МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»

ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Утверждаю:
Зав. кафедрой

_____
подпись, инициалы, фамилия

"**21**.." ....**июня**...20**17** г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ БАКАЛАВРА ПО НАПРАВЛЕНИЮ ПОДГОТОВКИ 08.03.01 «СТРОИТЕЛЬСТВО» НАПРАВЛЕННОСТЬ «ПРОМЫШЛЕННОЕ И ГРАЖДАНСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»

Тема ВКР **кузнечно-прессовый цех с административными помещениями в городе Пензе**

Автор ВКР **Янина Ольга Владимировна**

Обозначение **08.03.01 Строительство** **Группа** **стр1-43**

Руководитель ВКР **Абрашитов Валентин Султанович**

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный **Пучков Ю.М.**
расчетно-конструктивный **Абрашитов В.С.**
основания и фундаменты **Чичкин А.Ф.**
технологии и организации строительства **Карпова О.В.**
экономики строительства **Сафьянов А.Н.**
вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности **Разживина Г.П.**
НИР **Абрашитов В.С.**
Нормоконтроль **Абрашитов В.С.**

ПЕНЗА 2017 г.

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»

ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

«УТВЕРЖДАЮ»
Зав. кафедрой Ласьков Н.Н
21 июня 20 17 г.

З А Д А Н И Е
на выполнение выпускной квалификационной работы бакалавра по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» направленность «Промышленное и гражданское строительство»

Автор ВКР Янина Ольга Владимировна

Группа Стр1-43

Тема ВКР Кузнечно-прессовый цех с административными помещениями в городе Пензе

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел Пучков Ю.М.

расчетно-конструктивный раздел Абрашитов В.С.

основания и фундаменты Чичкин А.Ф.

технология и организация строительства Карпова О.В.

экономика строительства Сафьянов А.Н.

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Разживина Г.П.

НИР Абрашитов В.С.

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства город Пенза

2. **Назначение здания. Степень новизны разрабатываемой работы. Реальность ВКР** разработано по индивидуальному заказу

(указать отличие от типового или ранее разработанного проекта)

II. СОСТАВ ВКР

1. Архитектурно-строительная часть должна быть представлена следующими проектными материалами:

- объемно-планировочное и конструктивное решение;
- генплан 1-500, 1-1000;
- планы неповторяющихся этажей М 1-100, 1-200;
- поперечный и продольный разрезы М 1-100, 1-200;
- фасады М 1-100, 1-200;
- план фундаментов М 1-200, 1-400; конструктивные детали и сечения фундаментов М 1-10, 1-20, 1-50;
- план кровли М 1-400, 1-800;
- технико-экономические показатели.

2.Расчетно-конструктивная часть должна состоять из:

- выбора типа, материала и конструктивной схемы здания или сооружения;
- расчета конструкций и основания;
- составления рабочих чертежей со спецификациями;
- оформления пояснительной записки.

3. Раздел технологии и организации строительства включает в себя:

- стройгенплан на стадии возведения подземной или надземной части здания;
- технологические карты на ведущие строительные процессы;

4. Раздел экономики строительства включает в себя:

- ведомость укрупненной номенклатуры работ на общестроительные работы на проектируемый объект;
- календарный план с графиками потока основных ресурсов (рабочих, капиталовложений, грузов), интегральным графиком капиталовложений и технико-экономическими показателями;

5.Вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности.

III. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ВКР

Сроки выполнения ВКР устанавливаются с 25.05.2017 по 20.06 20 17 г.

Объем ВКР: чертежей 8-10 листов, пояснительной записки от 60 до 100 страниц.
Законченная ВКР с пояснительной запиской, подписанной консультантами и руководителем, представляется на кафедру для окончательного решения и допуска к защите.

Дата выдачи « 15 » мая 20 17 года.

Руководитель ВКР _____

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ «ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»

ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Заведующего кафедрой Ласькова Николая Николаевича

Рассмотрев ВКР бакалавра Янина Ольга Владимировна

группы № Стр1-43

Выполненную на тему: Кузнечно-прессовый цех с административными помещениями в городе Пензе

Место строительства город Пенза

По реальному заказу

Тема раздела НИРС Технико-экономическое обоснование решений для нормирования здания

Расчетно-конструктивный раздел выполнен с применением вычислительного комплекса

В объеме 8 листов чертежей и 145 листов пояснительной записки, отмечается, что ВКР выполнена в соответствии с установленными требованиями и допускается кафедрой к защите.

Зав.кафедрой Ласьков Н.Н.

« 21 » июня 20 17 г.

Содержание

..... 5
Архитектурно-строительный раздел 5
1. Схема организации земельного участка 6
2. Объёмно-планировочное решение 6
3. Конструктивные решения 7
3.1. Фундаменты 7
3.2. Фундаментные балки 8
3.3. Колонны 8
3.4. Покрытие 10
3.5. Подкрановые балки 10
3.6. Стена 11
3.7. Кровля 11
3.8. Окна 11
3.9. Ворота и двери 12
4. Расчёты 13
4.1. Теплотехнический расчёт стены – сэндвич панель 13
4.2. Теплотехнический расчёт кирпичной стены административно-бытовой части 15
..... 18
Расчётно-конструктивный раздел 18
1. Компоновка поперечной рамы 19
1.1. Вертикальные размеры 19
1.2. Горизонтальные размеры 19
2. Нагрузки на поперечную раму 21
2.1. Постоянные нагрузки 21
2.2. Снеговая нагрузка 22
2.3. Нагрузка от мостовых кранов 22
2.4. Ветровая нагрузка 24
2.5. Назначение соотношений моментов инерции ригеля и участков колонн 25
2.5.1. Определение к-та пространственной работы 26
3. Статический расчёт рамы 27
4. Расчёт и конструирование решетчатой колонны 28
4.1. Определение расчётных длин колонны 28

4.2. Расчёт надкрановой части колонны 28
4.3. Подбор сечения нижней части колонны 31
4.4. Расчёт решётки подкрановой части колонны 32
4.5. Расчёт и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны 33
4.6. Расчёт и конструирование базы колонны. 35
5. Расчёт и конструирование стропильной фермы с поясами из тавров и решёткой из одиночных уголков 38
5.1. Статический расчёт 38
5.2. Подбор сечений стержней фермы 41
5.3. Расчёт сварных швов прикрепления решётки фермы к верхнему и нижнему поясам и фасонкам фермы 45
5.4. Расчёт и конструирование узлов фермы 46
5.5. Проверка жёсткости фермы 55
Основания и фундаменты 57
1. Расчёт фундамента 58
1.1. Расчёт столбчатого внецентренно-сжатого фундамента. 58
Технология и организация строительства 64
1. Обоснование проектных решений 65
1.1. Объемно-планировочная характеристика здания 65
1.2. Определение объемов строительно-монтажных работ 66
1.3. Выбор средств подмащивания, инвентаря, монтажных и грузозахватных приспособлений 68
..... 71
1.4. Выбор монтажного крана 71
1.5. Расчет количества транспортных средств 75
2. Разработка проекта производства работ 77
2.1. Указания к подготовке объекта 77
2.2. Методы и последовательность производства работ 78
2.3. Календарное планирование. 80
2.3.1. Календарный план производства работ (см лист 7) 81
2.3.2. ТЭН календарного плана. 81
2.4. Стройгенплан на возведение надземной части здания 91
2.4.1. Внутрипостроечные дороги 91
2.4.2. Проектирование складских площадок 91

2.4.3. Определение потребности во временных зданиях и сооружениях 93
2.4.4. Освещение строительной площадки ... 93
2.4.5. ТЭП стройгенплана ... 94
2.5. Мероприятия по технике безопасности и охране окружающей среды 95
2.6. Технико-экономические показатели ППР ... 96
Экономика строительства ... 97
1. Качественная характеристика объекта строительства ... 98
2. Определение капитальных вложений на строительство объекта ... 99
2.1. Локальная смета ... 99
2.2. Объектная смета ... 108
2.3. Сводный сметный расчет стоимости строительства ... 111
3. Технико-экономическая характеристика объекта строительства ... 114
4. Заключение об экономической оценке проектных решений. ... 114
... 115
Вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности ... 115
1. Пожарная безопасность в производственных зданиях ... 116
2. Естественное и искусственное освещение в производственных зданиях. Нормы и требования ... 119
3. Охрана труда для работников строительных профессий ... 123
... 124
Научно-исследовательская работа ... 124
1. Введение ... 125
2. Исходные данные ... 125
3. Статический расчёт стропильной фермы. ... 125
4. Расчёт и конструирование стропильной фермы из гнутосварных профилей. ... 127
5. Сравнительная характеристика конструктивных решений ... 141
Список литературы ... 142

Архитектурно-строительный раздел

1. Схема организации земельного участка

Площадь данного участка составляет 19га. Рельеф местности спокойный. Проектируемое производственное здание увязано с примыкающими районами и не нарушает их функций.

Подъезд к кузнечно-прессовому цеху осуществляется через проходную с проезжей части.

Для завода предусмотрена автостоянка, расположенная со стороны главного входа в завод в соответствии с требованиями. Для управляющего и обслуживающего персонала, а также инженерно-технических работников предусмотрена административная часть заводоуправления. Для обеспечения необходимыми топливно-энергетическими ресурсами цех подключён к общей электросети. ГСМ хранятся на соответствующем складе.

Благоустройство прилегающей территории выполнено с учётом пешеходных связей. Предусмотрены различные типы покрытий тротуаров и дорожек.

Озеленение представлено с соблюдением нормативных разрывов элементов озеленения до существующих и проектируемых сетей. На территории завода для оздоровления окружающей среды и создания нормального микроклимата запроектированы зеленые насаждения.

При проектировании генплана необходимо стремится к кратчайшей протяжённости потоков обрабатываемых материалов, зонированию территории и компактности застройки. На разрывы между зданиями влияют производст-венные факторы. Дороги и проезды решаются в соответствии с принятым видом внешнего и внутризаводского транспорта в зависимости от веса и габаритов грузов, дальности перевозки, масштабов грузопотока.

Минимальные разрывы между зданиями устанавливаются санитарными и противопожарными нормами, а также необходимой шириной дорог, проездов и тротуаров. Санитарные разрывы между зданиями не менее высоты до карниза противоположного здания. Минимальное расстояние между зданиями не менее 12 м. Минимальное расстояние от ж/д путей до здания не менее 3,1 м при отсутствии входа, 6 м при его наличии. Ширина дорог при двухполосном движении 6 м, однополосном 3 м. Расстояние от дорог до здания при наличии входа не менее 8 м, при отсутствии 3 м. Пешеходные тротуары шириной 1...1,5 м располагаются на расстоянии не менее 1,5 м.

Территория предприятия должна быть благоустроена и максимально озеленена. Площадь озеленения должна составлять 15...20 %. В качестве элементов озеленения применены деревья хвойных и лиственных пород, а также кустарники.

2. Объёмно-планировочное решение

Регион строительства - г. Пенза. Объект строительства - Кузнечно-прессовый цел с административными помещениями.

В кузнечно-прессовых цехах производится обработка предварительно нагретого до заданной температуры металла способом динамического (ковка, штамповка) и статического (прессование) давления.

Нагрев металла производится в пламенных или электропечах, обработка – с помощью молотов, штампов, прессов.

Условия труда определяются конструкциями печей, видом топлива и степенью механизации производственных процессов. Для кузниц характерен нагревающий микроклимат. Величина тепловыделений колеблется в значительных пределах. В теплое время года температура воздуха на рабочих местах кузнецов может превышать на 8 – 10 °С и более нормируемые величины. Интенсивность теплового излучения более высокая у открытых печей, несколько меньше у молотов. При неправильном размещении нагревательных печей и молотов на площади цеха могут создаваться крайне неблагоприятные ситуации, при которых работающие у молотов или прессов подвергаются инфракрасному облучению практически со всех сторон, создаются так называемые тепловые мешки. В таких случаях возникают условия, приводящие к перенапряжению терморегуляции организма у работающих. Следует принимать во внимание также то обстоятельство, что труд кузнеца относится к категории средней тяжести или тяжелому.

Работа характеризуется, как правило, высоким темпом, так как металл пластичен только при определенной температуре и эта пластичность утрачивается по мере его остывания.

Здание корпуса отапливаемое. Расчетная внутренняя температура в помещениях +18°С, относительная влажность воздуха 66%. Естественная освещенность в цехе рассчитана на работы средней точности.

Размеры здания в осях: 1-21 –120,0 м; А-К – 42 м; 1-7 – 36 м; А-Г – 18 м. Пролет цеха – 24 м. Высота этажа – 3,3 м, высота от пола цеха до низа стропильной конструкции – 18 м. Общее количество административных помещений – 34. Отметка уровня земли принята - 0,150 м.

3. Конструктивные решения

Конструктивный тип здания каркасный. Каркасное одноэтажное промышленное здание состоит из поперечных рам, которые образованы колонами и несущими конструкциями покрытия стропильными стальными фермами, а также из продольных элементов в виде связей.

3.1. Фундаменты

Фундаменты под колонны здания приняты типичные монолитные железобетонные. Фундамент трёхступенчатый с высотой ступени 0,3 м. Фундаменты под основные колонны выливаются из бетона класса В15. Их устанавливают на бетонную подготовку толщиной 100. мм из бетона класса В2,5.

3.2. Фундаментные балки

В здании принятые железобетонные фундаментные балки, которые имеют клиновидную форму поперечного сечения марки 3БФ6-6

Фундаментные балки укладывают на приливы фундаментов с внешней стороны колонн на цементно-песчаный раствор марки М50. Верхняя грань балок расположена на отметке - 0,030 м, щель между торцами балок заполняют бетоном класса В15. По фундаментным балкам выкладывают 2 слоя рубероида, который служит для гидроизоляции. Для предотвращения деформации балок вследствие возможного вздымания грунтов предусмотрена подсыпка из крупнозернистого песка.

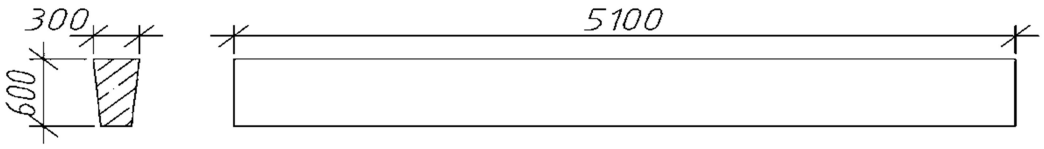


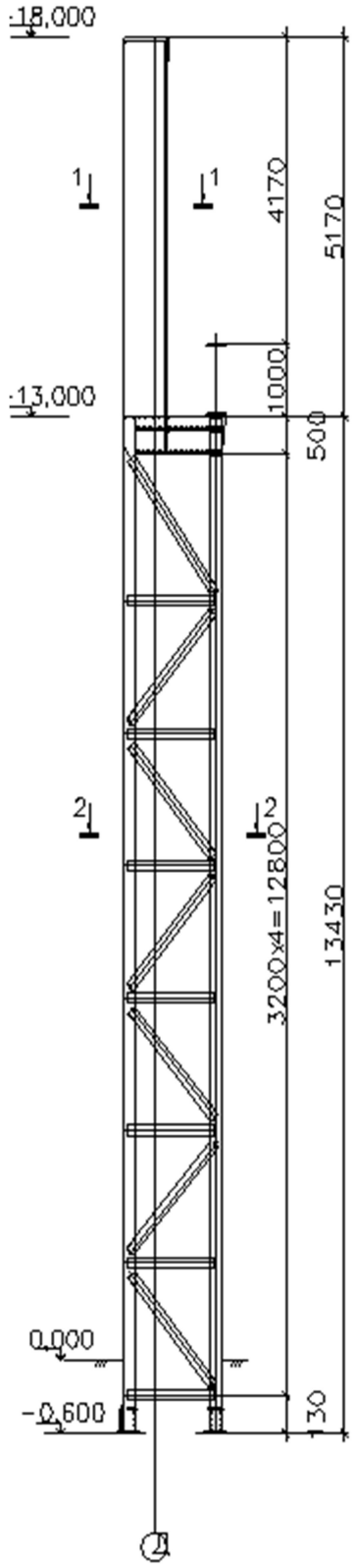
Рис 1 – Схема фундаментной балки

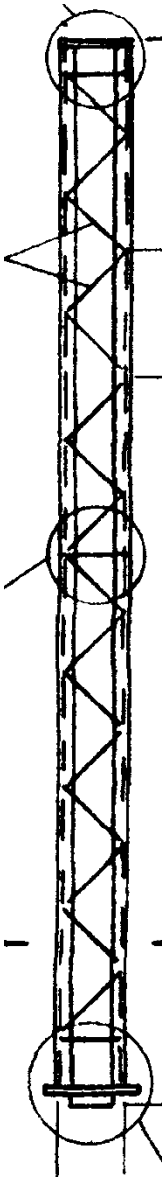
3.3. Колонны

В здании приняты стальные колоны двух видов: основные и фахверковые.

Колонны основные и крайние по осям Д, К являются двухветьевыми без прохода в надкрановой части и рассчитываются в конструктивной части (см. раздел). Высота верхней часть – 5,17 м; нижней части – 13,43 м. Колонны заглублены на 0,6 м ниже уровня пола, кран - мостовой грузоподъёмность 100 т. Ширина верхней части колонны в плоскости рамы – 0,7 м, нижней часть – 1,5 м.

Колонны фахверка также имеют закладные детали для крепления стеновых панелей. Для крепления стеновых панелей торцевой стены к колоннам, расположенным на крайних осях здания (оси 1 и 21) устанавливают стальные фахверковые колонны с двутавровым сечением 70Ш1 и высотой 18 м.





а) б)

Рис 2 – Схемы колонн: а – основная колонная; б – фахверковая колонна

3.4. Покрытие

В проектируемом здании по осям Д-К принята стропильная ферма трапециевидной формы пролётом 24 м, по осям А-Д принята стальная балка пролётом 6 м двутаврового сечения 35Ш1 . Стропильная конструкция устанавливается на колонны. Балка опирается в осях А-Г на кирпичную стену. По оси Д балка крепится к колонне.

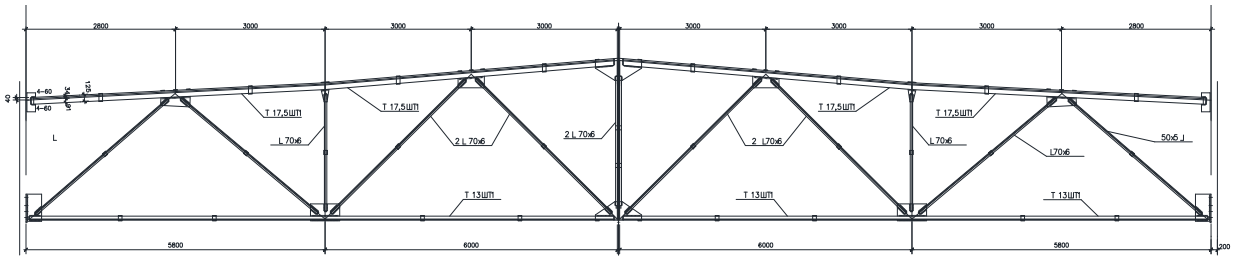
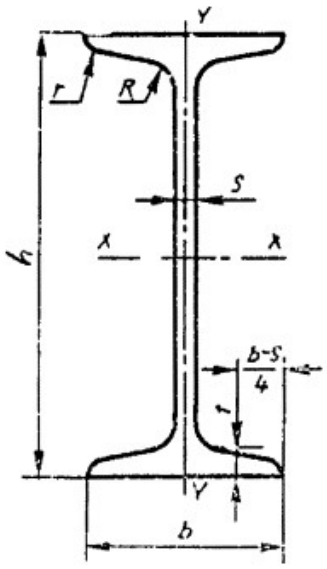


Рис 3 – Стропильная ферма покрытия



h - высота;
b - ширина полки;
s - толщина стенки;
t - средняя толщина полки;
R - радиус внутреннего закругления;
r - радиус закругления полки;
I - момент инерции;
W - момент сопротивления;
i - радиус инерции;
S - статический момент полусечения;
z_o - расстояние от оси *y-y* до наружной грани стенки.

