cdot K_c / (3600 \cdot t),$$

где:

$K_{ну}$ - коэффициент неучтенного расхода воды (1,2);

q_y - удельный расход воды на производственные нужды, л;

n_n - число производственных потребителей;

K_c - коэффициент часовой неравномерности потребления (1,5);

t - число учитываемых расходом воды часов в смену (8).

$$Q_{хоз} = \sum q_x \cdot n_p \cdot K_c / (3600 \cdot t) + q_d \cdot n_d / (60 \cdot t_1),$$

где:

q_x - удельный расход воды на хозяйственные нужды;

q_d - расход воды на прием душа одного работающего;

n_p - число работающих в наиболее загруженную смену (23 чел);

n_d - число пользующихся душем (80 % от n_p = 18 чел.);

t_1 - продолжительность использования душа 45 мин;

K_c - коэффициент часовой неравномерности потребления (1,5);

t - число учитываемых расходом воды часов в смену (8).

$Q_{пож} = 20$ л/с при тушении пожара с площадью застройки до 50 га согласно [24].

из расчета действия 2 струй из гидрантов по 10 л/с.

На линии водопровода предусматривают не менее двух гидрантов, расположенных на расстоянии не более 150 м один от другого.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		133

Расход воды на хозяйственные нужды:

$$Q_{\text{хоз}} = (25 \cdot 23 \cdot 1,5)/(3600 \cdot 8) + (50 \cdot 18)/(60 \cdot 45) + (4 \cdot 18)/3600 = 0,383 \text{ л/с}$$

Диаметр труб водонапорной наружной сети определяем по формуле:

$$D = 2 \sqrt{\frac{1000 \cdot Q_{\text{тр}}}{3,14 \cdot v}} = \sqrt{\frac{1000 \cdot 20,86}{3,14 \cdot 0,6}} = 105 \text{ мм}$$

где:

$Q_{\text{тр}}$ - расчетный расход воды, л/с;

v - скорость движения воды в трубах 0,6 м/с.

Принимаем 2 трубы диаметром 110 мм. Расчёт потребности представлен в таблице 4.10.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		134

Таблица 4.10. Калькуляция строительства в воде.

№ п.п	Строительные Нужды	Ед. изм.	Кол-во потреб.	Продол. потр., дней	Удельный расход , л.	Коэффициент		Число часов в смену	Расход воды, л/с
						Неучтен расхода	Нерав. потребления		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Уход за бетоном	1м ³	1166	33	250	1,2	1,5	8	0,55
Производственные нужды									0,55
2	Прием душа	80% раб.	18	-	50	-	-	0,75	0,348
3	Умывальники	1 раб. в НМС	23	-	4	-	1,5	8	0,005
4	Столовые	1 раб. в НМС	23	-	25	-	1,5	8	0,03
Хозяйственные нужды									0,383
Пожарные нужды									20,0
Общий расход воды									20,86

4.7. Обоснование потребности в электроэнергии.

Сети электроснабжения постоянные и временные предназначены для энергетического обеспечения силовых и технологических потребителей, а также для энергетического обеспечения внутреннего и наружного освещения объектов строительства, временных зданий и сооружений, мест производства работ и строительных площадок.

Расчетную электрическую нагрузку можно определить [23], следующим образом:

$$P_p = \sum \frac{K_{1c} \cdot P_c}{\cos \varphi} + \sum \frac{K_{2c} \cdot P_m}{\cos \varphi} + \sum K_{3c} \cdot P_{ог} + \sum P_{он}$$

где:

$\cos \varphi$ - коэффициент мощности;

$K_{1c}; K_{2c}; K_{3c}$; - коэффициенты спроса;

P_c - мощность силовых потребителей, $кВт$;

P_m - мощность для технологических нужд, $кВт$;

$P_{ог}$ - мощность устройств внутреннего освещения, $кВт$;

$P_{он}$ - мощность устройств наружного освещения, $кВт$.

Результаты представлены в таблице 4.11.

В задании источник электроэнергии напряжением 6 $кВт$. По расчётной электрической нагрузке запроектируем на строительной площадке дополнительную трансформаторную подстанцию закрытого типа СКТП-160/6-10.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		136

Таблица 4.11. Калькуляция потребности строительства в электроэнергии

№ п/п	Наименование потребителей	Ед. изм.	Объем потребления	Коэффициент		Удельная мощность	Расчётная мощность, кВт·А
				Спроса, K_i	Мощность, $\cos \varphi$		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Электросварочные трансформаторы ТД500	Шт.	3	0,35	0.4	12,8 кВт/шт	33,600
Всего на силовые потребители							33,600
2	Территория производства работ	М ²	5832	1,0	1,0	0,4 Вт/м ²	2,332
3	Главные проходы и проезды	М ²	429	1,0	1,0	5 Вт/м ²	2,145
4	Второстепенные проходы и проезды	М ²	523	1,0	1,0	2,5 Вт/м ²	1,308
5	Охранное освещение	М ²	20452	1,0	1,0	1,5 Вт/м ²	30,678
6	Места пр. земляных и бет. работ	М ²	583	1,0	1,0	1 Вт/м ²	0,583
7	Монтаж строительных конструкций	М ²	583	1,0	1,0	3 Вт/м ²	1,749
8	Такелажные работы	М ²	504	1,0	1,0	2 Вт/м ²	1,008
Всего на наружное освещения							39,803
9	Контора	М ²	15,4	0,8	1,0	15 Вт/м ²	0,185
10	Здание для учёбы	М ²	25,1	0,8	1,0	15 Вт/м ²	0,301
11	Гардеробная с умывальной	М ²	49,2	0,8	1,0	10 Вт/м ²	0,394
12	Сушилка и обогрев	М ²	31	0,8	1,0	10 Вт/м ²	0,248
13	Душевая	М ²	24,3	0,8	1,0	15 Вт/м ²	0,292
14	Уборные	М ²	4,2	0,8	1,0	10 Вт/м ²	0,336
15	Столовая	М ²	39,6	0,8	1,0	15 Вт/м ²	0,475
Всего на внутреннее освещение							2,231
Расчётная нагрузка							75,634