Рис 4 – Сечение балки покрытия

3.5. Подкрановые балки

Подкрановые балки принимаем стальные двутаврового сечения высотой 1 м и длиной 6 м.

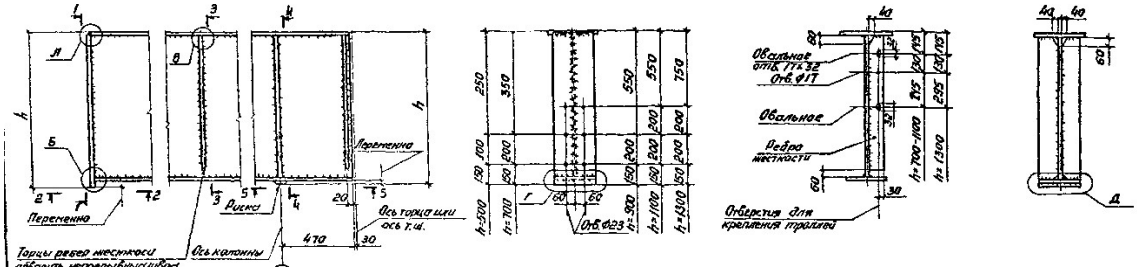


Рис 5 – Балка подкрановая

3.6. Стена

Стены выполнены из типовых «сэндвич»-панелей толщиной 120 мм и длиной 6 м. Панели крепятся к стеновым ригелям с помощью стальных крепежных элементов с лапкой и скобой. Цоколь и участки стен в месте установки ворот по торцам здания выполнены из блоков металлических каркасов, покрытые панелями «сандвич».

Температура внутреннего воздуха $t_{int}=18^0$С. Относительная влажность воздуха φ=60%. Зона влажности – сухая. Влажностный режим помещения – нормальный. Условия эксплуатации наружных ограждающих конструкций – А.

Ограждающая конструкция состоит из трех слоев:

1.Стальная обшивка (2 слоя);

2.Теплоизоляция – перлитопластбетон.

3.7. Кровля

Покрытие над производственным помещением выполнена из панелей «сэндвич», с внутренним водоотводом. Уклон составляет 2,5%. Кровельные материалы:

- панели типа «сэндвич»:
1) 2 листа стальной обшивки, 10 мм;
2) теплоизоляция – перлитопластбетон, 100 мм.
- прогоны в виде стальной балки, швелер 20.

Элементы системы монтируются при помощи механической фиксации к основанию, что заметно увеличивает скорость монтажа.

3.8. Окна

Оконные рамы приняты в здании двух типов: в цеху – витражные ленты выстой 8,0 м и 1,8 м. Для восприятия ветрового напора устанавливаем каждые 2,0 м фахверковые ригели в виде профильных труб, между которыми устанавливаем квадратные стойки. В пристройке ставим типовые окна шириной 1,8 м и высотой 1,5 м. Оконные проемы выполнены из стеклопакетов в ПВХ рамах, открывающимися переплетами с двойным остеклением по ГОСТ 30674-99.

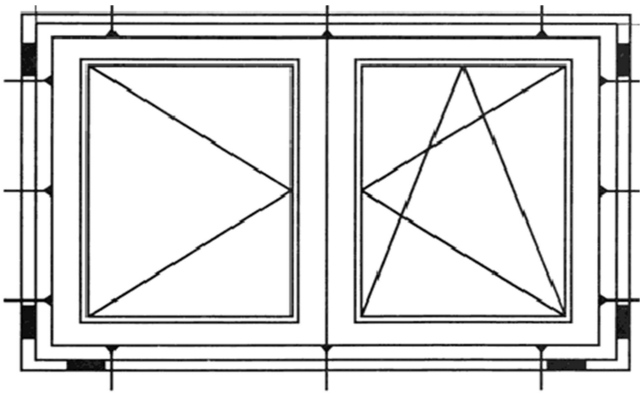


Рис 6 – Схема оконного проёма в пристройке

3.9. Ворота и двери

Двери выполнены по ГОСТ 6629-88. Ворота распашные металлические ГОСТ 31174-2003 устанавливаются на стальных столбах. Двери принимаем вытой 2,1 м и шириной (см табл 1)

Таблица 1 - Ведомость проёмов дверей и ворот

Марка,	Размер проёма в кладке, мм
Д1	3000х2100
Д2	1500х2100
Д3	1300х2100
Д4	900х2100
Д5	700х2100
В1	3000х3000

4. Расчёты

4.1. Теплотехнический расчёт стены – сэндвич панель

Температура внутреннего воздуха $t_{int}=18^0$C;
Относительная влажность воздуха φ=60%;
Зона влажности – сухая;
Влажностный режим помещения – нормальный;
Условия эксплуатации наружных ограждающих конструкций – А.

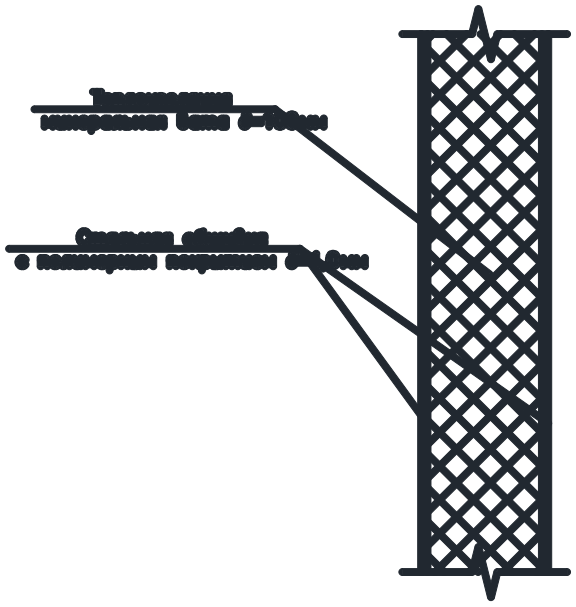


Рис 7 - Расчётная схема стены цеха

Ограждающая конструкция состоит из трех слоев:

1.Стальная обшивка

δ_c=0,0005 м; γ_c=7850 кг/м^3; λ_c=58 Вт/(м·^{0}C).

2.Теплоизоляция – перлитопластбетон;

$\delta_{ут}$=? м; $\gamma_{ут}$=100 кг/м^3; $\lambda_{ут}$=0,07 Вт/(м·^{0}C).

Расчёт требуемого сопротивления теплопередаче по санитарно-гигиеническим и комфортным условиям: Требуемое сопротивление теплопередаче стеновых ограждающих конструкций (сэндвич-панели) отвечающих санитарно-гигиеническим и комфортным условиям, определяют по формуле:

$$R_0^{mp} = \frac{n\cdot(t_{\text{int}} - t_{ext})}{\Delta t^n \cdot \alpha_{\text{int}}} = \frac{1\cdot(18+27)}{7{,}88\cdot 8{,}7} = 0{,}65,$$

где n = 1 – коэффициент, принимаемый в зависимости от положения наружной поверхности ограждающих конструкций по отношению к наружному воздуху по табл. 3* СНиП II-3-79*;

$t_в$ = 18°С – расчетная температура внутреннего воздуха, принимаемая согласно ГОСТ 12.1.005-88 и нормам проектирования соответствующих зданий и сооружений;

t_{ext} = -27°С – расчетная зимняя температура наружного воздуха, равная средней температуре наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 по СП 131.13330.2012;

Δt^n = 7,88 - нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции, принимаемый по табл. 2* СНиП II-3-79* в зависимости от температуры точки росы $t_р$ = 10,12 °С (принимаемой по приложению 1 Пособия к СНиП II-3-79**) и $t_в$ = 18°С;

α_{int} = 8,7 - коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций, принимаемый по табл. 4 СНиП II-3-79*.

Расчёт требуемого сопротивления теплопередаче в зависимости от градусо-суток района строительства:

Рассчитываем градусо-сутки отопительного периода:

$$D_d = (t_{\text{int}} - t_{ht}) \cdot Z_{ht} = (18 + 4{,}1) \cdot 200 = 4420°C \cdot сут;$$

где t_{ht}=-4,1 ^{0}С – средняя температура наружного воздуха периода со средней суточной температурой воздуха ниже или равной 8 °С по СП 131.13330.2012;

z_{ht}=200 сут – продолжительность отопительного периода для периода со среднесуточной температурой наружного воздуха не более 8^{0}С.

Проверяем условие при тепловой защите здания:

$$R_{reg} = a \cdot D_d + b = 0{,}0002 \cdot 4420 + 1 = 1{,}88 \frac{м^2 \cdot {}^0C}{Вт};$$

Для дальнейшего расчета принимаем R_{reg} =1,95(м$^2\cdot{}^0$С)/Вт.

Определяем предварительную толщину утеплителя

$$\delta_{ут} = \left[R_{reg} - \left(\frac{1}{\alpha_{\text{int}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_{ext}} \right) \right] \lambda_{ут} = \left[1{,}95 - \left(\frac{1}{8{,}7} + \frac{0{,}001}{58} + \frac{0{,}001}{58} + \frac{1}{23} \right) \right] \cdot 0{,}041 = 0{,}07м =$$

$= 70мм$;

Принимаем толщину утеплителя 100 мм.

Уточняем общее фактическое сопротивление теплопередаче $R_o^ф$ для всех слоев ограждения:

$$R_o^{\phi} = \frac{1}{\alpha_{\text{int}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_{ym}}{\lambda_{ym}} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_{ext}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,001}{58} + \frac{0,1}{0,041} + \frac{0,001}{58} + \frac{1}{23} = 2,6(м^2 \cdot °C)/Вт$$

Вывод: условие теплотехнического расчета выполнено, так как $R_o^{\phi} > R_{reg}$ Принимаем минераловатный утеплитель толщиной 100 мм в соответствии с конструкцией оконных переплетов и обеспечения жесткости «сэндвич»-панелей.

4.2. Теплотехнический расчёт кирпичной стены административно-бытовой части

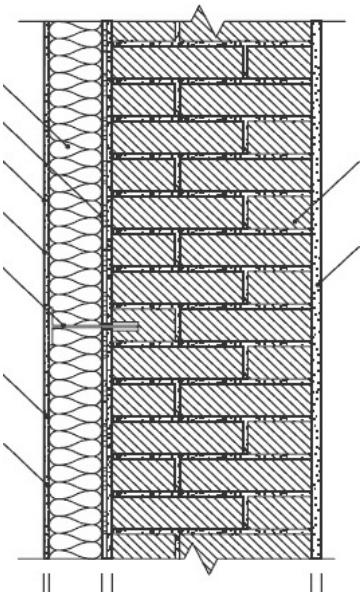


Рис 8 - Расчётная схема стены цеха

Ограждающая конструкция состоит из четырёх слоев:

1.Штукатурка –цементно-песчаный раствор
$\delta_{шт}$=0,02 м; λ_c=0,76 Вт/(м·^{0}С);

2.Теплоизоляция – минеральная вата;
$\delta_{ут}$=? м; $\lambda_{ут}$=0,052 Вт/(м·^{0}С);

3. Штукатурка –цементно-песчаный раствор
$\delta_{шт}$=0,02 м; λ_c=0,76 Вт/(м·^{0}С);

5. Кирпич керамический
$\delta_{кирп}$=0,38 м; λ_c=0,7 Вт/(м·^{0}С).

Расчёт требуемого сопротивления теплопередаче по санитарно-гигиеническим и комфортным условиям: Требуемое сопротивление теплопередаче стеновых ограждающих конструкций (сэндвич-панели) отвечающих санитарно-гигиеническим и комфортным условиям, определяют по формуле:

$$R_0^{mp} = \frac{n \cdot (t_{\text{int}} - t_{ext})}{\Delta t^n \cdot \alpha_{\text{int}}} = \frac{1 \cdot (20 + 27)}{7,88 \cdot 8,7} = 0,69,$$

где n = 1 – коэффициент, принимаемый в зависимости от положения наружной поверхности ограждающих конструкций по

отношению к наружному воздуху по табл. 3* СНиП II-3-79*;

t_{int} = 20°С – расчетная температура внутреннего воздуха, принимаемая согласно ГОСТ 12.1.005-88 и нормам проектирования соответствующих зданий и сооружений;

t_{ext} = -27°С – расчетная зимняя температура наружного воздуха, равная средней температуре наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 по СП 131.13330.2012;

Δt^n = 7,88 - нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции, принимаемый по табл. 2* СНиП II-3-79* в зависимости от температуры точки росы $t_р$ = 10,12 °С (принимаемой по приложению 1 Пособия к СНиП II-3-79**) и $t_в$ = 18°С;

α_{int} = 8,7 - коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций, принимаемый по табл. 4 СНиП II-3-79*.

Расчёт требуемого сопротивления теплопередаче в зависимости от градусо-суток района строительства:

Рассчитываем градусо-сутки отопительного периода:

$$D_d = (t_{\text{int}} - t_{ht}) \cdot Z_{ht} = (20 + 4{,}1) \cdot 200 = 4820°C \cdot сут;$$

где t_{ht}=-4,1 ^{0}С – средняя температура наружного воздуха периода со средней суточной температурой воздуха ниже или равной 8 °С по СП 131.13330.2012;

z_{ht}=200 сут – продолжительность отопительного периода для периода со среднесуточной температурой наружного воздуха не более 8^{0}С.

Проверяем условие при тепловой защите здания:

$$R_{reg} = a \cdot D_d + b = 0{,}0002 \cdot 4820 + 1 = 1{,}96 \frac{м^2 \cdot ^0C}{Вт};$$

Для дальнейшего расчета принимаем R_{reg} =1,95(м$^2\cdot^0$С)/Вт.

Определяем предварительную толщину утеплителя

$$\delta_{ут} = \left[R_{reg} - \left(\frac{1}{\alpha_{\text{int}}} + \frac{\delta_{шт}}{\lambda_{шт}} + \frac{\delta_{шт}}{\lambda_{шт}} + \frac{\delta_к}{\lambda_к} + \frac{1}{\alpha_{ext}} \right) \right] \lambda_{ут} =$$

$$= \left[1{,}96 - \left(\frac{1}{8{,}7} + \frac{0{,}02}{0{,}76} + \frac{0{,}02}{0{,}76} + \frac{0{,}38}{0{,}7} + \frac{1}{23} \right) \right] \cdot 0{,}052 = 0{,}07м = 70мм;$$

Принимаем толщину утеплителя 100 мм.

Уточняем общее фактическое сопротивление теплопередаче R_o^{ϕ} для всех слоев ограждения:

$$R_o^{\phi} = \frac{1}{\alpha_{\text{int}}} + \frac{\delta_{шт}}{\lambda_{шт}} + \frac{\delta_{ут}}{\lambda_{ут}} + \frac{\delta_{шт}}{\lambda_{шт}} + \frac{\delta_{к}}{\lambda_{к}} + \frac{1}{\alpha_{ext}} =$$

$$= \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,1}{0,052} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,38}{0,7} + \frac{1}{23} = 2,7(м^2 \cdot °C)/Вт$$

Вывод: условие теплотехнического расчета выполнено, так как $R_o^{\phi} > R_{reg}$.

Принимаем минераловатный утеплитель толщиной 100 мм в соответствии с конструкцией оконных переплетов и обеспечения жесткости «сэндвич»-панелей.

Расчётно-конструктивный раздел

1. Компоновка поперечной рамы

Основной несущей конструкцией каркаса производственного здания является поперечная рама, состоящая из колонн и ригеля. В однопролётных зданиях чаще всего применяется жёсткое сопряжение колонн с фундаментом и ригелями.

Ригель поперечной рамы желательно иметь из унифицированных строительных ферм. Наличие фонарных конструкций не предусмотрено. Компоновка поперечной рамы начинается с назначения размера основных конструкций. Все размеры рамы по вертикали привязываются к отметке пола, а по горизонтали – к осям здания.

1.1. Вертикальные размеры

Расстояние от уровня пола до головки подкранового ригеля равно 14м. Расстояние от головки подкранового рельса до низа конструкции покрытия h_2 определяется вертикальными размерами конструкции мостового крана (при грузоподъёмности 100т и поперечном шаге рам 6м, выста крана $h_к = 3{,}7$м), принимается:

$$h_2 = h_к + 100 + \alpha = 3700 + 100 + 200 = 4000\text{мм},$$

где $h_к + 100$ – габаритный размер от головки рельса до верхней точки тележки крана плюс зазор 100мм.

α – размер, учитывающий прогиб конструкций покрытия, принимаемый равным $f = \frac{L}{250} \approx 100$мм.

Вертикальный габаритный размер крана принимаемый по ГОСТ на мостовые электрические краны, в зависимости от грузоподъёмности пролёта крана.

Высота цеха от пола до низа стропильной конструкции равна:

$$H = h_1 + h_2 = 14000 + 4000 = 18000\text{мм}.$$

Габаритный размер H принимается кратным 1,8м, поэтому $H = 18000$мм.

Высота верхней части колонны :

$$h_в = h_{п.б.} + h_р + h_2 = 1000 + 170 + 4000 = 5170\text{мм},$$

где $h_{п.б.}$ – высота подкрановой балки;

$h_р$ – высота кранового рельса.

Высота нижней части колонны:

$$h_н = H - h_в + h_б = 18000 - 5170 + 600 = 13430\text{мм},$$

где $h_б$ – заглубление опорной плиты базы колонны ниже нулевой отметки пола.

Высота колонны от низа базы до низа ригеля:

$$h = h_н + h_в = 13430 + 5170 = 18600\text{мм}.$$

1.2. Горизонтальные размеры

В соответствии с правилами унификации привязки колонн к разбивочным осям рамы, расстояние о0000т этой оси до наружной грани колонн может

быть только 250мм или 500мм. Примем 500мм.

Ширину верхней части колонны принимают унифицированной и равной: $_{м}в_{в} = 500 + 200 = 700$мм.

Ширина нижней части ступенчатой колонны:

$$в_{н} = в_{0} + \lambda = 500 + 1000 = 1500\text{мм},$$

где λ – расстояние между разбивочной осью колонны и осью подкрановой балки $\lambda = 1000$ мм.

Установив ширину нижней и верхней частей колонны, следует убедиться в том, что кран при движении вдоль цеха не задевает верхнюю часть колонны. Для этого проверяем:

$в_{н} - в_{в} > в_{1} + с_{1}$

1500-700>400+75

2200>475

где $в_{1}$ – часть кранового моста, выступающая за ось рельса;

$с_{1}$ – минимальный зазор между торцом крана и внутренней гранью верхней части колонны. ($с_{1} = 75$мм – для кранов 1000кН).

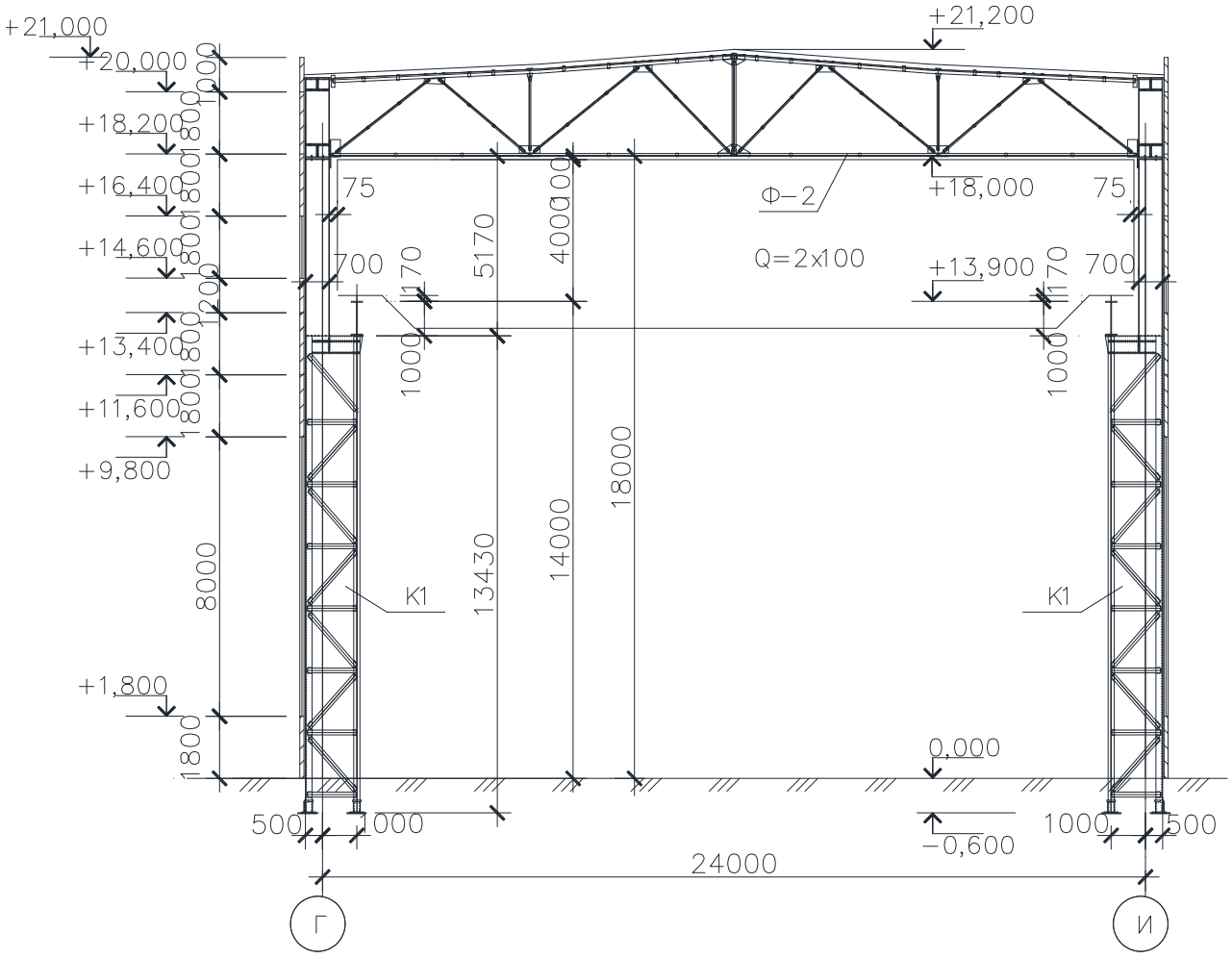


Рис 1 – Схема поперечной рамы однопролётного здания

2. Нагрузки на поперечную раму

На поперечную раму цеха действуют постоянные нагрузки от веса несущих и ограждающих конструкций здания, временные – от мостовых кранов, подвесного транспорта и другие полезные нагрузки (снеговая и ветровая).

2.1. Постоянные нагрузки

А) Собственный вес конструкций покрытия

Таблица 1 – Расчёт нагрузки от кровли

Вид нагрузки	Нормативные гН/м^2	К-т надёжности по нагрузке, γ_f	Расчётные, гН/м^2
Гидроизоляция	1	1,3	1,3
Панели типа «сэндвич»	3,79	1,1	4,17
Металлическая балка [20	0,6	1,05	0,63
Итого:			6,1

Равномерно-распределённая нагрузка от покрытия:

$$q_{\text{р}} = q_{\text{р}} \cdot l = 6{,}1 \cdot 6 = 36{,}6 \frac{\text{гН}}{\text{м}} = 3{,}66 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Величина опорного расчётного давления ригеля на колонну от постоянной нагрузки:

$$N_{\text{р}} = \frac{q_{\text{р}} \cdot l}{2} = \frac{36{,}6 \cdot 24}{2} = 439{,}2 \text{ гН} = 43{,}92 \text{ кН}$$

Б) Собственный вес колонны

Собственный вес нижней части колонны (от низа базы до уступа) можно принимать: $N_{\text{н.ч.}} = 200$ гН

Собственный вес верхней части колонны:

$$N_{\text{в.ч.}} = 100 \text{ гН}$$

В) Нагрузки от стенового ограждения

Нагрузки от стен (металлические панели типа «сэндвич») при статическом расчёте рам учитывается в том случае, если панели подвешиваются к колоннам. В этом случае, вес стенового ограждения передаётся на стойки (колонны) рамы в виде сосредоточенных с эксцентриситетом сил. Вес стеновых навесных панелей:

$$\text{Р}_{\text{с.п.}} = \gamma \cdot h_{\text{п}} \cdot \delta_{\text{п}} \cdot n \cdot l = 3.79 \cdot 11{,}2 \cdot 0{,}12 \cdot 1{,}1 \cdot 6 = 35.42 \text{ гН}$$

Вес оконных переплётов с остеклением:

$$\text{Р}_{\text{ост.}} = q^{\text{н}}{}_{\text{ост,}} \cdot h_{\text{ост,}} \cdot n \cdot l = 5 \cdot 9{,}8 \cdot 1{,}1 \cdot 6 = 300{,}3 \text{ гН}$$

Сосредоточенные моменты от стенового ограждения:

- для подкрановой части

$$M_{\text{с.п.}} = \text{Р}_{\text{с.п.}} * 0.5(\text{в}_{\text{н}} + \delta_{\text{п}}) = 35{,}42 \cdot 0{,}5 \cdot (1{,}5 + 0{,}12) = 28{,}69 \text{ гН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\text{ост.}} = \text{Р}_{\text{ост.}} * 0.5\text{в}_{\text{н}} = 300{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}5 = 225{,}23 \text{ гН} \cdot \text{м}$$

- для надкрановой части

$$M_{\text{с.п.}} = \text{Р}_{\text{с.п.}} \cdot 0.5(\text{в}_{\text{в}} + \delta_{\text{п}}) = 35{,}42 \cdot 0{,}5 \cdot (0{,}7 + 0{,}12) = 14{,}52\ \text{гН} \cdot \text{м}$$
$$M_{\text{ост.}} = \text{Р}_{\text{ост.}} \cdot 0.5\text{в}_{\text{в}} = 300{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}7 = 105{,}11\ \text{гН} \cdot \text{м}$$

Г) Нагрузка в надкрановой части колонны

Определение продольной силы в надкрановой части колонны и изгибающего момента от неё в месте изменения сечения колонны. Продольная сила в надкрановой части колонны от постоянных нагрузок

$$N_{\text{в}} = N_{\text{р}} + N_{\text{в.ч}} + \text{Р}_{\text{с.п.}} + \text{Р}_{\text{ост.}} = 439{,}2 + 100 + 35{,}42 + 300{,}3 = 874{,}92\ \text{гН} = 87{,}492\ \text{кН}$$

В ступенчатых колоннах крайних рядов оси верхних и нижних участков не совпадают, поэтому стойки рамы имеют горизонтальный уступ, равный эксцентриситету – расстояние между осями колонны

$$e = (0{,}45 \div 0{,}55)\text{в}_{\text{н}} - 0{,}5\text{в}_{\text{в}} = 0{,}5 \cdot 1{,}5 - 0{,}5 \cdot 0{,}7 = 0{,}4\text{м}$$

В итоге продольная сила создаёт в колонне изгибающий момент:

$$M_{\text{в}} = N_{\text{в}} \cdot e = 874{,}92 \cdot 0{,}4 = 349{,}97\ \text{гН} \cdot \text{м} = 34{,}997\ \text{кН} \cdot \text{м}$$

2.2. Снеговая нагрузка

При расчёте поперечной рамы снеговую нагрузку на ригель можно принимать для г. Пенза $P_0 = 18\ \text{гН/м}^2$ как равномерно-распределённую. Расчётная величина снеговой нагрузки на 1м^2 определяется как

$$P^{\text{р}} = P_0 \cdot \mu = 18 \cdot 1 = 18\frac{\text{гН}}{\text{м}^2}$$

Расчётная погонная равномерно-распределённая нагрузка на ригель рамы

$$q_{\text{сн.}} = P^{\text{р}} \cdot l = 18 \cdot 6 = 108\frac{\text{гН}}{\text{м}} = 10{,}8\frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Величина опорного расчётного давления ригеля на колонну от снеговой нагрузки $N_{\text{сн}} = q_{\text{сн.}}\frac{l}{2} = 108 \cdot \frac{24}{2} = 1296\ \text{гН} = 129{,}6\ \text{кН}$

Изгибающий момент от снеговой нагрузки в месте изменения сечения колонны $M_{\text{сн.}} = N_{\text{сн}} \cdot e = 1296 \cdot 0{,}4 = 518{,}4\ \text{гН} \cdot \text{м} = 51{,}84\ \text{кН}$

2.3. Нагрузка от мостовых кранов

При расчёте однопролётных рам крановая нагрузка принимается в соответствии с СП 20.13330-2011 «Нагрузки и воздействия» и учитывается только от двух кранов, находящихся на максимальном сближении с максимальными нагрузками на:

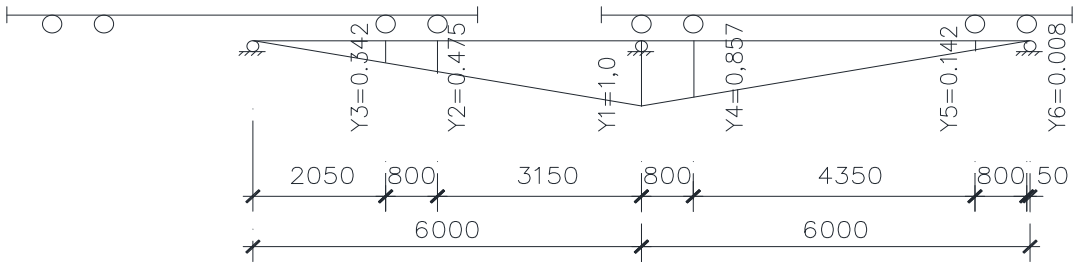


Рис 2 – Схема действия кранов

$$\sum y = 0{,}342 + 0{,}475 + 1{,}0 + 0{,}857 + 0{,}142 + 0{,}008 \approx 2{,}8 \text{ м}$$

А) Вертикальные нагрузки на раму от кранов определяется при их не выгоднейшем для колонн положении на подкрановой балке. Расчётная вертикальная нагрузка на колонну рамы является суммой опорных реакций соседних подкрановых балок.

Вертикальное давление на колонну, к которой максимально приближены тележки кранов:

$$D_{max} = \psi \cdot \gamma_f \cdot P^{\text{н}}{}_{max} \cdot \sum y + G_{\text{п.к.}} = 0{,}95 \cdot 1{,}2 \cdot 4100 \cdot 2{,}8 + 540 = 13627{,}2 \text{ гН} = 1362{,}72 \text{ кН}$$

На противоположную колонну:

$$D_{min} = \psi \cdot \gamma_f \cdot P^{\text{н}}{}_{min} \cdot \sum y + G_{\text{п.к.}} = 0{,}95 \cdot 1{,}2 \cdot 1525 \cdot 2{,}8 + 540 = 5407{,}8 \text{ гН} = 540{,}78 \text{ кН},$$

Где $P^{\text{н}}{}_{min} = \frac{Q_{\text{к}}+G_{\text{к}}}{2} - P^{\text{н}}{}_{max} = \frac{10000+12500}{4} - 4100 = 1525$ гН.

Подкрановые балки устанавливаются с эксцентриситетом относительно оси колонны, поэтому в раме от их вертикального давления возникают изгибающие моменты:

$$M_{max} = D_{max} \cdot e_{\text{к}} = 13627{,}2 \cdot 0{,}75 = 10220{,}4 \text{ гН} \cdot \text{м} = 1022{,}04 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{min} = D_{min} \cdot e_{\text{к}} = 5407{,}8 \cdot 0{,}75 = 4055{,}85 \text{ гН} \cdot \text{м} = 405{,}585 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $e_{\text{к}} = \frac{\text{в}_{\text{н}}}{2} = \frac{1500}{2} = 750\text{мм} = 0{,}75\text{м}$.

Б) Горизонтальные нагрузки на раму от колёс мостовых кранов

Горизонтальные нагрузки на раму цеха возникают от поперечного торможения тележки крана, учитываются от фактического числа кранов, но не более чем от двух кранов, расположенных в пролёте.

При расчёте рамы считаем, что поперечная сила торможения тележки крана распределяется поровну на все колёса одной стороны крана и через подкрановую балку и тормозные конструкции передаётся на каркас здания (поперечные рамы) цеха.

Таким образом, нормативная горизонтальная нагрузка на колесо крана:

$T^{н}{}_{к} = 0{,}5f \cdot \frac{(Q_к + G_т)}{4} = 0{,}5 \cdot 0{,}1 \cdot \frac{(10000+4100)}{4} = 176{,}25$ гН.

Расчётное горизонтальное давление на колонну от силы поперечного торможения тележек кранов:

$$T\frac{max}{min} = \psi \cdot \gamma_f \cdot T^{н}{}_{к} \cdot \sum y = 0{,}95 \cdot 1{,}2 \cdot 176{,}25 \cdot 2{,}8 = 562{,}6 \text{ гН} = 56{,}26 \text{ кН}.$$

2.4. Ветровая нагрузка

Для статического расчёта рамы ветровую нагрузку необходимо определить с наветренной и подветренной сторон. На колонны рамы давление ветра передаётся через стеновые ограждения в виде равномерно-распределённой нагрузки, а при наличии стоек продольного фахверка ещё и дополнительно в виде сосредоточенных сил. Для ветрового района города Пенза соответствует ветровой напор $w_0 = 3\ {}^{гН}/_{м^2}$.

Расчётные величины погонных равномерно-распределённых нагрузок на 1 погонный метр высоты рамы от активного давления

- с наветренной стороны

$$w^a = \gamma_f \cdot w_0 \cdot c \cdot k \cdot l$$

- от отсоса ветра

$$w^{п} = \gamma_f \cdot w_0 \cdot c^{/} \cdot k \cdot l$$

Где $w^a, w^{п} -$ активное и пассивное давление соответственно;

γ_f – к-т перегрузки для ветровой нагрузки (1,4);

$c, c^{/}$ - аэродинамический к-т, зависящий от конфигурации здания (0,8 и 0,6 соответственно);

k – поправочный к-т к величине скоростного напора для высоты более 10м;

l – шаг рам.

Таблица 2 - Расчёт активного и пассивного давления ветра

Высоты, м	Поправ-ый к-т, k	Активная, $w^{а}$ гН/м	Пассивная, $w^{п}$ гН/м
0	0,500	10,8	8,1
5	0,500	10,8	8,1
10	0,500	10,8	8,1
12,8	0,650	13,104	9,828
17,97	0,774	15,604	11,703
20,22	0,81	16,33	12,25
25	0,85	17,136	12,852

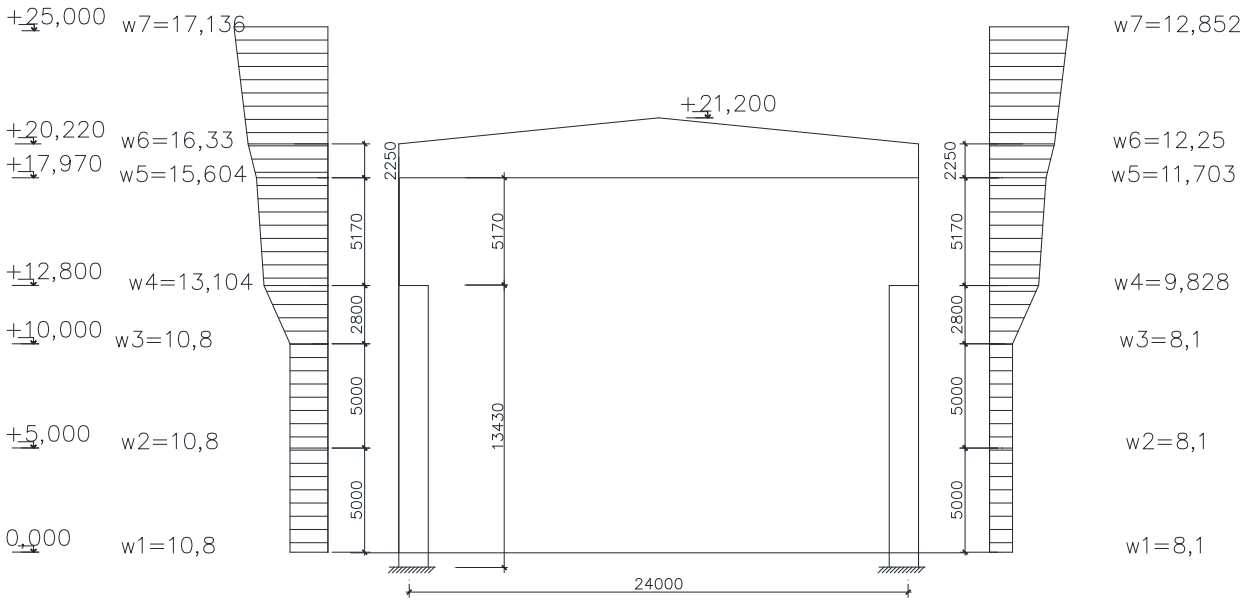


Рис 3 – Схема фактической ветровой нагрузки на раму

Скоростной напор ветра возрастает с увеличением высоты. Следовательно, ветровая нагрузка на колонны рамы будет неравномерно. Для упрощения расчёта в зданиях высотой больше 10м ветровую нагрузку можно заменить эквивалентной равномерно распределённой по высоте колонны. Величину эквивалентной нагрузки можно определить по формуле

$$w^{\text{а}}_{\text{экв}} = \frac{2M}{h^2} = \frac{2 \cdot 2409{,}37}{19{,}9^2} = 12{,}17 \frac{\text{гН}}{\text{м}} = 1{,}217 \ \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

где $M = w^a{}_1 \cdot H(h - 0{,}5H) + 0{,}5(w^a{}_3 - w^a{}_2)a_2 \left(h - \frac{a_2}{3}\right) + (w^a{}_3 - w^a{}_2)a_3 \left(h - \frac{a_3}{2}\right) + 0{,}5(w^a{}_4 - w^a{}_3)a_3 \left(h - \frac{a_3}{3}\right) =$

$= 10{,}8 \cdot 18 \cdot (19{,}9 - 0{,}.5 \cdot 18) + 0.5 \cdot (13{,}104 - 10{,}8) \cdot 5 \cdot \left(19{,}9 - \frac{5}{3}\right) + (13{,}104 - 10{,}8) \cdot 2{,}8 \cdot \left(19{,}9 - \frac{2{,}8}{2}\right) + 0{,}5 \cdot (15{,}604 - 13{,}104) \cdot 2{,}8 \cdot \left(19{,}9 - \frac{2{,}.8}{3}\right) = 2409{,}72$ гН · м = 240,972 кН · м

Ветровую нагрузку, действующую в пределах высоты, в уровне низа ригеля, равна сумме активного и пассивного давлений

$$W^a = w^{\text{а}}_{\text{экв}} \cdot h = 12{,}17 \cdot 18 = 219{,}06 \text{ гН} = 21{,}906 \text{ кН},$$
$$W^{\text{п}} = 0{,}75 W^a = 0{,}75 \cdot 219{,}06 = 164{,}3 \text{ гН} = 16{,}43 \text{ кН},$$
$$W = W^a + W^{\text{п}} = 219{,}06 + 164{,}3 = 383{,}36 \text{ гН} = 38{,}336 \text{ кН}.$$

2.5. Назначение соотношений моментов инерции ригеля и участков колонн

Для выполнения статического расчёта зададимся соотношением моментов инерции:

1) $\frac{I_н}{I_р} = 7$ – соотношение моментов инерции нижнего и верхнего участков колонн;
2) $\frac{I_р}{I_н} = 4$ – соотношение моментов инерции ригеля и нижнего участка рамы.