4.8. Определение зон влияния кранов

К зонам постоянно действующих опасных производственных факторов, связанных с работой монтажных и грузоподъемных машин (опасные зоны работы машин), относятся места, над которыми происходит перемещение грузов грузоподъемными кранами. Радиус границы этой зоны определяется выражением:

$$R_0 = R_p + \frac{B_{\min}}{2} + B_{\max} + P,$$

где:

R_p – максимальный рабочий вылет стрелы для стреловых кранов,

B_{\min} и B_{\max} – минимальный и максимальный размер поднимаемого груза,

P – величина отлёта грузов при падении, устанавливаемая в соответствии с [25]. Эта зона, во избежание доступа посторонних лиц, должна быть ограждена защитными ограждениями, удовлетворяющими [26].

Определение опасной зоны крана ДЭК-631А:

При монтаже колонн.

$$R_0 = R_p + 0,5 \cdot B_{\min} + B_{\max} + P = 7,8 + 0,5 \cdot 0,5 + 2,5 + 10 = 20,55 \text{ м}$$

При монтаже подкрановых балок.

$$R_0 = R_p + 0,5 \cdot B_{\min} + B_{\max} + P = 7 + 0,5 \cdot 0,45 + 6 + 7 = 20,225 \text{ м}$$

При монтаже стропильных ферм.

$$R_0 = R_p + 0,5 \cdot B_{\min} + B_{\max} + P = 12 + 0,5 \cdot 0,4 + 13,5 + 7 = 32,7 \text{ м}$$

Определение опасной зоны крана КС-45734-19:

При монтаже стеновых панелей.

$$R_0 = R_p + 0,5 \cdot B_{\min} + B_{\max} + P = 6 + 0,5 \cdot 0,3 + 6 + 7 = 19,15 \text{ м}$$

У автомобильного крана КС-45734-19 ограничить угол поворота стрелы. Все гусеничные краны оборудовать устройствами, удерживающими стрелу от падения.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		138

4.9. Техничко-экономические показатели проекта

1. Общая продолжительность строительства, с учётом подготовительного периода по календарному плану 320 дней(с учётом выходных дней(суббота, воскресенье) или 251 рабочий день.
2. Максимальная численность рабочих - 23 человека.
3. Максимальная численность работающих - 28 человек.
4. Затраты труда на выполнение строительно-монтажных работ:
 - на подготовительный период: 95,8 чел-см; машинного труда – 26,37 маш-см.;
 - на основной период: 3801,8 чел-см, машинного труда – 638,9 маш-см.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		139

5. Экономическая часть.

5.1. Техничко-экономическое сравнение вариантов монтажных стыков большепролетных подкрановых балок.

В данном дипломном проекте производится технико-экономическое сравнение вариантов большепролетных подкрановых балок пролётом 30 м и 28 м с различными вариантами исполнения монтажных стыков. Для технико-экономического сравнения выбраны четыре варианта исполнения укрупнительного стыка:

1. Балки со сварными монтажными стыками (смета 1);
2. Балки с фланцевыми монтажными стыками (смета 2);
3. Балки с монтажными стыками на накладках (смета 3);
4. Балки с комбинированными монтажными стыками (смета 4).

Ниже представлены локальные сметные расчёты на изготовление и последующий монтаж всех четырёх большепролетных подкрановых балок.

Для каждого исполнения своя локальная смета. Сметы выполнены на основе данных федеральных единичных расценок, а также данных из прайсов местных предприятий, специализирующихся на изготовлении металлоконструкций. Полученные данные приведены в актуальный вид путём умножения на индекс изменения сметной стоимости строительства, взятый из письма министра и актуальный на 1 квартал 2019 года.

									Лист
									141
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ				

ЛОКАЛЬНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 1

(локальная смета)

на строительство Монтаж большепролётных подкрановых балок(с учётом изготовления) с сварным монтажным стыком

Сметная стоимость 6926709 тыс. руб.

Средства на оплату труда 473255 тыс. руб.

Сметная трудоемкость 2399,4 чел.ч.

Составлен(а) в текущих ценах по состоянию на 1 квартал 2019г.

№ п/п	Обоснование	Наименование работ	Ед. изм.	Кол-во	Стоимость ед., руб				Общ. стоимость, руб				Стоимость материалов		Затраты труда рабочих, чел.ч	
					Всего	в том числе			Всего	в том числе			На ед., руб.	Общая, руб	На ед.	Общая
						Опл.тр. раб.	Эксп.ма ш.	Опл.тр. маш.		Опл.тр. раб.	Эксп.ма ш.	Опл.тр. маш.				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	ФЕР 09-03-003-11	Монтаж блоков подкрановых балок, укрупняемых на монтаже, на отметке: до 25 м пролетом до 30 м	1 т	86,10	739,05	84,92	604,44	49,69	63632	7311,6	52042,1	4278,3	114,24	9836	9,25	796,4
2	ФССЦ 101-3769	Сталь листовая горячекатаная марки Ст3пс толщиной: 20-60 мм	1 т	86,10									6350,21	546753		
3	Прайс ООО «ЧЗСБ»	Сварка листов металла	1 п.м.	524	96,75	96,75			50697	50697			82,97	43475	2,1	1100,4
4	ФЕР 13-03-002-04	Огрунтовка металлических поверхностей за один раз: грунтовкой ГФ-01	100м ²	9,768	66,08	56,55	9,43	0,1	645,5	552,4	92,1	0,9768	202,72	1980,2	5,31	51,87