2.5.1. Определение к-та пространственной работы

При воздействии на раму сосредоточенных нагрузок, а именно, крановых (от поперечного торможения и вертикальных давлений), при расчёте учитывают совместную работу поперечных рам цеха. Этот учёт производят путём умножения смещения плоской рамы, полученного из расчёта рамы методом перемещений, на к-т пространственной работы каркаса $\alpha_{пр}$.

$$\alpha_{пр} = \frac{n_к}{\sum Y}\left(\frac{1}{n} + \frac{{h_2}^2}{2 * \sum {h_i}^2}\right) =$$

$$= \frac{8}{2{,}8}\left(\frac{1}{21} + \frac{108^2}{2 * (12^2 + 24^2 + 36^2 + 48^2 + 60^2 + 72^2 + 84^2 + 96^2 + 108^2 + 120^2)}\right) = 0{,}4366,$$

где $n_к$ – число колёс рассматриваемых кранов на одной нитке подкрановых балок;

$\sum Y$ – сумма ординат линий влияния, $\sum Y = 2{,}8$ м;

n – число рам в блоке;

h_i – расстояние между симметрично расположенными рамами.

3. Статический расчёт рамы

Рассчитав раму на ЭВМ, получили значения усилий N, M и Q для различных нагрузок. Сводим результаты в таблицу:

№	Нагрузка	№	IV-IV		III-III		II-II		I-I		
		сочет.	M	N	M	N	M	N	M	N	Q
1	Постоянные	1.00	-17.52	43.92	-14.23	43.92	3.34	43.92	12.14	43.92	0.64
2	Снег	1.00	-51.69	129.60	-41.98	129.60	9.86	129.60	35.81	129.60	1.88
		0.90	-46.52	116.64	-37.78	116.64	8.87	116.64	32.23	116.64	1.69
3	D_{max} лев.	1.00	-82.63	-	279.66	-	-742.37	1362.72	226.77	1362.72	70.08
		0.90	-74.37	-	251.69		-668.13	1226.45	204.09	1226.45	63.07
4	D_{max} прав.	1.00	-110.02	-	110.36	-	-295.22	540.78	294.33	540.78	42.63
		0.90	-99.02	-	99.32	-	-265.70	486.70	264.90	486.70	38.37
5	±T прав	1.00	-56.78	-	63.83	-	63.83	-	-215.54	-	-20.20
		0.90	-51.10	-	57.44	-	57.44	-	-193.99	-	-18.18
6	±T лев	1.00	52.39	-	0.42	-	0.42	-	-138.61	-	-10.05
		0.90	47.15	-	0.38	-	0.38	-	-124.75	-	-9.05
7	Ветер справа	1.00	124.39	-	15.66	-	15.66	-	-435.12	-	-41.01
		0.90	111.95	-	14.09	-	14.09	-	-391.61	-	-36.91
8	Ветер слева	1.00	-129.96	-	-12.04	-	-12.04	-	423.37	-	37.79
		0.90	-116.96	-	-10.84	-	-10.84	-	381.03	-	34.01

Сочет-е нагр-ок		IV-IV		III-III		II-II		I-I		
		M, кН*м	N, кН	M, кН*м	N, кН	M, кН*м	N, кН	M, кН*м	N, кН	Q, кН
$+M_{max}$	№	1+7		1+3+5		1+3+5		1+4+5		
и	1.00	106.87	43.92	329.26	43.92	19.00	43.92	522.01	584.70	63.47
$N_{соотв}$	№	1+7		1+3+5+7		1+2+7		1+2+4+5+8		
	0.90	94.43	43.92	308.96	43.92	26.30	160.56	884.29	647.26	92.89
$-M_{max}$	№	1+4+5		1+2		1+3+5		1+7		
и	1.00	-184.31	43.92	-56.21	173.52	-802.86	1406.64	-422.98	43.92	-40.37
$N_{соотв}$	№	1+2+4+5+8		1+2+7		1+3+5+8		1+7		
	0.90	-331.12	160.56	-37.92	160.56	-722.24	1270.37	-379.47	43.92	-36.27
N_{max}	№	1+7		1+3+5		1+7		1+3+5		
и	1.00	106.87	43.92	329.26	43.92	19.00	43.92	454.45	1406.64	50.51
$+M_{соотв}$	№	1+7		1+3+5+7		1+2+7		1+2+3+5+8		
	0.90	94.43	43.92	308.96	43.92	26.30	160.56	823.48	1387.04	117.59
N_{min}	№	1+4+5		1+2		1+3+5		-		
и	1.00	-184.31	43.92	-56.21	173.52	-802.86	1406.64	-	-	-
$-M_{соотв}$	№	1+2+4+5+8		1+2+8		1+3+5+8		-		
	0.90	160.56	160.56	-62.85	160.56	-722.24	1270.37	-	-	-
N_{min}	№	-		-		-		1+8		
$\pm M_{соотв}$	1.00	-	-	-	-	-	-	435.51	43.92	38.43
Q_{max}	№	-		-		-		1+2+4+5+8		
	0.90	-	-	-	-	-	-	884.29	647.26	92.86

4. Расчёт и конструирование решетчатой колонны

4.1. Определение расчётных длин колонны

Так как $\frac{H_в}{H_н} = \frac{5170}{13430} = 0{,}385 < 0{,}6$, и $\frac{N_н}{N_в} = \frac{647{,}3}{43{,}9} = 14{,}75 > 3$. Принимая μ_1 и μ_2 по [, табл. 14.1], в однопролётной раме с жёстким сопряжением ригеля с колонной верхний конец колонны закреплён жёстко: $\mu_1 = 1{,}2$ и $\mu_2 = 2$.

Тогда для нижней части колонны $l_{x1} = \mu_1 l_1 = 1{,}2 \cdot 1343 = 1615$см, из плоскости $l_{y1} = H_н = 1343$см.

Для верхней части: $l_{x2} = \mu_2 l_2 = 2 \cdot 517 = 1034$ см, из плоскости рамы $l_{y2} = H_н - h_b = 250$см.

4.2. Расчёт надкрановой части колонны

Требуется подобрать сечение сплошной верхней части колонны. Для верхней части колонны в сечении III-III: N=43,9 кН; M=329,3 кН·м. В сечении IV-IV: M=160,56 кН·м.

Материал конструкции сталь С345 (расчётное сопротивление$R_y = 310$ МПа), бетон фундамента марки В15. Коэффициент надёжности по назначению $\gamma_n = 1{,}05$. Сечение принимаем в виде прокатного двутавра высотой $h_б = 700$мм. Находим требуемую площадь сечения определив предварительно приближённые значения характеристик. Для симметричного двутавра:

$$i_x = 0{,}42h = 0{,}42 \cdot 70 = 29{,}4\text{см}; \quad \rho_x = 0{,}35h = 0{,}35 \cdot 70 = 24{,}5\text{см};$$

$$\overline{\lambda_x} = \frac{l_{x2}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1034}{29{,}4} \cdot \sqrt{\frac{31}{2.06 \cdot 10^4}} = 1{,}418;$$

$$m_x = \frac{M}{N\rho_x} = \frac{329{,}3}{43{,}9 \cdot 24{,}5} = 0{,}306.$$

Значение коэффициента η для двутавра колеблется в пределах от 1,2 до 1,7. Примем в первом приближении $\eta = 1{,}4$. Тогда:

$$m_{ef} = \eta m_x = 1.4 \cdot 0{,}306 = 0{,}429.$$

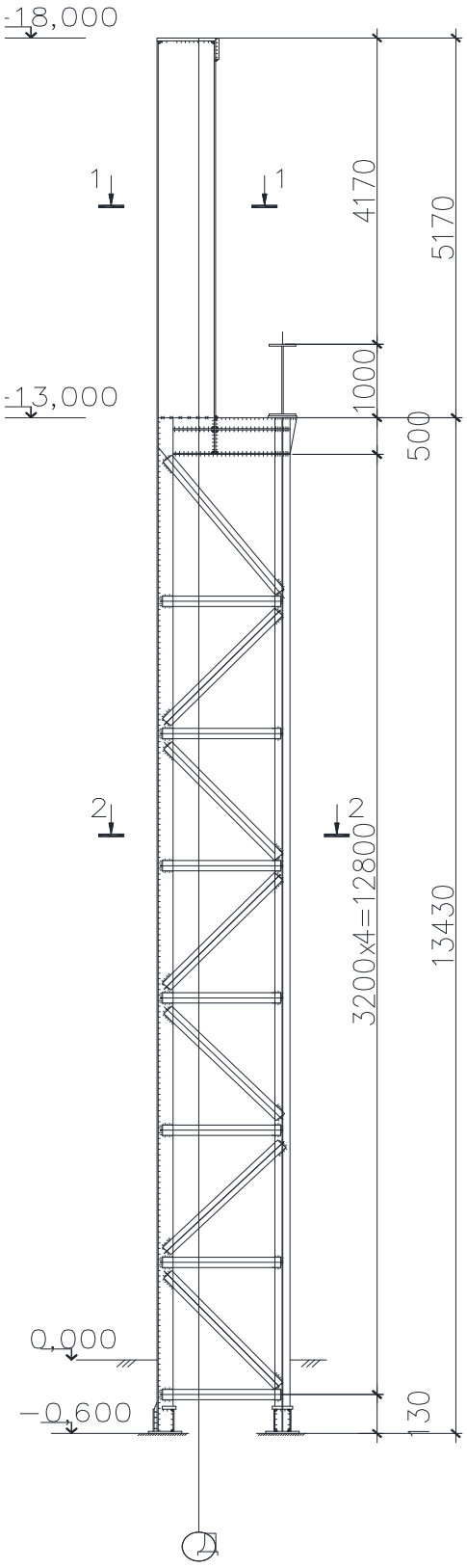
По () $\bar{\lambda} = 1{,}418$; $m_{ef} = 0{,}306$; $\varphi_e = 0{,}725$.

Тогда $A_{тр} = \frac{N\gamma_n}{\varphi_e R_y} = \frac{43{,}9 \cdot 1{,}05}{0{,}725 \cdot 31} = 1{,}72$ см^2.

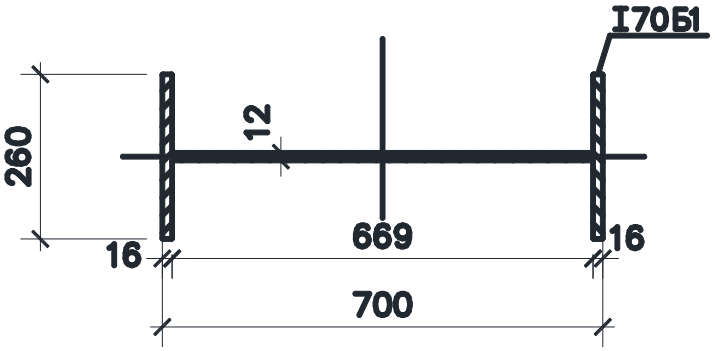
Принимаем двутавр прокатного профиля I70Б1с характеристиками:

Таблица 3 – Геометрические характеристики двутавров 70Б1 и 70Б2

№ Двут-р	h, мм	b, мм	s, мм	t, мм	r, мм	Пл-дь сеч, см^2	X-X				Y-Y		
							I_x, см^4	W_x, см^3	S_x, см^3	i_x, см	I_y, см^4	W_y, см^3	i_y, см
70Б1	691	260	12,0	15,5	24	164,70	125930	3645,0	2095,0	27,65	4556,0	350,5	5,26
70Б2	697	260	12,5	18,5		183,60	145912	4187	2393,0	28,19	5437,0	418,2	5,44



1-1



2-2

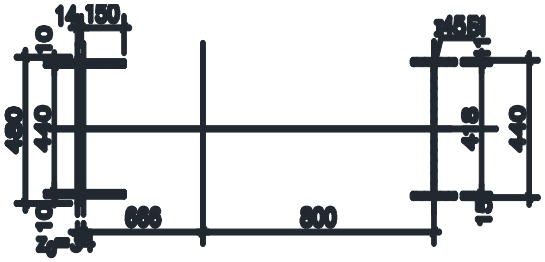


Рис 4 – Схемы к расчёту колонны

Для проверки прочности сечения определим:

- гибкость $\lambda_x = \frac{l_{x2}}{i_x} = \frac{1034}{27,62} = 37,44;$

- условная гибкость $\overline{\lambda_x} = \lambda_x * \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 37,44 \cdot \sqrt{\frac{31}{2.06 \cdot 10^4}} = 1,51.$

Предельная условная гибкость стенки:

$$\overline{\lambda_{u\omega}} = 1.3 + 0.15\overline{\lambda_x}^2 = 1.3 + 0.15 \cdot 1,51^2 = 1,642\,; \quad h_1 = 0.4 \cdot \overline{\lambda_{u\omega}}^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$= 0.4 \cdot 1,642^2 \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^4}{31}} = 26,74;$$

$A_{red} = 2 \cdot b \cdot t + 2sh_1 = 2 \cdot 26 \cdot 1,55 + 2 \cdot 1,2 \cdot 26,74 = 144,8$ см^2 ; $\rho_x = \frac{Wx}{A}$

$$= \frac{3645}{164,7} = 22,13.$$

Тогда $m_x = \frac{M}{N\rho_x} = \frac{329,3}{43,9*22,13} = 0,34$ и $\frac{A_f}{A_w} = \frac{40,3}{82,92} = 0,486,$

Следовательно $\varphi = 0,796.$

Проверка устойчивости в плоскости действия момента:

$$\sigma = \frac{N\,\gamma_n}{\varphi A_{red} R_y} = \frac{43,9 \cdot 1,05}{0,796 \cdot 144,8 \cdot 31} = 0,13 < 1.$$

Проверка устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента.

Двутавровому сечению соответствует тип кривой устойчивости «в», при $\overline{\lambda_y} = 1,51,\ \varphi_y = 0,83.$

Для определения m_x найдём максимальный момент в средней трети расчётной длины стержня при сочетании нагрузок 1, 2, 4, 5, 7: $M_x = 162,62$ кН · м.

По модулю $M_x{}^{1}/_{3} = 162,62 < \frac{M_{max}}{2} = \frac{329,3}{2} = 164,65$ кН · м; $m_x = \frac{M_{max}A}{NWx} = \frac{329,3 \cdot 164,7}{43,9 \cdot 3645} = 0,34,$

при $m_x < 5$, $\mathrm{c} = \frac{\beta}{1+\alpha v m_x} = \frac{1}{1+0.7*0.81*0,34} = 0,838.$

При $\overline{\lambda_y} < 3,14, \beta = 1;$ при $m_x < 1,$ $\alpha = 0,7$;

$$v = 1 - \left(\frac{\overline{\lambda_y}}{14}\right)\left(2.12 - \frac{b_f}{h_6}\right) = 1 - \left(\frac{1,51}{14}\right)\left(2.12 - \frac{26}{70}\right) = 1 - 0,108 \cdot 1,75 = 0,81.$$

В запас несущей способности в расчёт включаем редуцированную площадь A_{red}:

$$\frac{N\gamma_n}{\mathrm{c}\varphi A_{red} R_y} = \frac{43,9 \cdot 1,05}{0,838 \cdot 0,83 \cdot 144,8 \cdot 31} = 0,15 < 1.$$

4.3. Подбор сечения нижней части колонны

Для нижней части колонны в сечении II-II (подкрановая ветвь): $N_2 = 1406{,}6$ кН; $M_2 = -802{,}9$ кН · м. В сечении I-I (наружная ветвь): $N_1 = 647{,}3$ кН; $M_1 = 884{,}3$ кН · м.

Определим по формуле ориентировочное положение центра тяжести. Принимаем предварительно $z_0 = 3$ см; $h_0 = h_н - z_0 = 150 - 3 = 147$ см.

$$y_1 = \frac{|M_1|}{|M_1| + |M_2|} h_0 = \frac{|884{,}3|}{|884{,}3| + |802{,}9|} 1{,}47 = 0{,}78 \text{ м};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 147 - 78 = 69 \text{ см}.$$

Усилия в ветвях. В подкрановой ветви $N_{в2} = \frac{N_2 * y_2}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = \frac{1406{,}6*0{,}69}{1{,}47} + \frac{802{,}9}{1{,}47} = 1206{,}43$ кН;

- в наружной ветви $N_{в1} = \frac{N_1 * y_1}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = \frac{647{,}3*0{,}78}{1{,}47} + \frac{884{,}3}{1{,}47} = 945{,}03$ кН.

Определяем требуемую площадь ветвей и компонуем сечение, принимая $\varphi = 0{,}8$. Для подкрановой ветви:

$$A_{в2} = \frac{N_{в2}\gamma_n}{\varphi R_y} = \frac{1206{,}43 \cdot 1{,}05}{0{,}8 \cdot 31} = 47{,}31 \text{ см}^2.$$

По сортаменту принимаем двутавр I45Б1: $A_{в2} = 76{,}23$ см ^{2}; $i_x = 3{,}75$ см; $i_y = 18{,}09$ см;

Для наружной ветви $A_{в1} = \frac{N_{в1}\gamma_n}{\varphi R_y} = \frac{945{,}03 \cdot 1{,}05}{0{,}8 \cdot 31} = 37{,}03$ см ^{2}.

Для удобства прикрепления элементов решётки просвет между внутренними гранями полок принимаем таким же, как в подкрановой ветви. Толщину стенки принимаем $t_\omega = 14$мм, а высоту стенки из условия размещения швов $h_\omega = 440$ мм.

Из условия местной устойчивости полок $b_f / t_f < 15$. Принимаем

$b_f = 15$ см; $t_f = 1$см; $A_f = 15 \cdot 1 = 15$ см^2

Геометрические характеристики наружной ветви:

- $A_{в1} = 2A_f + A_\omega = 2 \cdot 15 + 1{,}4 \cdot 44 = 91{,}6$ см^2;

$z_0 = \frac{(1{,}4 \cdot 44 \cdot 0{,}7 + 15 \cdot 8{,}9 \cdot 2)}{91{,}6} = 3{,}4$ см;

$I_{x2} = \frac{A_\omega {z_0}^2 + 2A_f {b_f}^2}{12} + 2A_f {x_2}^2 = \frac{61{,}66 \cdot 3{,}4^2 + 2 \cdot 15 \cdot 15^2}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 5{,}05^2 = 1387$ см^4;

$I_y = \frac{A_\omega {h_\omega}^2}{12} + 2A_f {y_2}^2 = \frac{61{,}66 \cdot 44^2}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 21{,}75^2 = 24140$ см^4;

$i_x = \sqrt{\frac{I_{x2}}{A_{в1}}} = \sqrt{\frac{1387}{91{,}6}} = 3{,}89$ см; ; $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{в1}}} = \sqrt{\frac{24140}{91{,}6}} = 16{,}23$ см.

Уточняем положение центра тяжести сечения колонны:

$$h_0 = h_н - z_0 = 150 - 3{,}4 = 146{,}6 \text{ см};$$

$$y_1 = \frac{A_{в2}}{A_{в1} + A_{в2}} h_0 = \frac{91{,}6}{91{,}6 + 76{,}23} 1{,}466 = 0{,}8 \text{ м};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 146{,}6 - 80 = 66{,}6 \text{ см}.$$

Отличие от предыдущего значения центра тяжести незначительно, поэтому усилия в ветви не пересчитываем.

Проверка устойчивости ветвей:

Подкрановая часть:

$$\overline{\lambda_y} = \frac{l_y}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1343}{18{,}09} \cdot \sqrt{\frac{31}{2.06 \cdot 10^4}} = 3{,}08; \quad \rightarrow \quad \varphi_y = 0{,}643$$

Тогда $\frac{N_{в2}\gamma_n}{\varphi_y A_{в2} R_y} = \frac{1206{,}43 \cdot 1{,}05}{0{,}643 \cdot 76{,}23 \cdot 31} = 0{,}8 < 1$

Наружная ветвь $\overline{\lambda_y} = \frac{l_y}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1343}{16{,}23} \cdot \sqrt{\frac{31}{2.06 \cdot 10^4}} = 3{,}43; \quad \rightarrow \quad \varphi_y = 0{,}562$

Тогда $\frac{N_{в1}\gamma_n}{\varphi_y A_{в1} R_y} = \frac{945{,}03 \cdot 1{,}05}{0{,}562 \cdot 91{,}6 \cdot 31} = 0{,}6 < 1$

Условие выполняется.

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

$$\lambda_{x1} = \frac{l_{в1}}{i_{x1}} = \lambda_y = 62; \; l_{в1} = 62 i_{x1} = 62 \cdot 3{,}75 = 233 \text{ см}.$$

Принимаем $l_{в1} = 280$ см, разделив нижнюю часть колонны на целое число панелей.

Для подкрановой ветви:

$\lambda_{x1} = \frac{l_{в1}}{i_{x1}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{280}{3{,}75} \cdot \sqrt{\frac{31}{2.06 \cdot 10^4}} = 2{,}5 < \overline{\lambda_y} = 3.08$, т.е. устойчивость обеспечена.

Для наружной ветви

$\lambda_{x2} = \frac{l_{в1}}{i_{x2}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{280}{3{,}89} \cdot \sqrt{\frac{31}{2.06 \cdot 10^4}} = 2{,}4 < \overline{\lambda_y} = 3.43$, т.е. устойчивость обеспечена.

4.4. Расчёт решётки подкрановой части колонны

Поперечная сила в сечении колонны $Q_{max} = 92{,}9$ кН. Условная поперечная сила для стали С345:

$$Q_{fic} \approx 0.2A = 0.2(A_{в1} + A_{в2}) = 0{,}2 \cdot (91{,}6 + 76{,}23) = 33{,}6 \text{ кН} < Q_{max} = 92{,}9 \text{ кН}.$$

Расчёт решётки производим по Q_{max}. Усилие сжатия в раскосе :

$$N_d = \frac{Q_{max} \cdot}{2 \sin \alpha} = \frac{92{,}9}{2 \cdot 0{,}79} = 58{,}8 \text{ кН},$$

где $\sin \alpha = \frac{h_н}{l_d} = \frac{150}{\sqrt{150^2 + \left(280/2\right)^2}} = 0{,}79.$

Задаёмся $\lambda_d = 100, \overline{\lambda_d} = \lambda_d \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 100 \sqrt{\frac{31}{2.06 \cdot 10^4}} = 4{,}03, \; \varphi = 0{,}453.$

Тогда площадь раскоса будет равна $A_{d,тр} = \frac{N_d \gamma_n}{\varphi \gamma_c R_y} = \frac{58{,}8 \cdot 1{,}05}{0{,}453 \cdot 0{,}75 \cdot 33{,}5} = 4{,}9 \text{ см}^2$.

Принимаем ∟ 70Х5 , $A_d = 6{,}86 \text{ см}^2$, $i_{min} = 1{,}39$ см.

$$\overline{\lambda_{max}} = \frac{l_d}{i_{min}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{189}{1{,}39} \cdot \sqrt{\frac{31}{2.06 \cdot 10^4}} = 5{,}5; \qquad \rightarrow \qquad \varphi = 0{,}352$$

Проверка устойчивости $\frac{N_d \gamma_n}{\varphi A_d R_y} = \frac{58{,}8 \cdot 1{,}05}{0{,}352 \cdot 6{,}86 \cdot 31} = 0{,}76 < 1.$

Проверка устойчивости колонны в плоскости действия момента как единого стержня. Геометрические характеристики всего сечение:

- $A = A_{в1} + A_{в2} = 91{,}6 + 76{,}23 = 167{,}83$ см^2;
- $I_x = A_{в1} y_1^2 + A_{в2} y_2^2 = 91{,}6 \cdot 66{,}6^2 + 76{,}23 \cdot 80^2 = 487872$ см^4;
- $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{487872}{167{,}83}} = 53{,}9$ см ; $\lambda_x = \frac{l_{x1}}{i_x} = \frac{1615}{53{,}9} = 31{,}5;$

Приведённая гибкость $\lambda_{ef} = \sqrt{{\lambda_x}^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}} = \sqrt{31{,}5^2 + 26 \frac{167{,}83}{13{,}72}} = 54,$

где $A_{d1} = 2A_d = 2 \cdot 6{,}86 = 13{,}72$ см^2.

$$\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l} = 10 \frac{189^3}{150^2 115} = 26$$

где $d = l_d = 189$ см; $b = h_н = 150$см; $l = \frac{l_{в1}}{2} = 115$ см.

$$\overline{\lambda_{ef}} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 54 \sqrt{\frac{31}{2.06 \cdot 10^4}} = 2{,}2.$$

Для комбинации усилий , догружающих наружную ветвь (сечение I-I) $N = 647{,}3$ кН; $M = 884{,}3$ кН $\cdot$ м.

$$m_x = \frac{MA}{NI_x} y_1 = \frac{88430 \cdot 167{,}83}{647{,}3 \cdot 487872} (66{,}6 + 3{,}4) = 3{,}3 \qquad \rightarrow \quad \varphi_e = 0{,}275$$

Устойчивость $\frac{N \gamma_n}{\varphi_e A R_y} = \frac{647{,}3 \cdot 1{,}05}{0{,}275 \cdot 167{,}83 \cdot 31} = 0{,}44 < 1$

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

4.5. Расчёт и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны

Расчётные комбинации усилий в сечении над уступом:

- Сечение II-II: $M = 329{,}26$ кН; $N = 43{,}92$ кН.
- Сечение III-III: $M = -802{,}86$ кН; $N = 1406{,}64$ кН.

Давление кранов $D_{max} = 1362{,}72.$

Прочность стыкового шва проверяем в крайних точках сечения надкрановой части.

Первая комбинация M и N (сжатая наружная полка):

- наружная полка $\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{43{,}92}{164{,}7} + \frac{32926}{3645} = \frac{9{,}3\text{кН}}{\text{см}^2} < \frac{R_{wy}}{\gamma_n} = \frac{33{,}5}{1.05} = 35{,}3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$
- внутренняя полка $\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{43{,}92}{164{,}7} - \frac{32926}{3645} = -8{,}77 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < \frac{{R_{wy}}^{\text{р}}}{\gamma_n} = \frac{0{,}85 \cdot 33{,}5}{1.05} = 30 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$

Вторая комбинация M и N (сжатая внутренняя полка):

- наружная полка $\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{1406,64}{164,7} - \frac{80286}{3645} = -13,5\ \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < \frac{R_{wy}{}^{\text{р}}}{\gamma_n} = \frac{0,85 \cdot 33,5}{1.05} = 30\frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$:

- внутренняя полка $\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{1406,64}{164,7} + \frac{80286}{3645} = 30,6\ \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < \frac{R_{wy}}{\gamma_n} = \frac{33,5}{1,05} = 35,3\frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$.

Прочность шва обеспечена с достаточным запасом.

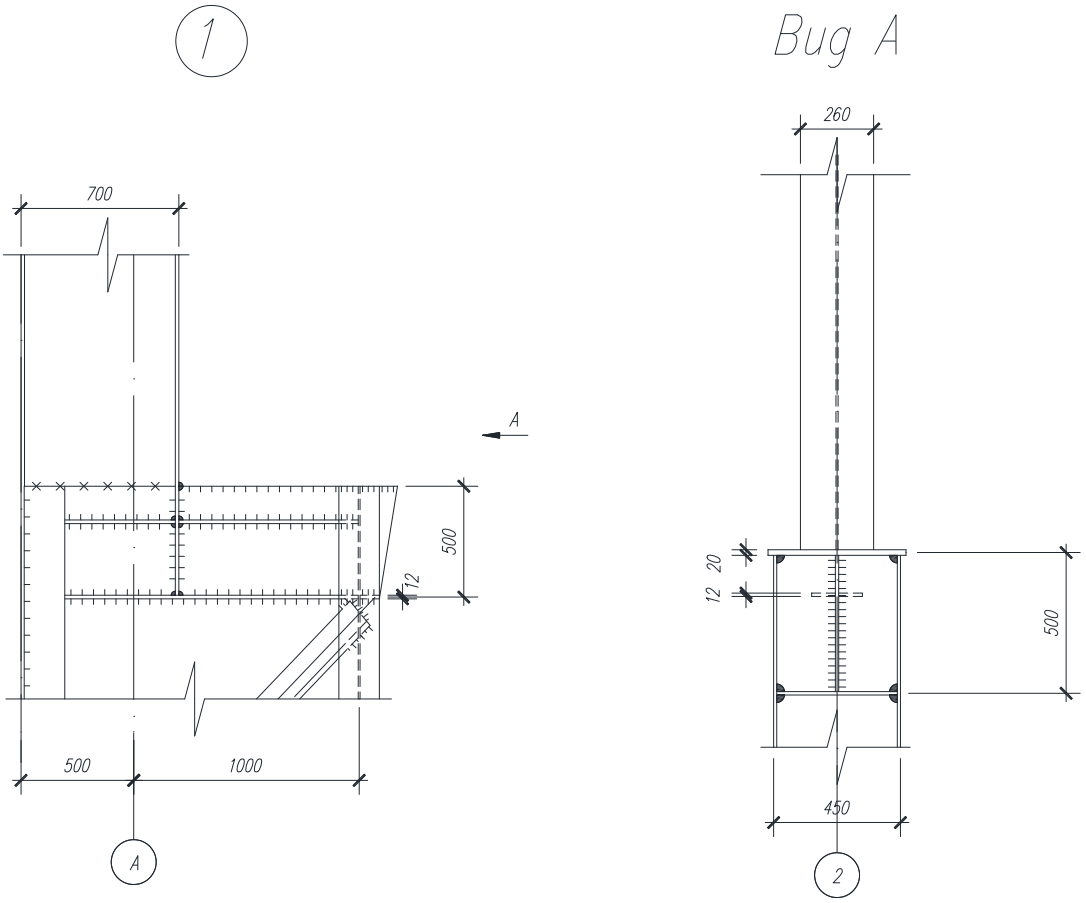


Рис 5 – Расчётные схемы узла сопряжения нижней и верхней частей колонны

Толщину стенки траверсы определим из условия её смятия:

$$t_{w,\text{тр}} = \frac{D_{max}\gamma_n}{l_{ef}R_p} = \frac{1362,72 \cdot 1,05}{30 \cdot 48} = 0,99\ \text{см}$$

где $l_{ef} = b + 2t_{\text{пл}} = 26 + 2 \cdot 2 = 30\ \text{см}$

Учитывая возможный перекос опорного ребра балки, принимаем $t_{\text{тр}} = 1,2\ \text{см}$

При второй комбинации M и N усилия во внутренней полке:

$$N_f = \frac{N}{2} + \frac{M}{0,7} = \frac{1406,64}{2} + \frac{802,86}{0,7} = 1850,3\ \text{кН}$$

Длина шва крепления вертикального ребра траверсы к стенке траверсы:

$$l_{w2} = \frac{N_f\gamma_n}{4k_f(\beta_z R_w\gamma_n)_{min}} = \frac{1850,3 \cdot 1,05}{4 \cdot 0,8 \cdot 17} = 38\ \text{см}$$

Принимаем полуавтоматическую сварку в нижнем положении в среде углекислого газа сварочной проволокой СВ-08Г2С: $\beta \cdot R_w \cdot \gamma_w = 17$ кН/см^2

Расчёт ведём по металлу границы сплавления. Принимаем $k_f = 8$ мм; $l_{w2} = 38$ см $< 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}8 = 61{,}2$ см.

В стенке подкрановой ветви делаем прорезь, в которую заводим стенку траверсы. Для расчёта шва крепления траверсы к подкрановой ветви составляем комбинацию усилий в сечении III-III, дающую наибольшую опорную реакцию траверсы.

Такой комбинацией будет: $M = -56{,}21$ кН $\cdot$ м; $N = 173{,}52$ кН;

$$F_{\text{тр1}} = \frac{Nh_{\text{в}}}{2h_{\text{н}}} - \frac{M}{h_{\text{н}}} + D_{max}\psi = \frac{173{,}52 \cdot 70}{2 \cdot 150} - \frac{-5621}{150} + 1362{,}72 \cdot 0{,}9 = 1304 \text{ кН}$$

Требуемая длина шва

$$l_{w3} = \frac{F_{\text{тр1}}\,\gamma_n}{4k_f(\beta_z R_w \gamma_n)_{min}} = \frac{1304 \cdot 1{,}05}{4 \cdot 0{,}8 \cdot 17} = 25 \text{ см}.$$

Из условия прочности стенки подкрановой ветви в месте крепления траверсы определим высоту траверсы:

$$h_{\text{тр}} \geq \frac{F_{\text{тр1}}\,\gamma_n}{2t_{w1}R_f} = \frac{1304 \cdot 1{,}05}{2 \cdot 0{,}78 \cdot 19{,}43} = 45 \text{ см},$$

где $t_{w1}(\text{см}) -$ толщина стенки двутавра 45Б1.

$R_s = 0{,}58R_y = 0{,}58 \cdot 33{,}5 = 19{,}43$кН/см^2 – расчётное сопротивление срезу из стали С345.

Принимаем $h_{\text{тр}} = 45$ см.

Максимальная поперечная сила в траверсе с учётом усилия кранов:

$$Q_{max} = \frac{Nh_{\text{в}}}{2h_{\text{н}}} - \frac{M}{h_{\text{н}}} + \frac{kD_{max}\psi}{2} = \frac{173{,}52 \cdot 70}{2 \cdot 150} - \frac{-5621}{150} + \frac{1{,}2 \cdot 1362{,}72 \cdot 0{,}9}{2} = 813{,}4 \text{ кН}.$$

Коэффициент k=1,2 учитывает неравномерную передачу усилия D_{max}

$$\frac{Q_{max}\gamma_n}{t_{\text{тр}}h_{\text{тр}}R_s} = \frac{813{,}4 \cdot 1{,}05}{1{,}2 \cdot 45 \cdot 19{,}43} = 0{,}82 < 1.$$

4.6. Расчёт и конструирование базы колонны.

Ширина нижней части колонны превышает 1м, поэтому проектируем базу раздельного типа:

Расчётные комбинации усилий в нижнем сечении колонны:

- $M = -422{,}98$ кН $\cdot$ м; $N = 43{,}92$ кН;
- $M = 823{,}48$ кН $\cdot$ м; $N = 1387{,}04$ кН.

В комбинации усилий не учтена нагрузка от снега, т.к. $\frac{M}{h_{\text{н}}} = \frac{3232}{150} = 21{,}6$ кН $< \frac{N\ y2}{h_{\text{н}}} = \frac{116{,}64 \cdot 66{,}6}{150} = 51{,}8$ кН, т.е снеговая нагрузка догружает подкрановую ветвь.

Усилия в ветвях колонны определим по формулам:

- $N_{в1} = \frac{N_1 \cdot y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = \frac{43{,}92 \cdot 66{,}6}{146{,}6} + \frac{42298}{146{,}6} = 308{,}5$ кН

- $N_{в2} = \frac{N_2 \cdot y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = \frac{1387{,}04 \cdot 80}{146{,}6} + \frac{82348}{146{,}6} = 1318{,}6$ кН

Требуемая площадь базы наружной ветви:

$$A_{пл.тр.} = \frac{N_{в2}}{R_ф} = \frac{1318{,}6}{1{,}02} = 1293 \text{ см}^2$$

где $R_ф = \psi R_{b,lok} = \psi \alpha \varphi_b R_b = 1 \cdot 1 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}2 = 1{,}02$ кН/см^2 ($\psi = 1; \alpha = 1; \varphi_b = \sqrt{\frac{A_{f2}}{A_{f1}}} = 1{,}2; R_b = 0{,}85$кН/см^2(бетон В15))

По конструктивным соображениям свес плиты должен быть не менее 4см.

Тогда $B \geq b_к + 2c_2 = 45 + 2 \cdot 4 = 53$ см,

Принимаем $B = 55$ см.

Тогда $L_{тр} = \frac{A_{пл.тр.}}{B} = \frac{1293}{55} = 23{,}5$ см; $L = 30$ см .

Принимаем $A_{пл.} = B \cdot L = 55 \cdot 30 = 1650$ см$^2 > A_{пл.тр.} = 1293$ см^2.

Среднее напряжение в бетоне под плитой:

$$\sigma_ф = \frac{N_{в2}}{A_{пл.}} = \frac{1318{,}6}{1650} = 0{,}8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Из условия симметричного расположения траверс относительно центра тяжести ветви, расстояние между траверсами в свету равно: $2\left(b_f + t_w - z_0\right) = 2(15 + 1{,}4 - 3{,}4) = 26$ см, при толщине траверсы 12мм $c_1 = \frac{(45-26-2 \cdot 1{,}2)}{2} = 8{,}3$ см

Определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты:

- участок 1 (консольный свес c=c_1=8,3 см) $M_1 = \frac{\sigma_ф {c_1}^2}{2} = \frac{0{,}8 \cdot 8{,}3^2}{2} = 27{,}6$ кН · см
- участок 2 (консольный свес c=c_2=4 см) $M_2 = \frac{\sigma_ф {c_2}^2}{2} = \frac{0{,}8 \cdot 4^2}{2} = 6{,}4$ кН · см
- участок 3 (плита опёртая на 4 стороны b/a= 42/18=2,3>2, α=0,125) $M_3 = \alpha \sigma_ф a^2 = 0{,}125 \cdot 0{,}8 \cdot 18^2 = 32{,}4$ кН · см
- участок 4 (b/a=42/9,6>2, α=0,125) $M_4 = \alpha \sigma_ф a^2 = 0{,}125 \cdot 0{,}8 \cdot 9{,}6^2 = 9{,}22$ кН · см

Принимаем для расчёта $M_{max} = M_3 = 27{,}6$ кН · см.