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
5	ФЕР 13-03-004-07	Окраска металлических огрунтованных поверхностей: эмалью ХВ-125	100 м ²	9,768	29,59	22,4	7,09	0,1	289	218,8	69,25	0,9768	5224,6	534,87	2,47	23,9
6	Прайс ООО «ЧЗСБ»	Сварка монтажного стыка	1 п.м.	61,6	111,3	111,3			6859,2	6859,2			82,97	5111	2,4	147,8
7	ФЕР 09-05-004-03	Ультразвуковой контроль качества сварных соединений, положение шва: нижнее и вертикальное толщиной металла до 30 мм	1 п.м.	61,6	63,48	52,73	10,75		3910,4	3248,2	662,2		2,89	178	4,53	279

	Всего	Оплата труда раб.	Эксп. машин	Опл.тр. маш.	Стоим. материалов	Трудо- затр.
Прямые затраты, руб.	733901	68887,2	52865,6	4280,2	607868	2399,4
ФОТ, руб.		68887,2				
Накладные расходы для металлоконструкций 90% ФОТ	61998					
Сметная прибыль 85% ФОТ	58554					
Итого с накладными и см. прибылью	854453					
НДС 18%	153801,5					
ВСЕГО по смете, руб	1008254					
Перевод к уровню текущих цен, к =6.87, тыс.руб	6926709	473255				

ЛОКАЛЬНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 2

(локальная смета)

на строительство Монтаж большепролётных подкрановых балок(с учётом изготовления) с фланцевым монтажным стыком

Сметная стоимость 7235824 тыс. руб.

Средства на оплату труда 447619 тыс. руб.

Сметная трудоемкость 2168,8 чел.ч.

Составлен(а) в текущих ценах по состоянию на 1 квартал 2019г.

№ п/п	Обоснование	Наименование работ	Ед. изм.	Кол-во	Стоимость ед., руб				Общ. стоимость, руб				Стоимость материалов		Затраты труда рабочих, чел.ч	
					Всего	в том числе			Всего	в том числе			На ед., руб.	Общая, руб	На ед.	Общая
						Опл.тр. раб.	Эксп.ма ш.	Опл.тр. маш.		Опл.тр. раб.	Эксп.ма ш.	Опл.тр. маш.				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	ФЕР 09-03-003-11	Монтаж блоков подкрановых балок, укрупняемых на монтаже, на отметке: до 25 м пролетом до 30 м	1 т	86,10	739,05	84,92	604,44	49,69	63632	7311,6	52042,1	4278,3	114,24	9836	9,25	796,4
2	ФССЦ 101-3769	Сталь листовая горячекатаная марки СтЗпс толщиной: 20-60 мм	1 т	86,10									6350,21	546753		
3	Прайс ООО «ЧЗСБ»	Сварка листов металла	1 п.м.	524	96,75	96,75			50697	50697			82,97	43475	2,1	1100,4
4	ФЕР 13-03-002-04	Огрунтовка металлических поверхностей за один раз: грунтовкой ГФ-01	100м ²	9,768	66,08	56,55	9,43	0,1	645,5	552,4	92,1	0,9768	202,72	1980,2	5,31	51,87

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
5	ФЕР 13-03-004-07	Окраска металлических огрунтованных поверхностей: эмалью ХВ-125	100 м ²	9,768	29,59	22,4	7,09	0,1	289	218,8	69,25	0,9768	5224,6	534,87	2,47	23,9
6	ФССЦ 101-3784	Фланец: сталь листовая горячекатаная марки 09Г2С-12 толщиной: 20-60 мм	1 т	6,78									6646,44	45062		
7	Прайс ООО «ЧЗСБ»	Сварка фланца	1 п.м.	61,6	96,75	96,75			5959,8	5959,8			82,97	5111	2,1	129,4
8	Прайс УСП МонтажСпецстрой	Сверловка отверстий на стационарной станке в металле толщиной 31-40 мм диаметров 21-33 мм	1 шт	576									6,11	3520	0,018	10,4
9	ФЕР 09-05-003-02	Постановка болтов: высокопрочных	100 шт	2,88	167,6	154,88	12,71		482,7	446	36,6		212,98	613,4	16,1	46,4

	Всего	Оплата труда раб.	Эксп. машин	Опл.тр. маш.	Стоим. материалов	Трудо- затр.
Прямые затраты, руб.	778561,3	65155,6	52240	4280,2	656885,5	2168,8
ФОТ, руб.		65155,6				
Накладные расходы для металлоконструкций 90% ФОТ	58640					
Сметная прибыль 85% ФОТ	55383					
Итого с накладными и см. прибылью	892584					
НДС 18%	160665					
ВСЕГО по смете, руб	1053249					
Перевод к уровню текущих цен, к =6.87, тыс.руб	7235824	447619				

ЛОКАЛЬНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 3

(локальная смета)

на строительство Монтаж большепролётных подкрановых балок(с учётом изготовления) с монтажным стыком на накладках

Сметная стоимость 7198764 тыс. руб.

Средства на оплату труда 418798 тыс. руб.

Сметная трудоемкость 2275,3 чел.ч.

Составлен(а) в текущих ценах по состоянию на 1 квартал 2019г.

№ п/п	Обоснование	Наименование работ	Ед. изм.	Кол-во	Стоимость ед., руб				Общ. стоимость, руб				Стоимость материалов		Затраты труда рабочих, чел.ч	
					Всего	в том числе			Всего	в том числе			На ед., руб.	Общая, руб	На ед.	Общая
						Опл.тр. раб.	Эксп.ма ш.	Опл.тр. маш.		Опл.тр. раб.	Эксп.ма ш.	Опл.тр. маш.				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	ФЕР 09-03-003-11	Монтаж блоков подкрановых балок, укрупняемых на монтаже, на отметке: до 25 м пролетом до 30 м	1 т	86,10	739,05	84,92	604,44	49,69	63632	7311,6	52042,1	4278,3	114,24	9836	9,25	796,4
2	ФССЦ 101-3769	Сталь листовая горячекатаная марки Ст3пс толщиной: 20-60 мм	1 т	86,10									6350,21	546753		
3	Прайс ООО «ЧЗСБ»	Сварка листов металла	1 п.м.	524	96,75	96,75			50697	50697			82,97	43475	2,1	1100,4
4	ФЕР 13-03-002-04	Огрунтовка металлических поверхностей за один раз: грунтовкой ГФ-01	100м ²	9,768	66,08	56,55	9,43	0,1	645,5	552,4	92,1	0,9768	202,72	1980,2	5,31	51,87

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
5	ФЕР 13-03-004-07	Окраска металлических огрунтованных поверхностей: эмалью ХВ-125	100 м ²	9,768	29,59	22,4	7,09	0,1	289	218,8	69,25	0,9768	5224,6	534,87	2,47	23,9
6	ФССЦ 101-3769	Накладки: сталь листовая горячекатаная марки ст3пс: толщиной: 20-60 мм	1 т	5,09									6350,21	32322,6		
7	Прайс УСР МонтажСпецстрой	Сверловка отверстий на стационарной станке в металле толщиной 31-40 мм диаметров 21-33 мм	1 шт	4224									6,11	25808,6	0,018	76,03
8	ФЕР 09-05-003-02	Постановка болтов: высокопрочных	100 шт	14,08	167,6	154,88	12,71		2359,8	2180,7	178,9		212,98	2998,8	16,1	226,7

	Всего	Оплата труда раб.	Эксп. машин	Опл.тр. маш.	Стоим. материалов	Трудо- затр.
Прямые затраты, руб.	781332,7	60960,5	52382	4280,2	663710	2275,3
ФОТ, руб.		60960,5				
Накладные расходы для металлоконструкций 90% ФОТ	54864					
Сметная прибыль 85% ФОТ	51816					
Итого с накладными и см. прибылью	888013					
НДС 18%	159842					
ВСЕГО по смете, руб	1047855					
Перевод к уровню текущих цен, к =6.87, тыс.руб	7198764	418798				

ЛОКАЛЬНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 4

(локальная смета)

на строительство Монтаж большепролётных подкрановых балок(с учётом изготовления) с комбинированным монтажным стыком

Сметная стоимость 7334195 тыс. руб.

Средства на оплату труда 449847 тыс. руб.

Сметная трудоемкость 2309,3 чел.ч.

Составлен(а) в текущих ценах по состоянию на 1 квартал 2019г.

№ п/п	Обоснование	Наименование работ	Ед. изм.	Кол-во	Стоимость ед., руб				Общ. стоимость, руб				Стоимость материалов		Затраты труда рабочих, чел.ч	
					Всего	в том числе			Всего	в том числе			На ед., руб.	Общая, руб	На ед.	Общая
						Опл.тр. раб.	Эксп.ма ш.	Опл.тр. маш.		Опл.тр. раб.	Эксп.ма ш.	Опл.тр. маш.				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	ФЕР 09-03-003-11	Монтаж блоков подкрановых балок, укрупняемых на монтаже, на отметке: до 25 м пролетом до 30 м	1 т	86,10	739,05	84,92	604,44	49,69	63632	7311,6	52042,1	4278,3	114,24	9836	9,25	796,4
2	ФССЦ 101-3769	Сталь листовая горячекатаная марки Ст3пс толщиной: 20-60 мм	1 т	86,10									6350,21	546753		
3	Прайс ООО «ЧЗСБ»	Сварка листов металла	1 п.м.	524	96,75	96,75			50697	50697			82,97	43475	2,1	1100,4
4	ФЕР 13-03-002-04	Огрунтовка металлических поверхностей за один раз: грунтовкой ГФ-01	100м ²	9,768	66,08	56,55	9,43	0,1	645,5	552,4	92,1	0,9768	202,72	1980,2	5,31	51,87

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
5	ФЕР 13-03-004-07	Окраска металлических огрунтованных поверхностей: эмалью ХВ-125	100 м ²	9,768	29,59	22,4	7,09	0,1	289	218,8	69,25	0,9768	5224,6	534,87	2,47	23,9
6	ФССЦ 101-3769	Накладки и рёбра жёсткости: сталь листовая горячекатаная марки ст3пс: толщиной: 20-60 мм	1 т	4,7									6350,21	29846		
7	ФССЦ 101-3784	Фланец: сталь листовая горячекатаная марки 09Г2С-12: толщиной: 20-60 мм	1 т	1,568									6646,44	10421,6		
8	Прайс УСП МонтажСпецстрой	Сверловка отверстий на стационарной станке в металле толщиной 31-40 мм диаметров 21-33 мм	1 шт	3040									6,11	18574,4	0,018	54,7
9	Прайс ООО «ЧЗСБ»	Сварка фланца и ребра жёсткости	1 п.м.	52,1	96,75	96,75			5040,7	5040,7			82,97	4322,7	2,1	109,4
10	ФЕР 09-05-003-02	Постановка болтов: высокопрочных	100 шт	10,72	167,6	154,88	12,71		1796,7	1659,5	136,25		212,98	2283	16,1	172,6

	Всего	Оплата труда раб.	Эксп. машин	Опл.тр. маш.	Стоим. материалов	Трудо- затр.
Прямые затраты, руб.	790126	65480	52339	4280,2	668027	2309,3
ФОТ, руб.		65480				
Накладные расходы для металлоконструкций 90% ФОТ	58935					
Сметная прибыль 85% ФОТ	55658					
Итого с накладными и см. прибылью	904719					
НДС 18%	162849					
ВСЕГО по смете, руб	1067568					
Перевод к уровню текущих цен, к =6.87, тыс.руб	7334195	449847				

Для более удобного анализа полученных результатов вынесем основные технико-экономические показатели в сводную таблицу 5.1

Таблица 5.1 Технико-экономическое сравнение вариантов.