Требуемая толщина $t_{пл} = \sqrt{\frac{6 M_{max} \gamma_n}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 27{,}6 \cdot 1{,}05}{20{,}5}} = 2{,}91$ см; $R_y =$ 205Мпа – для стали Вст3кп2 толщиной 20-40мм. Принимаем $t_{пл} = 3$ см.

Высоту траверсы определим из условия размещения шва крепления траверсы к ветви колонны. В запас прочности все усилия в ветви передаём на траверсы через 4 угловых шва. Сварка автоматическая проволокой марки Св-08Г2С, d=2мм, $k_f = 10$ см. Требуемая длина шва определяется по формуле: $l_{w.тр} = \frac{N_{в2} \gamma_n}{4 k_f (\beta_z R_w \gamma_w)_{min}} = \frac{1318{,}6 \cdot 1{,}05}{4 \cdot 10 \cdot 17} = 2{,}5$ см . Принимаем $h_{тр} = 30$ см.

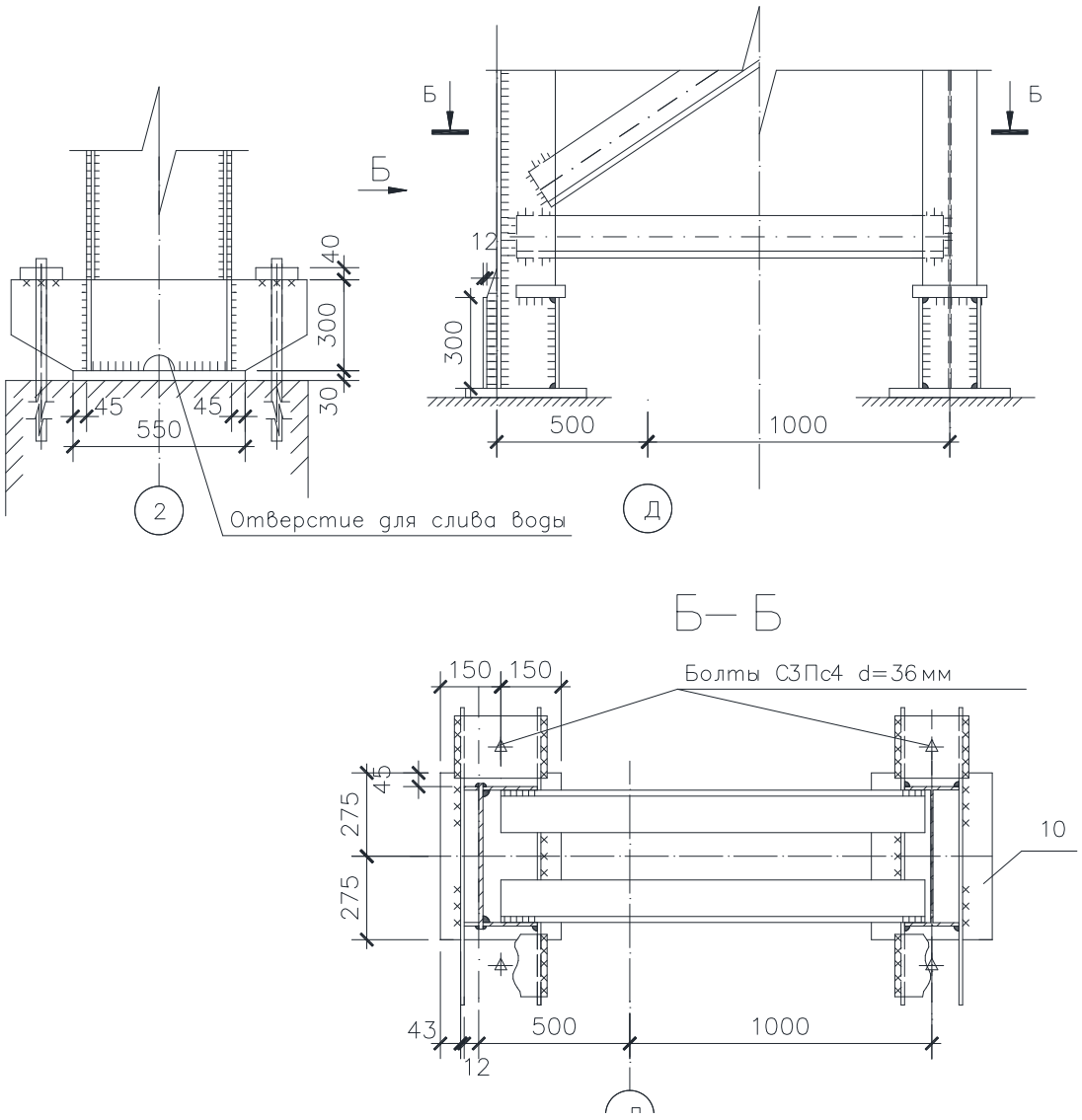


Рис 6 – Расчётные схемы базы колонны

Расчёт анкерных болтов крепления подкрановой ветви ($N_{min} = 43{,}92$ кН; $M = 435{,}51$ кН · см) – усилие в анкерных болтах

$$F_a = \frac{43551 - 43{,}92 \cdot 66{,}6}{146{,}6} = 277 \text{ кН}$$

- требуемая площадь сечения болтов из стали С3Пс4 по ГОСТ 535*: $R_{ba} = 19{,}0$ кН/см^2

$$A_{b,\text{тр}} = \frac{F_a \gamma_n}{R_{ba}} = \frac{277 \cdot 1{,}05}{19{,}0} = 15{,}3 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 болта диаметром d=36 мм. $A_{ba} = 8{,}16$ см^2, для двух болтов $A_{ba} = 16{,}32$ см^2

Усилие в анкерных болтах наружной ветви меньше, поэтому принимаем такие же болты.

5. Расчёт и конструирование стропильной фермы с поясами из тавров и решёткой из одиночных уголков

Краткое описание покрытия: двускатное, бесфонарное. Ограждающие конструкции покрытия – панели стальные типа «сэндвич», монтируемые по стальным прогонам покрытия. Фермы стальные трапециевидные, пролётом 24,0 м, располагающиеся с шагом 6,0 м. Устойчивость и геометрическая неизменяемость покрытия обеспечиваются постановкой связей по поясам ферм и вертикальных связей с развязкой их распорками при соблюдении требований норм. Опирание ферм осуществляется на стальные колонны, тип узла опирания – жёсткий.

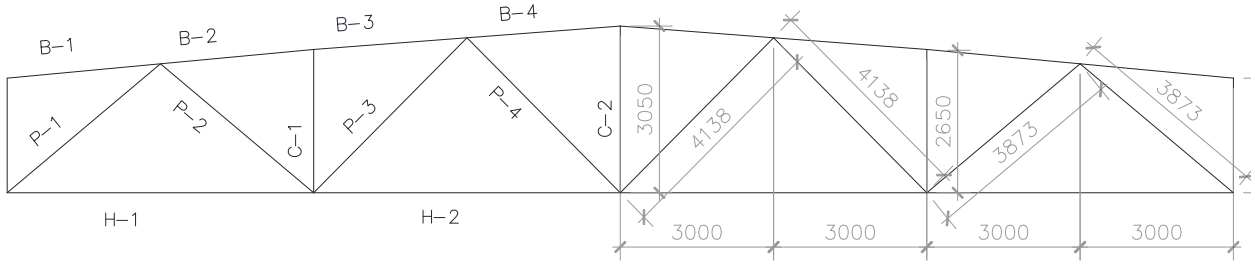


Рис 7 – Обозначение и длины стержней фермы

5.1. Статический расчёт

Заданный уклон кровли $i = 1{,}5\%$.Заданный рамный момент, действующий на ферму в опорных узлах: $M = -184{,}3$ кН · м.

Таблица 4 – Сбор нагрузок на ферму

Вид нагрузки	Нормативные гН/м^2	К-т надёжности по нагрузке, γ_f	Расчётные, гН/м^2
Постоянная нагрузка			
Гидроизоляция	1	1,3	1,3
Панели типа «сэндвич»	3,79	1,1	4,17
Металлическая балка	0,6	1,05	0,63
Вес фермы	3,5	1,05	3,7
Итого	8,9		9,8
Временная нагрузка			
Снег	12,86	1,4	18,0
Полная нагрузка			27,8

Расчётная погонная нагрузка на ригель

$$q_g = q \cdot l \cdot \gamma_{\text{п}} = 9{,}8 \cdot 6 \cdot 1 = 58{,}8 \frac{\text{гН}}{\text{м}} = 5{,}88 \text{ кН/м}$$

Нормативное значение снеговой нагрузки на 1м^2 горизонтальной проекции покрытия согласно [31, п. 10.1]:

$$S_0 = 0{,}7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0{,}7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18 = 12{,}6 \frac{\text{гН}}{\text{м}^2},$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега под действием ветра (условно принимаем, что покрытие здания защищено от прямого воздействия ветра при соблюдении $[31, \text{п. } 10.9]$);

c_t – термический коэффициент, в соответствии с $[31, \text{п. } 10.10]$;

μ – коэффициент перехода веса от снегового покрова земли к весу снега на покрытии, принимаемый по $[31, \text{прил. Г, сх. Г. } 1]$, с учётом $[31, \text{п. } 10.4]$.

Расчётная величина снеговой нагрузки на 1м^2 определяется как

$$S = S_0 \cdot \mu = 18 \cdot 1 = 18 \text{ гН/м}^2$$

Расчётная погонная равномерно-распределённая нагрузка на ригель рамы

$$q_{\text{сн.}} = S \cdot l \cdot \gamma_{\text{п}} = 18 \cdot 6 \cdot 1 = 108 \frac{\text{гН}}{\text{м}} = 10{,}8 \text{ кН/м}$$

Расчётные узловые силы на ферму:

- от постоянной нагрузки $F_g = q_g \cdot d = 58{,}8 \cdot 3 = 176{,}4 \text{ гН} = 17{,}64 \text{ кН}$;
- от снеговой нагрузки $F_{\text{сн}} = q_{\text{сн.}} \cdot d = 108 \cdot 3 = 324{,}0 \text{ гН} = 32{,}4 \text{ кН}$, где d – длина панели верхнего пояса фермы.

Усилия в ферме определяем при помощи ЭВМ от единичной нагрузки, действующей на половине пролёта ригеля от единичного момента – М=1843 гН·м. Результаты расчёта приведены ниже:

Таблица 5 - Расчётные усилия в стрежнях фермы

Элемент фермы	Обозн-е	Усилия от ед-ой нагрузки, кН	Услияот постоянной нагрузки, кН	От снеговой нагрузки, кН	Усилия от опорного момента (Моп=184,3 кН·м), кН	Расчётные усилия, кН	
						Сжатие	Растяж-е
1	2	3	4	5	6	7	8
Верхний пояс	В-1	0,0	0,00	0,00	82,09	0,00	82,09
	В-2	-0,9	-37,37	-110,28	69,70	-147,66	-
	В-3	-0,9	-37,37	-110,28	69,70	-147,66	-
	В-4	-1,9	-43,30	-127,76	60,56	-171,05	-

1	2	3	4	5	6	7	8
Нижний пояс	Н-1	0,5	23,53	69,43	-75,22	-	92,96
	Н-2	1,5	43,34	127,90	-64,67	-	171,24
Раскосы	Р-1	-0,7	-30,38	-89,64	-8,63	-118,82	-
	Р-2	0,8	17,77	52,43	7,33	-	71,55
	Р-3	-0,8	-8,35	-24,63	-6,73	-36,57	-
	Р-4	0,8	-0,20	-0,58	5,85	-	4,55
Стойки	С-1	0,0	-5,49	-16,20	0,00	-21,69	-
	С-2	0,0	0,27	0,80	-8,06	-	-6,26

5.2. Подбор сечений стержней фермы

1) Подбор сечения стержней верхнего пояса

Верхний пояс принимаем без изменения сечения по всей длине и рассчитываем его максимальное усилие $N_{В-4} = 171{,}05$ кН.

Для стали С345 ГОСТ 27772-88* по [СП 16.13330.2011, табл. В. 5] определяем расчётное сопротивление $R_y = 310$ МПа.

Задаёмся гибкостью $\lambda = 90$. Далее вычисляем условную гибкость по формуле $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \cdot \sqrt{\frac{310}{206000}} = 11{,}04$, [СП 16.13330.2011, табл. Д. 11], для типа стержней «*с*» согласно [СП 16.13330.2011, табл. 7] определяем коэффициент устойчивости при центральном сжатии $\varphi = 0{,}57$.

Требуемая площадь верхнего пояса

$$A_{тр} = \frac{N_{В-4}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{171{,}05 \cdot 10}{0{,}57 \cdot 310 \cdot 1} = 9{,}68 \text{ см}^2$$

где γ_c – коэффициент условий работы, определяемы по [СП 16.13330.2011, табл. 1], для верхнего сжатого пояса из тавров $\gamma_c = 1$

Принимаем сечение из тавра Т17,5ШТ1 по ТУ 14-2-685-86 (см. рис 8) с геометрическими характеристиками:

- площадь поперечного сечения $A = 47{,}5 \text{см}^2$;
- радиусы инерции сечения: ; $i_x = 4{,}52$ см; $i_y = 5{,}86$ см.

Расчётные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 300$ см (уклоном пояса пренебрегаем); из плоскости фермы $l_{ef,y} = 600$ см (т.к. верхние пояса развязаны прогонами, расчётная длина равна расстоянию между узлами крепления горизонтальных связей).

Гибкость стержней:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{300}{4{,}52} = 66{,}4; \overline{\lambda_x} = \lambda_x\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 66{,}4\sqrt{\frac{310}{206000}} = 2{,}57$$

$$\varphi_x = 0{,}635$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{600}{5{,}86} = 102{,}4; \overline{\lambda_y} = \lambda_y\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 102{,}4\sqrt{\frac{310}{206000}} = 3{,}97$$

$$\varphi_y = \varphi_{min} = 0{,}401.$$

Предельные гибкости определяем по формулам:

$$[\lambda]_x = 180 - 60 \cdot \alpha_x = 180 - 60 \cdot 0{,}5 = 150 > \lambda_x = 66{,}4$$

где $\alpha_x = \frac{N_{В-4}}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{171{,}05 \cdot 10}{0{,}635 \cdot 47{,}5 \cdot 310 \cdot 1} = 0{,}183 < 0{,}5.$

$$[\lambda]_y = 180 - 60 \cdot \alpha_y = 180 - 60 \cdot 0{,}5 = 150 > \lambda_y = 102{,}4$$

где $\alpha_x = \frac{N_{В-4}}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{171{,}05 \cdot 10}{0{,}401 \cdot 47{,}53 \cdot 310 \cdot 1} = 0{,}29 < 0{,}5.$

Условия гибкости стержня выполняются.

Проверка устойчивости стержня верхнего пояса:

$$\frac{N_{\text{В}-4}}{\varphi \text{A} R_y \gamma_c} = \frac{171{,}05 \cdot 10}{0{,}401 \cdot 47{,}53 \cdot 310 \cdot 1} = 0{,}29 < 1$$

Устойчивость обеспечена.

Проверяем местную устойчивость стенок сжатого пояса:

$$\frac{h_{\omega,ef}}{d} = \frac{9{,}6}{0{,}7} = 13{,}71 < \left(0{,}4 + 0{,}07\bar{\lambda}\right)\left(1 + 0{,}25\sqrt{2 - \frac{b}{h_{\omega,ef}}}\right)\sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$= (0{,}4 + 0{,}07 \cdot 2{,}57)\left(1 + 0{,}25\sqrt{2 - \frac{25}{13{,}3}}\right)\sqrt{\frac{206000}{310}} = 16{,}3,$$

где $h_{\omega,ef} = h - t - R = 16{,}55 - 1{,}25 - 2 = 13{,}3$см; $\overline{\lambda_x} = \lambda_x\sqrt{\frac{R_y}{E}} =$

$$66{,}5\sqrt{\frac{310}{206000}} = 2{,}57,$$

$$0{,}8 < \bar{\lambda} = 2{,}57 < 4;\ \frac{b}{h_{\omega,ef}} = \frac{25}{13{,}3} = 1{,}88 < 2.$$

Местная устойчивость стенок тавров обеспечена.

Следует отметить, что если принять меньше по сечению тавра Т17,5ШТ1, то условие устойчивость не было бы соблюдено.

Проверяем гибкость верхнего пояса при монтаже конструкций.

Расчётная длина стержня из плоскости фермы при проверке верхнего пояса фермы на время монтажа конструкций $l_{ef,y} = 1180$ см. Проверка гибкости пояса:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{1180}{5{,}86} = 201{,}4 < [\lambda] = 220.$$

Гибкость меньше предельной.

2) Подбор сечения стержней нижнего пояса

Нижний пояс в целях уменьшения количества типоразмеров профилей принимаем без изменения сечения по длине фермы и рассчитываем на максимальное усилие $N_{\text{Н}-2} = 171{,}24$ кН.

Требуемая площадь сечения

$$\text{A}_{\text{тр}} = \frac{N_{\text{Н}-2}}{R_y \gamma_c} = \frac{171{,}24 \cdot 10}{310 \cdot 1} = 5{,}52 \text{ см}^2$$

где γ_c – коэффициент условий работы, определяемы по [СП 16.13330.2011, табл. 1], для нижнего растянутого пояса из тавров $\gamma_c = 1$.

Расчётные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 600$ см; из плоскости фермы $l_{ef,y} = 1200$ см (ферма развязана в пролёте распорками, расположенными по опорам и на расстоянии по 6,0 м от оси колонн).

Требуемые радиусы инерции:

$i_{x,\text{тр}} = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]_x} = \frac{600}{400} = 1{,}5$ см; $i_{y,\text{тр}} = \frac{l_{ef,y}}{[\lambda]_y} = \frac{1200}{400} = 3$ см

Конструктивно принимаем сечение из тавра Т13ШТ1 по ТУ 14-2-685-86 (см. рис 8) с геометрическими характеристиками:

- площадь поперечного сечения $\text{А} = 26{,}94$ см^2;
- радиусы инерции сечения: $i_x = 3{,}27$ см; $i_y = 4{,}25$ см.

Сечение нижнего пояса принято из условия конструирования монтажного стыка на фланцах с применением высокопрочных болтов в соответствии с рекомендациями, изложенными в документации для типового проектирования.