Показатель	Ед.изм.	Вариант 1	Вариант 2	Вариант 3	Вариант 4
Масса 1 конструкций ПБ	т	79,8	86,6	84,9	86,1
Оплата труда рабочих	тыс. руб.	473,255	447,619	418,798	449,847
Сметная стоимость	тыс. руб.	6926,709	7235,824	7198,764	7334,195
Нормативная трудоёмкость	чел-ч.	2399,4	2168,8	2275,3	2309,3
Удельные сметные затраты	$\frac{\text{тыс. руб}}{\text{т}}$	86,8	83,55	84,79	85,18
Удельная трудоемкость	$\frac{\text{чел} - \text{ч}}{\text{т}}$	30,07	25,04	26,8	26,8

По полученным данным локальных смет нельзя сделать однозначных выводов о том какой тип монтажного стыка более эффективен. У каждого исполнения есть свои сильные стороны.

Например, не смотря на наибольшую трудоёмкость сварной стык по сметной стоимости наиболее выгоден. Но у этого варианта исполнения укрупнительного стыка есть очевидный и важный минус: необходимы высококвалифицированные сварщики. Стыки на болтах не требуют высокой квалификации монтажников, а также менее трудоёмки.

По удельным показателям очевидно, что самым эффективным является фланцевый стык. Но данный тип монтажного стыка подкрановых балок не получил распространения из-за малой теоретической базы, необходимой для расчёта данного типа соединения. Такой стык пока что остаётся лишь перспективным направлением в сфере изготовления металлоконструкций промышленных зданий.

Стык на накладках также является экономически эффективным, он требует большего времени на проведение укрупнительной сборки на монтаже. В тоже время данное соединение хорошо изучено и получило в настоящее время самое широкое распространение по сравнению со сварным стыком.

Итоговым же вариантом я принимаю комбинированный стык. Видно, что по удельным показателям он близок к стандартному стыку на накладках, но в тоже время имеет плюсы: он более удобен при проведении укрупнительной сборки на стройплощадке, а также имеет больший запас прочности по сравнению с иными исполнениями монтажных стыков на высокопрочных болтах. Он совмещает преимущества как фрикционного соединения, так и фланцевого.

Выбранный в этом дипломном проекте вариант монтажного стыка большепролетных подкрановых балок является перспективным и в настоящее время не получил широкого распространения из-за трудоёмкости расчёта. Данный стык я принял, исходя из научных соображений.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		155

6. Безопасность жизнедеятельности

6.1. Краткое описание рассматриваемого проекта, процесса трудовой деятельности.

В данном дипломном проекте рассматривается реконструкция (удлинение) цеха ЛПЦ-1 «Ашинского металлургического завода». Удлиняемая часть цеха представляет собой одноэтажное промышленное здание, состоящее из 3 пролётов по 27 м. Размеры в плане по осям составляют 81х72 м. Каркас здания запроектирован стальным со смешанным шагом колонн. В каждом пролёте располагаются два мостовых крана различной грузоподъёмности. В среднем пролёте предусмотрен светоаэрационный фонарь высотой 3,7 м, с открывающимися окнами. Стены представляют собой трёхслойные сэндвич-панели заводского изготовления. Кровля малоуклонная, утеплённая, многослойная. Пол в здании железобетонный наливной.

При возведении данного здания производятся следующие виды работ:

1. Земляные работы. При производстве данных видов работ в строительстве задействованы бульдозеры и экскаваторы.

2. Погрузочно-разгрузочные работы. В процессе погрузочно-разгрузочных работ используются краны ДЭК-631А, МКГ-10А, КС-55732-21.

3. Монтажные работы. Применяемые инструменты и механизмы: гусеничный кран ДЭК-631А, МКГ-10А.

4. Сварочные работы. Применяемые инструменты и механизмы: сварочный трансформатор, молоток, лом.

5. Кровельные работы. Применяемые инструменты и механизмы: кран МКГ-25, болгарка, ломы, молотки.

В соответствии со статьей 219 ТК РФ «Право работника на труд в условиях, отвечающих требованиям охраны труда» Федерального закона от 30.06.2006 N 90-ФЗ каждый работник имеет право на:

- рабочее место, соответствующее требованиям охраны труда.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		157

- обязательное социальное страхование от несчастных случаев на производстве и профессиональных заболеваний в соответствии с федеральным законом;

- получение достоверной информации от работодателя, соответствующих государственных органов и общественных организаций об условиях и охране труда на рабочем месте, о существующем риске повреждения здоровья, а также о мерах по защите от воздействия вредных и (или) опасных производственных факторов;

- отказ от выполнения работ в случае возникновения опасности для его жизни и здоровья вследствие нарушения требований охраны труда, за исключением случаев, предусмотренных федеральными законами, до устранения такой опасности;

- обеспечение средствами индивидуальной и коллективной защиты в соответствии с требованиями охраны труда за счет средств работодателя;

- обучение безопасным методам и приемам труда за счет средств работодателя;

Согласно [27] все факторы, воздействующие на человека условно разделены на вредные и опасные. Опасный фактор — это действие на человека, которое в определённых условиях приводит к травме, а в отдельных случаях — к внезапному ухудшению здоровья или к смерти. Вредный фактор — это фактор действия на человека, который в определённых условиях приводит к заболеваниям или снижению трудоспособности.

Выделяют следующие группы по природе действия:

- физические;
- химические.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		158

6.2. Анализ вредных и опасных факторов.

Основные причины возникновения опасностей обусловлены наличием отходов производства и быта; недостаточным вниманием общества к требованиям при разработке технических средств, технологических процессов и производств, при проектировании и строительстве зданий и сооружений; слабой подготовке руководителей производства в вопросах безопасного производства работ.

При производстве работ по удлинению цеха ЛПЦ-1 могут возникать следующие опасные и вредные производственные факторы, классификация которых приведена в соответствии с [27]:

а) Физические:

- движущиеся машины и механизмы; подвижные части производственного оборудования; разрушающиеся конструкции. Возможны такие воздействия как: раздавливание, ранение (раны колотые, резанные и др.), затягивание или попадание в опасную зону, ушибы, удары и т.д.
- повышенная или пониженная температура поверхностей оборудования, материалов. При работе с поверхностями с повышенной температурой возможно получение локальных ожогов, с пониженной температурой - переохлаждение.
- повышенная или пониженная температура воздуха рабочей зоны. Происходит изменение процессов обмена веществ и функционального состояния многих органов и систем организма, ослабление физической и психологической деятельности.
- повышенная или пониженная влажность воздуха вместе с пониженной или повышенной температурой воздуха может привести к более тяжёлым обморожениям или обморокам.
- повышенный уровень шума на рабочем месте. При воздействии шума происходят быстрая утомляемость, снижение трудовой активности, головные боли, раздражительность, нарушение сна, появление жалоб на неудовлетворённость работой.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		159

они примерно в 10 раз более опасны, чем угарный газ. Длительный контакт вызывает общее ослабление организма - иммунодефицит, а также могут стать причиной различных заболеваний: дыхательной недостаточности, гайморита, ларинготрахеита, бронхита, бронхопневмонии, рака лёгких, атеросклероза сосудов головного мозга, нарушения сердечно-сосудистой системы.

6.3. Безопасность производственных процессов и оборудования

6.3.1. Требования безопасности при выполнении работ

Общие требования безопасности, разделенные по видам работ и опасным и вредным факторам, представлены в таблице 6.1.

Таблица 6.1 - ОВПФ. Обеспечение безопасности и охрана труда

Вид работы	ОВПФ	Влияние на работающих	Руководящие и нормативные документы по обеспечению безопасности
Организация строительной площадки	Падение предметов и грузов. Зоны неизолированных токоведущих частей электроустановок	Удар током, шок, потеря сознания.	1. Установка временных ограждений согласно ГОСТ 12.4.059-89(2001) «Ограждения предохранительные инвентарные»
Земляные работы	Обрушение стен котлована, падение кусков породы	Ушибы, переломы, травматизм	Соблюдение СНиП 3.02.01-87 «Земляные сооружения, основания и фундаменты»
Погрузочно-разгрузочные работы, монтажные работы	Обрыв канатов грузозахватных приспособлений, падение груза, недостаточная освещенность площадки	Травматизм.	1. Работы производятся механизированным способом по ГОСТ 12.3.009-76(2000) «Работы погрузочно-разгрузочные» 2. Проверка оборудования перед началом работ по ГОСТ 21.112-87(1988) «Подъемно-транспортное оборудование» 3. Освещение стройплощадки по ГОСТ 12.1.046-85 «Строительство. Нормы освещения стройплощадки»

Вид работы	ОВПФ	Влияние на работающих	Руководящие и нормативные документы по обеспечению безопасности
Опалубочные и арматурные работы	Падение людей с высоты, обрыв стропов, падение груза.	Несчастные случаи с тяжкими увечьями и летальным исходом.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Установка временных ограждений согласно ГОСТ 12.4.059-89(2001) «Ограждения предохранительные инвентарные» 2. Способы строповки исключают падение груза. 3. Эксплуатация грузоподъемных механизмов согласно ГОСТ 12.2.058-81(2001) «Краны грузоподъемные. Требования к цветовому обозначению частей крана, опасных при эксплуатации» 4. Использование предохранительных поясов по ГОСТ 12.4.184-95(2002) «Пояса предохранительные»
Электросварочные работы	Поражение электрическим током, ослепление, пожароопасность, повреждение сварочных проводов.	Ощущение сильного нагрева, боли, судороги в руках и теле. Возможны сильные ожоги. Удар током.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Соблюдение требований ГОСТ 12.3.003-86(2000) «Работы электросварочные» 2. Ограждение мест поражения электрическим током. 3. Изоляция токопроводящих поверхностей и предметов. 4. Использование средств индивидуальной защиты по ГОСТ Р 12.4.016-83(2001) «Одежда специальная защитная» 5. Надёжное заземление электрических установок согласно ГОСТ 12.1.019-79(2001) «Электробезопасность» 6. Соблюдение правил пожарной безопасности согласно ГОСТ 12.1.004-91(1999) «Пожарная безопасность»