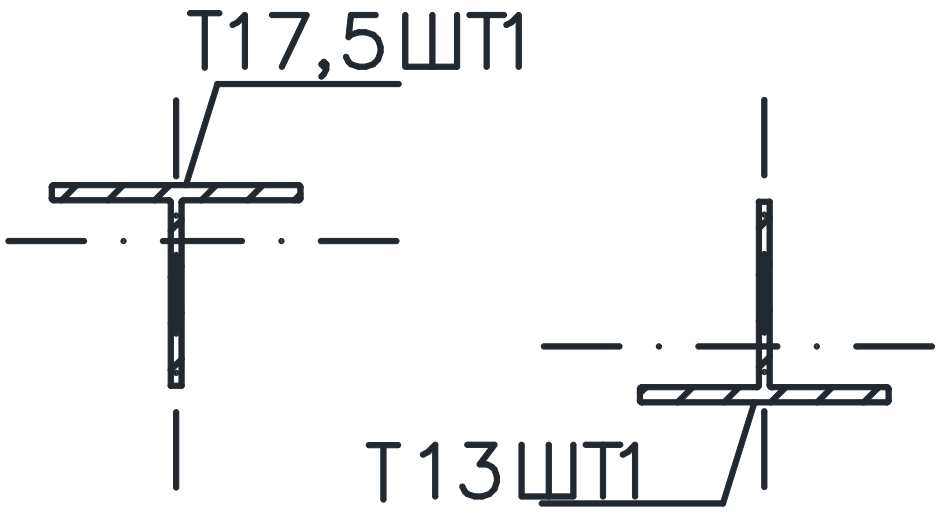


Рис 8 – Расчётные сечения верхнего (Т17,5ШТ1) и нижнего (Т13ШТ1) поясов фермы

Толщину фасонки назначаем по толщинам стенок тавров. У сечения тавра Т17,5ШТ1 толщина стенки $d = 9{,}5$ мм; у сечения тавра Т13ШТ1 - $d = 7{,}0$ мм. Для верхнего пояса принимаем $t_\text{ф} = 10$ мм, для нижнего - $t_\text{ф} = 8$ мм.

3) Подбор сечения решётки фермы

Решётку фермы в целях лучшего конструктивного решения принимаем у опоры раскос из стали С345, а остальные из стали С245 и рассчитываем на максимальные усилия $N_{P-1} = -118{,}82$ кН и $N_{P-2} = 71{,}55$ кН.

Стержень Р-1

Требуемая площадь сечения

$$\text{А}_\text{тр} = \frac{N_{\text{Р}-1}}{R_y \gamma_c} = \frac{118{,}82 \cdot 10}{310 \cdot 1} = 3{,}83 \text{ см}^2$$

где γ_c – коэффициент условий работы, определяемы по [СП 16.13330.2011, табл. 1], $\gamma_c = 1$.

Расчётная длина стержня $l_{ef} = 0{,}9l = 0{,}9 \cdot 387 = 348{,}3$ см

Требуемые радиусы инерции:

$$i_{x,\text{тр}} = \frac{l_{ef}}{[\lambda]} = \frac{383{,}3}{400} = 0{,}87 \text{ см}$$

Конструктивно принимаем сечение из одиночных уголков L50X5 по ГОСТ 8509-93 с геометрическими характеристиками:

- площадь поперечного сечения $\text{A} = 4{,}8$ см^2;
- минимальный радиус инерции сечения: $i_{min} = i_{y0} = 0{,}98$ см.

Гибкость принятого стержня

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_{min}} = \frac{383{,}3}{0{,}98} = 391 < [\lambda] = 400$$

Условие гибкости удовлетворяется.

Проверяем прочность сечения при растяжении:

$$\frac{N_{\text{Р}-1}}{\text{A}R_y\gamma_c} = \frac{118{,}82 \cdot 10}{4{,}8 \cdot 310 \cdot 1} = 0{,}8 < 1$$

Прочность обеспечена.

Стержень Р-2

Предварительно зададимся гибкостью $\lambda = 120$, условная гибкость:

$$\overline{\lambda_x} = \lambda_x\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 120\sqrt{\frac{240}{206000}} = 4{,}10$$

$\varphi_x = 0{,}43$.

Требуемая площадь сечения

$$\text{A}_{\text{тр}} = \frac{N_{\text{Р}-1}}{R_y\gamma_c} = \frac{71{,}55 \cdot 10}{0{,}43 \cdot 240 \cdot 1} = 6{,}9 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение сжатого раскоса из одиночного уголка L70X6 по ГОСТ 8509-93.

Расчётная длина стержня

$$l_{ef} = 0{,}8l = 0{,}8 \cdot 387 = 309{,}6 \text{ см}$$

Проверяем гибкость сечения

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{min}} = \frac{309{,}6}{1{,}38} = 224{,}34 < [\lambda] = 400;$$

Устойчивость обеспечена.

Результаты расчёта сводим в табл. -.

5.3. Расчёт сварных швов прикрепления решётки фермы к верхнему и нижнему поясам и фасонкам фермы

Для присоединения стержней применяется автоматическая сварка в среде углекислого газа (ГОСТ 8050-85*) сварочной проволокой марки Св-08Г2С (ГОСТ 2246-70*) диаметром 2 мм. Коэффициенты и расчётные сопротивления, принимаемые:

- при расчёте по металлу шва

$$\beta_f = 1{,}1;\ R_{\omega f} = 215\ \text{МПа};$$
$$\beta_f R_{\omega f} = 1{,}1 \cdot 215 = 236{,}5\ \text{МПа}$$

- при расчёте шва на срез по границе сплавления

$$\beta_z = 1{,}05;\ R_{\omega z} = 0{,}45 R_{un} = 0{,}45 \cdot 370 = 166{,}5\ \text{МПа};$$
$$\beta_z R_{\omega z} = 1{,}05 \cdot 166{,}5 = 174{,}8\ \text{МПа}$$

Проверяем условие

$$\frac{\beta_f R_{\omega f}}{\beta_z R_{\omega z}} = \frac{236{,}5}{174{,}8} = 1{,}35 > 1{,}0$$

Несущая способность сварных швов определяется прочностью металла границы сплавления, $(\beta_z R_{\omega z})_{min} = 174{,}8$ МПа.

Требуемая длина сварного шва соответственно для обушка и пера уголка определяется по формулам

$$l_\omega^{\text{об}} = \frac{N_{\text{об}}}{n k_f (\beta R_\omega)_{min} \gamma_c} + a;\ l_\omega^{\text{п}} = \frac{N_{\text{п}}}{n k_f (\beta R_\omega)_{min} \gamma_c} + a$$

где $N_{\text{об}}$ и $N_{\text{п}}$ – усилия, действующие соответственно на обушек и перо уголков, равные соответственно:

$$N_{\text{об}} = 0{,}7N;\ N_{\text{п}} = 0{,}3N$$

n – количество швов, $n = 2$;

a – длина шва, учитывающая непровар, $a = 2$ см;

k_f – катет сварного шва.

Величина катета сварного шва должна быть в пределах:

$$k_{f\,min} \le k_f \le k_{f\,max}$$

где $k_{f\,min}$ – минимальный катет, определяемый по [СП 16.13330.2011, табл. 38];

$k_{f\,max}$ – максимальный катет шва, принимаемый:

- для шва по обушку $k_{f\,max} = 1{,}2 t_{\text{уг}}$;
- для шва по перу $k_{f\,max} = t_{\text{уг}} - 1$ мм при $t_{\text{уг}} \le 6$ мм, $k_{f\,max} = t_{\text{уг}} - 1$ мм при $t_{\text{уг}} = 7 \div 16$ мм.

Часто различных по высоте катета швов на всю ферму не должно превышать четырёх. Длину сварных швов назначают кратной 10 мм; минимальная длина шва принимается $l_{\omega,min} = 60$ мм.

Таблица 6 - Результаты расчёта заносим в табл

№ стержня	Сечение	$[N]$, кН	Шов по обушку			Шов по перу		
			$N_{об}$, кН	k_f, мм	l_ω, см	$N_п$, кН	k_f, мм	l_ω, см
Р-1	L50X5	118.82	83.17	4	11	35.65	3	10
Р-2	L70X6	71.55	50.09	4	10	21.47	3	10
Р-3		36.57	25.60	4	10	10.97	3	10
Р-4		4.55	3.19	4	10	1.37	3	10
С-1		21.69	15.18	4	10	6.51	3	10
С-2	┐└70X6	6.26	4.38	4	10	1.88	3	10

5.4. Расчёт и конструирование узлов фермы

1) Расчёт опорных узлов фермы на колонну

Узел 1

Согласно заданию узел опирания фермы на колонну – жёсткий. Для крепления верхнего пояса к колонне принимаем болты М18 класса 8.8.

Несущая способность одного болта на растяжение:

$$N_b = A_{bn}R_{bt} = 1{,}92 \cdot 450 = 864 \text{ гН} = 86{,}4 \text{ кН}.$$

Проверяем прочность болтового соединения:

$$N = |N_{\text{В}-1}| = 82{,}09 \text{ кН} < nN_b = 4 \cdot 86{,}4 = 345{,}6 \text{ кН},$$

где n – количество болтов в узле, $n = 4$.

Прочность достаточна.

Определяем толщину фланца:

$$t_{fl} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{3b'N}{lR_y}} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{3 \cdot 12 \cdot 82{,}09 \cdot 10}{35 \cdot 310}} = 0{,}9 \text{ см}$$

Принимаем фланец шириной 300 мм и толщиной 20 мм.

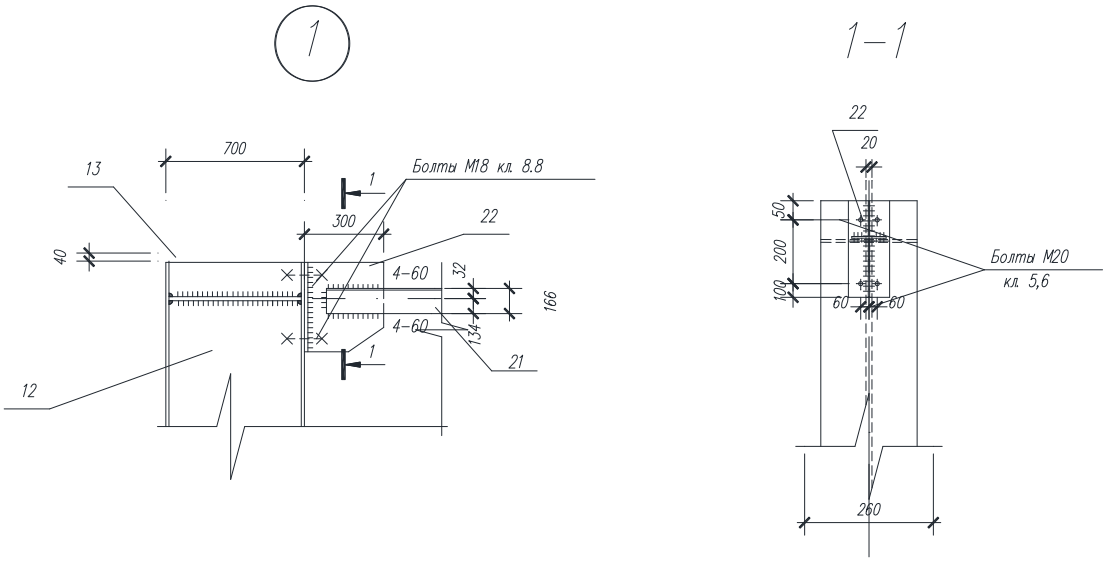


Рис 9 – Верхний опорный узел фермы с поясом из тавра

2) Расчёт сварных швов

Выполняем проверку сварного соединения верхнего пояса с фланцем. Проверка прочности сварного шва (длиной швов примыкающих фасонок пренебрегаем). Сварной шов проверяем по металлу зоны сплавления:

$$\frac{N}{\beta_z R_{\omega z} \sum k_f \, l_\omega} = \frac{82{,}09 \cdot 10}{1{,}05 \cdot 166{,}5 \cdot (0{,}5 \cdot 25 \cdot 2 + 0{,}5 \cdot 16{,}2 \cdot 2)} = 0{,}12 < 1$$

Прочность сварных швов обеспечена.

Узел 2.

Опорный фланец принимаем шириной 240 мм и толщиной 4щзд76н0 мм.

Опорная реакция фермы $R_A = Q_g + Q_{\text{сн}} = 24{,}705 + 72{,}9 = 97{,}605$ кН.

Проверяем смятие на торце фланца:

$$\frac{1{,}2R_A}{A_p R_u} = \frac{1{,}2 \cdot 97{,}605 \cdot 10}{24 \cdot 2 \cdot 450} = 0{,}1 < 1$$

Условие выполняется.

Так как рамная сила прижимает опорный узел к колонне, то для крепления опорного фланца конструктивно принимаем болты М18 класса 8.8 в количестве 8 шт.

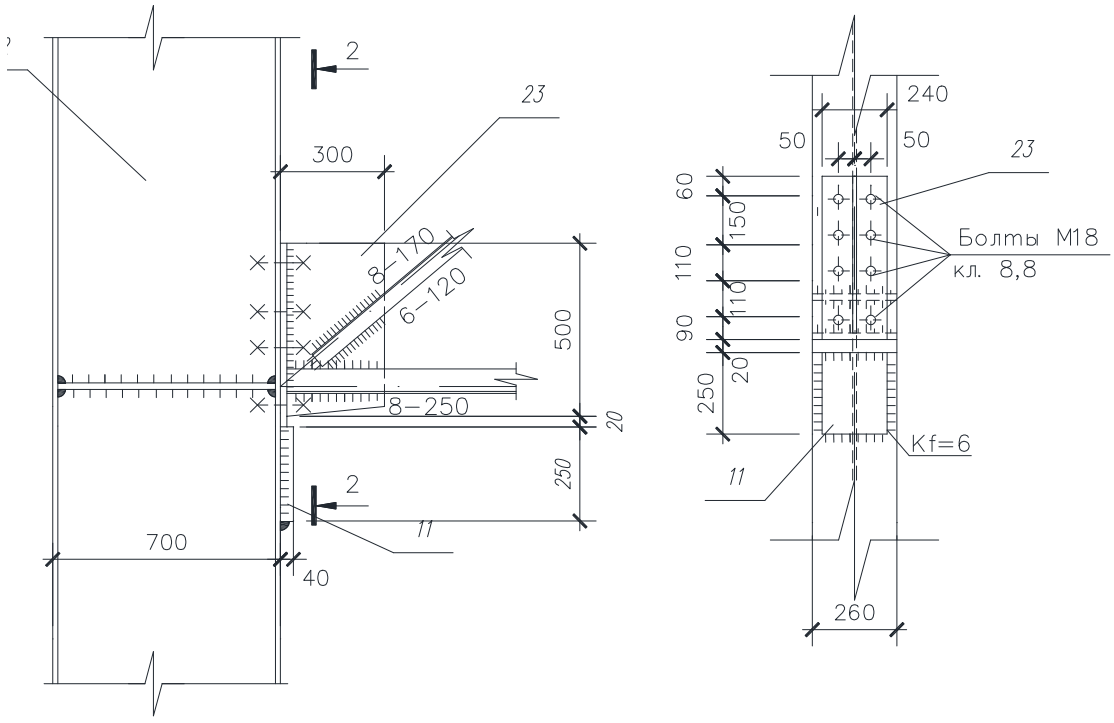


Рис 10 – Нижний опорный узел фермы с поясом из тавра

Выполняем проверку шва, соединяющего фасонку и нижний пояс с опорным фланцем. Касательные напряжения в шве:

$$\tau_\omega = \frac{R_A}{2 \sum k_f \, l_\omega} = \frac{97{,}605 \cdot 10}{2(0{,}5 \cdot 33 + 0{,}5 \cdot 11{,}8 + 0{,}5 \cdot 18)} = 15{,}54 \text{ МПа}$$

Нормальные напряжения в сварном шве:

$$\sigma_\omega = \frac{H}{A_\omega} + \frac{H \cdot e}{W_\omega} = \frac{595{,}2}{2(0{,}5 \cdot 33 + 0{,}5 \cdot 11{,}8 + 0{,}5 \cdot 18)} + \frac{595{,}2 \cdot 12{,}7}{2 \cdot 0{,}5 \cdot 46^2} == 13{,}07 \text{МПа}$$

где $H = \frac{M_л}{h} = \frac{184{,}5 \cdot 10}{3{,}1} = 595{,}2$ гН; $e = \frac{460}{2} - 80 - 23 = 127$ мм $= 12{,}7$ см.

Проверка прочности по приведённому напряжению:

$$\frac{\sqrt{{\sigma_\omega}^2 + 3{\tau_\omega}^2}}{\beta_z R_{\omega z} \gamma_c} = \frac{\sqrt{13{,}07^2 + 3 \cdot 15{,}54^2}}{1{,}05 \cdot 166{,}5 \cdot 1} = 0{,}2 < 1$$

Прочность обеспечена. Здесь $\beta_z R_{\omega z}$ – несущая способность сварных швов определяется прочностью металла границы сплавления.

Проверяем прочность сварного стыкового шва соединения нижнего пояса с фасонкой. Касательное напряжение:

$$\tau_\omega = \frac{N_{Н-1}}{t_\omega l_\omega} = \frac{92{,}96 \cdot 10}{0{,}7 \cdot 38{,}6} = 34{,}4 \text{ МПа},$$

где $t_\omega = 0{,}7$ см; $l_\omega = l - 2t_\omega = 40 - 2 \cdot 0{,}7 = 38{,}6$ см.

Нормальное напряжение:

$$\sigma_\omega = \frac{6N_{Н-1}e}{t_\omega {l_\omega}^2} = \frac{6 \cdot 92{,}96 \cdot 10 \cdot 9{,}9}{0{,}7 \cdot 38{,}6^2} = 53 \text{ МПа},$$

где $e = h_{НП} - z_0 = 12{,}2 - 2{,}3 = 9{,}9$ см;

$h_{НП}$ – высота сечения нижнего пояса;

z_0 – расстояние от центра тяжести сечения нижнего пояса до его нижней грани.

Проверка прочности по приведённому напряжению:

$$\frac{\sqrt{{\sigma_\omega}^2 + 3{\tau_\omega}^2}}{1{,}15 R_{\omega y} \gamma_c} = \frac{\sqrt{53^2 + 3 \cdot 34{,}4^2}}{1{,}15 \cdot 204 \cdot 1} = 0{,}34 < 1$$

Прочность шва обеспечена.

Опорный фланец принимаем толщиной $t_{оф} = 20$ мм.

Определяем высоту опорного столика из условия прочности сварного шва на срез:

$$l_\omega = \frac{2R_A}{3\beta_z R_{\omega z} k_f} + 2 = \frac{2 \cdot 97{,}605 \cdot 10}{3 \cdot 1{,}05 \cdot 166{,}5 \cdot 0{,}4} + 2 = 11{,}3 \text{ см}$$

Принимаем конструктивно высоту столика 240 мм.

Выполняем проверку опорного сечения на срез по формуле

$$\frac{R_A}{R_s \gamma_c \sum A} = \frac{97{,}605 \cdot 10}{138{,}6 \cdot 1 \cdot (26{,}9 + 33 \cdot 0{,}8)} = 0{,}13 < 1$$

Прочность щва достаточна.

3) Расчёт укрупнительных монтажных стыков

Для удобства транспортировки конструкций ферму проектируем из двух отправочных элементов (полуферм), которые соединяются на площадке строительства с помощью укрупнительных стыков.

Узел 3.

Монтажный стык испытывает сжимающее усилие. Фланцы выполняем из стали С375 по ГОСТ 27772-88* толщиной 20 мм. Для фланцевого соединения принимаем болты М18 класса 5.6 в количестве 4 шт. Диаметр шайб $d_{ш} = 32$ мм, диаметр отверстий – 21 мм.