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ

Лист

162

Вид работы	ОВПФ	Влияние на работающих	Руководящие и нормативные документы по обеспечению безопасности
Бетонные работы	Обрушение элементов опалубки, обрыв стропов, удар током. Локальная вибрация при работе с вибраторами	Травматизм, ожоги, шок. Вибрационная болезнь, расстройства нервной системы.	<ol style="list-style-type: none"> 1.Инструктаж рабочих и ИТР. 2.При электрообогреве бетона используют защитные ограждения по ГОСТ 23407-78(2002) «Ограждения инвентарных строительных площадок и участков производства строительномонтажных работ» 3.Использование изоляции и антивибрационных покрытий вибромашин, применение средств индивидуальной защиты по ГОСТ 12.4.002-97(2001) «Средства защиты рук от вибрации» 4.Регулярная замена рабочих на вибромашине. 5.Бункера (бадью) для бетонной смеси удовлетворяют ГОСТ 21807-76(1988) «Бункеры (бадью) переносные вместимостью до 2 м³ бетонной смеси»
Кровельные работы	Падение людей при устройстве кровли. Опрокидывание емкостей с битумными мастиками, возгорание битумных мастик	Несчастные случаи с тяжкими увечьями и летальным исходом.	<ol style="list-style-type: none"> 1.Осмотр прорабом или мастером исправности несущих конструкций крыши и ограждений. 2.Использование защитных костюмов по ГОСТ 12.4.111-82(87) «Костюмы мужские для защиты от нефти и нефтепродуктов» 3.Использование монтажных поясов согласно ГОСТ 12.4.184-95(98) «Пояса предохранительные» 4.Закрепление материала на крыше. 5.Соблюдение правил пожарной безопасности согласно ГОСТ 12.1.004-91(1999) «Пожарная безопасность»

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ

Лист

163

6.3.2 Требования пожарной безопасности.

Категория здания по взрывопожарной и пожарной опасности – Д по [28]

Степень огнестойкости здания –IV.

Класс пожара – ДЗ.

Строительно-монтажные работы производят в соответствии с требованиями [29], [30].

Ответственность за пожарную безопасность на строительной площадке, соблюдение противопожарных требований действующих норм, своевременное выполнение противопожарных мероприятий, наличие и исправное содержание средств пожаротушения несёт непосредственно производитель работ.

Перед началом работ проводят инструктаж рабочих по правилам пожарной безопасности с оформлением записи в журнале.

Строительную площадку оборудуют средствами пожаротушения: пожарными гидрантами, противопожарным щитом, бочками с водой, ящиком с песком, огнетушителями. Огнетушители хранятся в каждом бригадном домике не менее одной штуки.

Использовать средства пожаротушения и пожарный инвентарь не по прямому назначению запрещается.

В местах, содержащих горючие или легковоспламеняющиеся материалы, курение запрещено, а пользование открытым огнем допускается только в радиусе более 50 м.

Противопожарное оборудование содержится в исправном, работоспособном состоянии. Проходы к противопожарному оборудованию всегда свободны и обозначены соответствующими знаками.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		164

Согласно [31]:

1. Пожарная безопасность объекта должна обеспечиваться системами предотвращения пожара и противопожарной защиты, в том числе организационно-техническими мероприятиями. Системы пожарной безопасности должны характеризоваться уровнем обеспечения пожарной безопасности людей и материальных ценностей, а также экономическими критериями эффективности этих систем для материальных ценностей, с учетом всех стадий (научная разработка, проектирование, строительство, эксплуатация) жизненного цикла объектов и выполнять одну из следующих задач:

- исключать возникновение пожара;
- обеспечивать пожарную безопасность людей;
- обеспечивать пожарную безопасность материальных ценностей;
- обеспечивать пожарную безопасность людей и материальных ценностей одновременно.

2. Объекты должны иметь системы пожарной безопасности, направленные на предотвращение воздействия на людей опасных факторов пожара, в том числе их вторичных проявлений на требуемом уровне.

Организационно-технические мероприятия по обеспечению пожарной безопасности согласно [31].

Организационно-технические мероприятия должны включать:

- организацию пожарной охраны, организацию ведомственных служб пожарной безопасности в соответствии с законодательством Российской Федерации;
- паспортизацию веществ, материалов, изделий, технологических процессов, зданий и сооружений объектов в части обеспечения пожарной безопасности;
- организацию обучения работающих правилам пожарной безопасности на производстве;

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		165

- разработку и реализацию норм и правил пожарной безопасности, инструкций о порядке обращения с пожароопасными веществами и материалами, о соблюдении противопожарного режима и действиях людей при возникновении пожара;

- порядок хранения веществ и материалов, тушение которых недопустимо одними и теми же средствами, в зависимости от их физико-химических и пожароопасных свойств;

- нормирование численности людей на объекте по условиям безопасности их при пожаре;

- основные виды, количество, размещение и обслуживание пожарной техники принято по [32]. Применяемая пожарная техника должна обеспечивать эффективное тушение пожара (возгорания), быть безопасной для природы, а также людей.

В соответствии с [32] на объекте существует следующая пожарная техника, предназначенная для его защиты:

- переносная пожарная мотопомпа;
- пожарной сигнализации на базе ручных пожарных извещателей;
- переносные ручные огнетушители;
- пожарное оборудование водопроводных сетей (пожарные клапаны, пожарные подземные гидранты, гидрант-колонки);
- немеханизированный пожарный ручной инструмент (пожарные ломы, багры, топоры и др.);
- Пожарные шкафы (навесные, приставные, встроенные); пожарные щиты; пожарные стенды; пожарные ведра; бочки для воды; ящики для песка; тумбы для размещения огнетушителей и др.;
- пожарные спасательные устройства: ручные пожарные лестницы.

Требования к размещению и обслуживанию:

1. Перед вводом в эксплуатацию (постановкой в боевой расчет) пожарные мотопомпы должны подвергаться испытаниям на соответствие требованиям нормативно-технической документации.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		166

2. Пожарные мотопомпы введенные в эксплуатацию (поставляемые в боевой расчет или резерв), должны находиться в полной боевой готовности к (применению) по тревоге: быть в исправном состоянии, полностью смазаны, иметь полный комплект годного к применению пожарно-технического вооружения и необходимый запас огнетушащих веществ.

3. Виды, периодичность, содержание и технологическая последовательность работ по техническому обслуживанию мотопомп должны соответствовать требованиям, установленным в эксплуатационной документации на изделия конкретных типов (марок).

4. Пожарные мотопомпы в режиме ожидания должны размещаться в помещениях с температурой окружающей среды не ниже 10°C.

5. Работы по техническому обслуживанию и ремонту пожарных мотопомп должны проводиться с соблюдением требований нормативной документации.

Ручные огнетушители должны размещаться:

- навеской на вертикальные конструкции на высоте не более 1,5 м от уровня пола до нижнего торца огнетушителя и на расстоянии от двери достаточном для ее полного открывания;

- установкой в пожарные шкафы совместно с пожарными кранами, специальные тумбы или на пожарные щиты и стенды.

5. Навеска огнетушителей на кронштейны, установка их в тумбы или пожарные шкафы должны выполняться так, чтобы обеспечивалась возможность прочтения маркировочных надписей на корпусе, а также удобство и оперативность пользования ими.

6. Огнетушители, размещаемые вне помещения или в неотапливаемых помещениях и не предназначенные для эксплуатации при отрицательных температурах, подлежат съему на холодный период. В таких случаях на пожарных щитах и стендах должна помещаться информация о месте расположения ближайшего отапливаемого помещения, где хранят огнетушители в течение указанного периода.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		167

Требования к пожарному оборудованию:

1. Водопроводная сеть, на которой устанавливают пожарное оборудование, должна обеспечивать требуемый напор и пропускать расчетное количество воды для целей пожаротушения. При недостаточном напоре на объектах должны устанавливаться насосы, повышающие давление в сети.
2. Пожарные гидранты, гидрант-колонки и пожарные краны должны перед приемкой в эксплуатацию и не реже чем каждые 6 мес. подвергаться техническому осмотру и проверяться на работоспособность посредством пуска воды.

Требования к пожарному ручному инструменту и инвентарю:

1. Немеханизированный пожарный ручной инструмент, размещается объекте в составе комплектации пожарных щитов и стендов, периодическому обслуживанию, включающему следующие операции:

- очистку от пыли, грязи и следов коррозии;
- восстановление окраски на соответствие;
- правку ломов и цельнометаллических багров для исключения остаточных деформаций после использования;
- восстановление требуемых углов заточки инструмента.

2. Пожарные шкафы должны иметь вентиляционные отверстия и быть оборудованы устройствами для размещения пожарного рукава, уложенного в двойную скатку или "гармошку".

3. Внешнее оформление пожарных шкафов должно включать красный сигнальный цвет.

5. Пожарные щиты и стенды должны обеспечивать удобство и оперативность съема (извлечения) закрепленных на них комплектующих изделий и соблюдение требований по их размещению.

6. Окраска пожарного инвентаря, цвета и схема окраски пожарных щитов.

7. Ящики для песка должны иметь вместимость 0,5; 1,0 и 3,0 м³ и быть укомплектованы совковой лопатой. Емкости для песка, входящие в конструкцию пожарного стенда, должны быть вместимостью не менее 0,1 м³.

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		168

Конструкция ящика (емкости) должна обеспечивать удобство извлечения песка и исключать попадание осадков.

8. Бочки для хранения воды для пожаротушения должны иметь вместимость не менее 0,2 м³ и быть укомплектованы пожарным ведром. Вместимость пожарных ведер должна быть не менее 0,008 м³.

9. На дверце пожарных шкафов с внешней стороны, на пожарных щитах, стендах, ящиках для песка и бочках для воды должны быть указаны порядковые номера и номер телефона ближайшей пожарной части. Порядковые номера пожарных шкафов и щитов указывают после соответствующих буквенных индексов: «ПК» и «ПЩ».

10. Пожарный инвентарь должен размещаться на видных местах, иметь свободный и удобный доступ и не служить препятствием при эвакуации во время пожара.

6.3.3. Требования электробезопасности

Категория помещений по степени опасности поражения электрическим током - помещения с повышенной опасностью.

В соответствии с [33], напряжения прикосновения и токи, протекающие через тело человека при нормальном (неаварийном) режиме электроустановки, не должны превышать значений, представленных в таблице 6.2.

Таблица 6.2

Род тока	U, В	I, mA
	не более	
Переменный, 50 Гц	2,0	0,3
Переменный, 400 Гц	3,0	0,4
Постоянный	8,0	1,0

Примечания:

1. Напряжения прикосновения и токи приведены при продолжительности воздействий не более 10 мин в сутки и установлены, исходя из реакции ощущения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. (Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*).
2. СП 18.13330.2011 Генеральные планы промышленных предприятий.
3. ГОСТ 24045-2016 Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства.
4. ГОСТ 9573-2012 Плиты из минеральной ваты на синтетических вяжущих.
5. ГОСТ 8240-97 Швеллеры стальные горячекатаные.
6. ГОСТ 8509-93 Уголки стальные горячекатаные равнополочные.
7. ГОСТ 31174-2017 ворота металлические. Общие технические условия.
8. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий.
9. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции.
10. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия.
11. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений.
(Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*)
12. ГОСТ 10884-94 Сталь арматурная термически упрочненная для железобетонных конструкций.
13. ГОСТ 23118-99 Конструкции стальные строительные.
14. ГОСТ 5264-80 Ручная дуговая сварка. Соединения сварные.
15. ГОСТ 9467-75 Электроды покрытые металлические для ручной дуговой сварки конструкционных и теплоустойчивых сталей.
16. ГОСТ 3249-79 Соединения сварные. Методы контроля качества.
17. ЕНиР Сборник Е5. Монтаж металлических конструкций. Выпуск 1.
18. ЕНиР Общая часть.
19. ГОСТ 8239-89 Двутавры стальные горячекатаные.
20. ГОСТ 3077-80 Канат двойной свивки типа ЛК-О конструкции 6х19(1+9+9)+1 о.с. Сортамент (с Изменениями N 1, 2).
21. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции

					АС-614.08.05.01.3150.2019-ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		171