Размещение болтов осуществляется при соблюдении конструктивных требований. Проверяем конструктивные требования:

$$b_1 = 50 + \frac{9}{2} = 50{,}5 \text{ мм} > \frac{d_{ш}}{2} + k_f + 2 = \frac{32}{2} + 3 + 2 = 21 \text{ мм};$$

$$b_1 = 50 \text{ мм} \le 3d = 3 \cdot 18 = 54 \text{ мм};\ a_z = 70 \text{ мм} \ge 0{,}8d_{ш} = 0{,}8 \cdot 32 = 25{,}6 \text{ мм};$$

$$b_1 = 50 \text{ мм} \le a_z = 70 \text{ мм} \le 1{,}4b_1 = 1{,}4 \cdot 50{,}5 = 70{,}7 \text{ мм};$$

$$a_z = 70 \text{ мм} \ge 2d = 2 \cdot 18 = 36 \text{ мм};$$

$$\omega = 125 \text{ мм} < 4b = 4\left(b_1 - k_f\right) = 4 \cdot (50{,}5 - 3) = 190 \text{ мм},$$

где b_1 – расстояние от грани до оси болта;

$d_{ш}$ – наружный диаметр шайбы;

d – номинальный диаметр резьбы болта;

a_z – расстояние от фланца до оси болта по вертикали;

ω – ширина фланца, приходящаяся на 1 болт наружной зоны.

Условия размещения болтов выполняются.

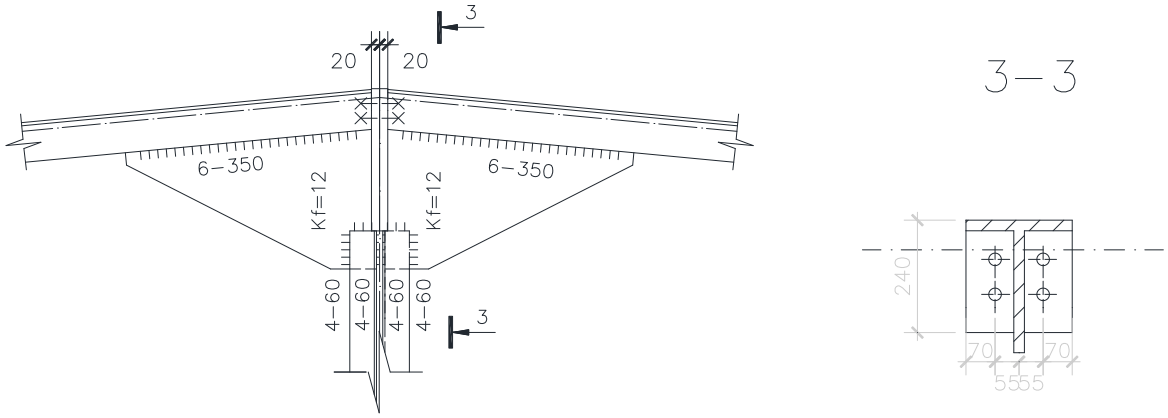


Рис 11 – Укрупнительный монтажный стык верхнего пояса

Расчётное усилие в стыке

$$N_{ст} = |N_{В-4}| = 171{,}05 \text{ кН}$$

Проверяем условие возможности появления сдвига во фланцевом соединении для сжатого стержня:

$$Q = 67{,}32 \text{ кН} < \mu N_{ст} = 0{,}42 \cdot 171{,}05 = 71{,}84 \text{ кН},$$

где поперечная сила от местной нагрузки:

$$Q = \frac{p_s l}{4} = \frac{10{,}8 \cdot 23{,}6}{4} = 67{,}32 \text{ кН}.$$

где μ – коэффициент трения, определяемый по [СП 16.13330.2011, табл. 42].

Условие недопущения сдвига выполняется.

В случае если данная проверка на сдвиг не проходила бы, то вместо простых болтов требуется принимать высокопрочные.

Проверяем стык верхнего пояса с фланцем.

Сварной стык тавровой с двусторонними угловыми швами и неполным проваром корня шва. Проверка соединения из условия прочности металла границы сплавления:

$$\frac{N_{\text{ст}}}{\beta_z R_{\omega z}\gamma_{\text{с}}\sum k_f\, l_\omega} = \frac{171{,}05\cdot 10}{1{,}05\cdot 166{,}5\cdot 1\cdot(1\cdot 2\cdot 12{,}5+1\cdot 2\cdot 24)} = 0{,}14 < 1.$$

Условие выполняется.

Узел 4.

Монтажный стык испытывает растягивающее усилие.

Материал фланцев сталь С345-3 по ГОСТ 27772-88* с расчётным сопротивление по [СП 16.13330.2011, табл. В. 5] $R_y = 310$ МПа. Толщина фланцев $t_{fl} = 25$ мм.

Принимаем высокопрочные болты М22 по ГОСТ Р 52644-2006. Класс прочности болтов 10.9 согласно ГОСТ 52643-2006. Материал высокопрочных болтов – 40Х климатического исполнения ХЛ в соответствии с указаниями рекомендаций [СП 16.13330.2011, п. 5.6].

Диаметр шайб $d_{\text{ш}} = 47$ мм, диаметр отверстий – 26 мм.

Для высокопрочного болта М22 площадь сечения согласно [СП 16.13330.2011, табл. Г. 9] $A_{bh} = 3{,}03$ см^2.

Проверяем размеры исходя из конструктивных условий размещения болтов во фланцевом стыке:

$$b_1 = 50 - \frac{8}{2} = 46 \text{ мм} > \frac{d_{\text{ш}}}{2} + k_f + 2 = \frac{47}{2} + 4 + 2 = 29{,}5 \text{ мм};$$

$$b_1 = 46 \text{ мм} \le 3d = 3\cdot 22 = 66 \text{ мм};\ a_z = 55 \text{ мм} \ge 0{,}8d_{\text{ш}} = 0{,}8\cdot 47 = 37{,}6 \text{ мм};$$

$$b_1 = 46 \text{ мм} \le a_z = 55 \text{ мм} \le 1{,}4b_1 = 1{,}4\cdot 46 = 64{,}4 \text{ мм};$$

$$a_z = 55 \text{ мм} \ge 2d = 2\cdot 22 = 44 \text{ мм};$$

$$\omega = 105 \text{ мм} < 4b = 4\left(b_1 - k_f\right) = 4(46-4) = 168 \text{ мм};$$

$$\omega = 105 \text{ мм} < 5d = 5\cdot 22 = 110 \text{ мм}.$$

Выполняем расчёт фланцевого соединения нижнего пояса. Расчётное растягивающее усилие в стыке

$$N_{\text{ст}} = |N_{\text{Н}-2} + N_{\text{Р}-4}\cos\alpha| = 171{,}24 + 4{,}55\cdot\cos 45 = 173{,}5 \text{ кН}.$$

Расчётное сопротивление растяжения высокопрочного болта

$$R_{bn} = 0{,}7R_{bun} = 0{,}7\cdot 1078 = 754{,}6 \text{ МПа},$$

где R_{bun} – принимается по [СП 16.13330.2011, табл. Г. 8].

Несущая способность одного высокопрочного болта при работе на растяжение по ослабленному нарезкой сечению

$$N_b = R_{bn}A_{bn}\gamma_b{}' = 754{,}6\cdot 3{,}03\cdot 0{,}9 = 2058 \text{ гН} = 205{,}8 \text{ кН},$$

где $\gamma_b{}'$ - коэффициент, учитывающий особенности работы болтов во фланцевом соединении, релаксацию напряжений в затянутом болте, неоднородность напряжённого состояния.

Несущая способность высокопрочного болта внутренней зоны

$$N_{b,\text{в}} = N_b = 205{,}8 \text{ кН}.$$

Несущая способность высокопрочного болта наружной зоны

$$N_{b,\text{н}} = \frac{N_b}{K} = \frac{205{,}8}{1{,}8} = 114{,}3 \text{ кН},$$

где K – коэффициент, учитывающий неравномерность нагружения болтов внутренней и наружной зон [пособие по проек − стальных конструкций (к СНиП $II - 23 - 81^*$), табл. 79].

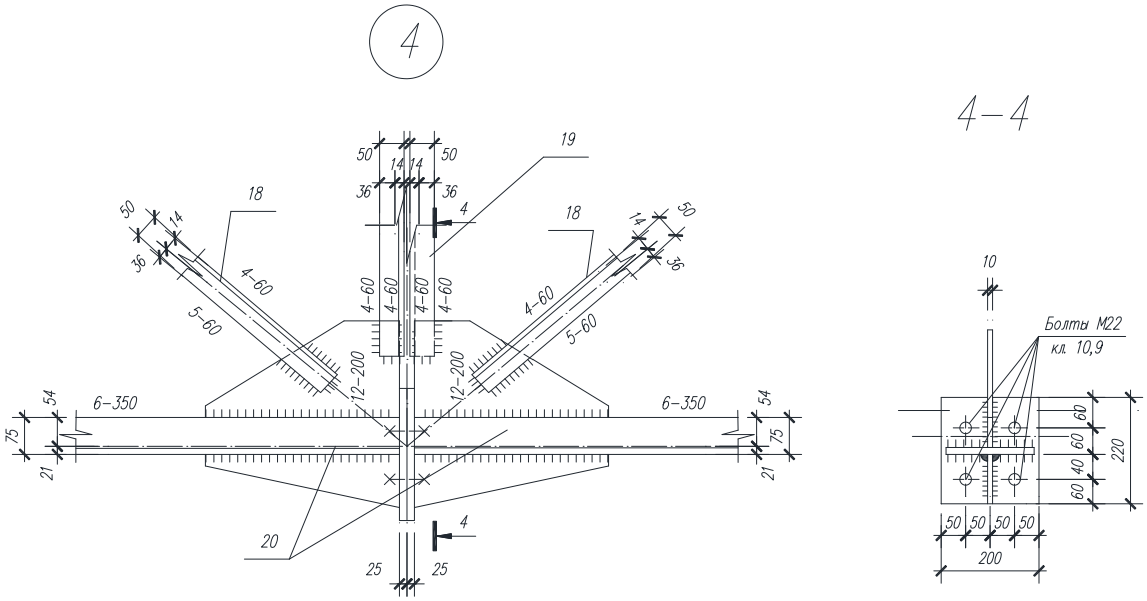


Рис 12 – Монтажный стык нижнего пояса фермы

Во внутренней зоне расположены два болта ($n_\text{в} = 2$). Требуемое количество болтов в наружной зоне

$$n_\text{н} = \frac{N_\text{ст} - n_\text{в} N_{b,\text{в}}}{N_{b,\text{н}}} = \frac{173{,}5 - 2 \cdot 205{,}8}{114{,}3} = -2 \text{ шт.}$$

Конструктивно принимаем $n_\text{н} = 2$ болта.

Проверка несущей способности фланцевого соединения.

Вычисляем параметр жёсткости болта по формуле:

$$\chi = \frac{{d_b}^2 \left(\frac{b}{t_{fl}}\right)^3}{\omega\left(t_{fl} + 0{,}5 d_b\right)} = \frac{2{,}2^2 \left(\frac{4{,}2}{2{,}5}\right)^3}{10{,}5(2{,}5 + 0{,}5 \cdot 2{,}2)} = 0{,}61,$$

где b – расстояние между осью болта и краем сварного шва:

$$b = b_1 - k_f = 46 - 4 = 42 \text{ мм};$$

ω – ширина фланца, приходящаяся на один болт.

Расчётное усилие на болт наружной зоны

$$N_{b,\text{н}} = (\alpha - \beta \lg \chi) R_{bn} A_{bn} = (0{,}41 - 0{,}27 \cdot \lg 0{,}61) \cdot 754{,}6 \cdot 3{,}03 = 1065{,}6 \text{ гН},$$

где α и β – коэффициенты, принимаемые по [пособие по проек – ю стальных конструкций (к СНиП $II-23-81^{*}$), табл. 80] в зависимости от соотношения $\frac{t_{fl}}{d_b}=\frac{2,5}{2,2}=1,14$..

Для определения параметра α определяем значение коэффициента

$$\mu_1=\frac{0,9R_{bn}A_{bn}}{M_i}=\frac{0,9\cdot 754,6\cdot 3,03}{3125}=0,66,$$

где $M_i=\frac{a_i{t_{fl}}^2R_y}{6}=\frac{10\cdot 2,5^2\cdot 300}{6}=3125$ гН · см.

Значение параметра α найдём из уравнения

$$1,4\chi(\alpha-1)^3-\alpha^2+\mu_1\alpha(\alpha-1)=0;$$
$$1,4\cdot 0,61(\alpha-1)^3-\alpha^2+0,66\alpha(\alpha-1)=0;$$
$$0,854\alpha^3-2,902\alpha^2+1,902\alpha-0,854=0;$$
$$\alpha=2,14.$$

Расчётное усилие на болт наружной зоны, определяемое из условия прочности фланца на изгиб,

$$N_{\text{н},f}=\frac{1,3R_{bn}A_{bn}(1+\alpha)}{\mu_1\alpha}=\frac{1,3\cdot 754,6\cdot 3,03\cdot(1+2,14)}{0,66\cdot 2,14}=6608\text{ гН}.$$

Полная несущая способность фланцевого стыка по условию прочности болтов на растяжение

$$N_b=n_{\text{в}}N_{b,\text{в}}+n_{\text{н}}N_{b,\text{н}}=2\cdot 205,8+2\cdot 114,3=640,2\text{ кН}>N_{\text{ст}}=173,5\text{ кН}.$$

Условие прочности выполняется.

Проверяем соединение на сдвигающее усилие. Контактное усилие:

$$V=R_{bn}A_{bn}-1,2N_{b,\text{н}}=754,6\cdot 3,03-1,2\cdot 1143=914,84\text{ гН}.$$

Условная поперечная сила

$$Q_{loc}=0,1\mu N_{\text{ст}}=0,1\cdot 0,25\cdot 1735=43,4\text{ гН},$$

где μ – коэффициент трения, принимаемый [СП 16.13330.2011, табл. 42].

Проверяем условие недопущения сдвига во фланцевом соединении:

$$Q=Q_{loc}=43,4\text{ гН}<\mu nV=0,25\cdot 2\cdot 914,84=457,42\text{ гН},$$

Сдвиг не возникает.

Проверяем стык нижнего пояса с фланцем. Сварной стык тавровый с двусторонним угловыми швами с обеспечением проплавления корня шва на 2 мм.

Проверку прочности сварного соединения нижнего пояса с фланцем выполняем по двум сечениям:

- по металлу шва:

а) для пояса $\sigma_f=\frac{\sigma A_f}{\sum A}=\frac{N_{\text{ст}}A_f}{(\sum A)^2}=\frac{173,5\cdot 10\cdot 18\cdot 1}{36,5^2}=23,4$ МПа,

где $\sum A=A+A_{\text{ф}}=26,9+12\cdot 0,8=36,5$ см^2.

Расчёт ведётся с учётом прикрепления рёбер жёсткости.

Погонное усилие в поясе $P_f=\sigma_f t_f=23,4\cdot 1=23,4$ гН/см.

Проверка шва:

$$\frac{P_f}{\beta_f\left(k_f+0,2\text{см}\right)R_{\omega f}\gamma_c}=\frac{23,4}{1,1\cdot(0,4+0,2)\cdot 215\cdot 1}=0,16<1;$$

б) для стенки $\sigma_\omega = \frac{\sigma A_\omega}{\sum A} = \frac{N_{\text{ст}} A_\omega}{(\sum A)^2} = \frac{173{,}5 \cdot 10 \cdot 8{,}9}{36{,}5^2} = 11{,}6$ МПа,

Погонное усилие в стенке $P_\omega = \sigma_\omega t_\omega = 11{,}6 \cdot 0{,}7 = 8{,}12$ гН/см

Проверка шва:

$$\frac{P_\omega}{\beta_f (k_f + 0{,}2\text{см}) R_{\omega f} \gamma_c} = \frac{8{,}12}{1{,}1 \cdot (0{,}4 + 0{,}2) \cdot 215 \cdot 1} = 0{,}06 < 1;$$

- по металлу границы сплавления

а) для пояса

$$\frac{P_f}{\beta_f k_f R_{\omega z} \gamma_c} = \frac{23{,}4}{1{,}05 \cdot 0{,}4 \cdot 166{,}5 \cdot 1} = 0{,}33 < 1,$$

где $R_{\omega z} = 0{,}45 R_{un} = 0{,}45 \cdot 370 = 166{,}5$ МПа.

б) для стенки

$$\frac{P_\omega}{\beta_f k_f R_{\omega z} \gamma_c} = \frac{8{,}12}{1{,}05 \cdot 0{,}4 \cdot 166{,}5 \cdot 1} = 0{,}12 < 1.$$

- по металлу границы сплавления с фланцем в направлении толщины проката:

а) для пояса

$$\frac{P_f}{(k_f + 1{,}4\text{мм}) R_{th} \gamma_c} = \frac{23{,}4}{(0{,}4 + 0{,}14) \cdot 145{,}2 \cdot 1} = 0{,}3 < 1,$$

где $R_{th} = 0{,}5 \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = 0{,}5 \frac{305}{1{,}05} = 145{,}2$ МПа.

б) для стенки

$$\frac{P_\omega}{(k_f + 1{,}4\text{мм}) R_{th} \gamma_c} = \frac{8{,}12}{(0{,}4 + 0{,}14) \cdot 145{,}2 \cdot 1} = 0{,}1 < 1.$$

Прочность сварных швов обеспечена.

Проверяем прочность сварного стыкового соединения нижнего пояса с фасонкой.

Усилие в стыке

$$N_{\text{ст}} = N_{\text{Р}-4} \cos\alpha = 4{,}55 \cdot \cos 45° = 3{,}22 \text{ кН}.$$

Касательное напряжение

$$\tau_\omega = \frac{N_{\text{ст}}}{t_\omega l_\omega} = \frac{3{,}22 \cdot 10}{0{,}7 \cdot 48{,}6} = 0{,}95 \text{ МПа},$$

где $l_\omega = l - 2t_\omega = 20 - 2 \cdot 0{,}7 = 48{,}6$ см.

Нормальное напряжение

$$\sigma_\omega = \frac{6 N_{\text{ст}} e}{t_\omega {l_\omega}^2} = \frac{6 \cdot 3{,}22 \cdot 10 \cdot 10{,}6}{0{,}7 \cdot 48{,}6^2} = 1{,}24 \text{ МПа}.$$

Проверка прочности по приведённому напряжению:

$$\frac{\sqrt{{\sigma_\omega}^2 + 3{\tau_\omega}^2}}{1{,}15 R_{\omega y} \gamma_{\text{c}}} = \frac{\sqrt{1{,}24^2 + 3 \cdot 0{,}95^2}}{1{,}15 \cdot 215 \cdot 1} = 0{,}01 < 1.$$

Прочность шва обеспечена.

4) Расчёт промежуточных узлов

Узел 5

Проверяем сварной стыковой шов соединения фасонки с верхним поясом.

Усилие в стыке

$$N_{\text{ст}} = |N_{\text{В}-1} + N_{\text{В}-2}| = |82{,}09 + 147{,}66| = 229{,}75\text{кН}.$$

Касательное напряжение

$$\tau_\omega = \frac{N_{\text{ст}}}{t_\omega l_\omega} = \frac{229{,}75 \cdot 10}{0{,}95 \cdot 68} = 35{,}5\text{МПа},$$

где $l_\omega = l - 2t_\omega = 70 - 2 \cdot 0{,}95 = 68$ см.

Нормальное напряжение в сварном шве

$$\sigma_\omega = \frac{F}{t_\omega l_\omega} + \frac{6N_{\text{ст}} l}{t_\omega {l_\omega}^2} = \frac{500{,}4}{0{,}95 \cdot 68} + \frac{6 \cdot 229{,}75 \cdot 10 \cdot 13{,}2}{0{,}95 \cdot 68^2} = 49{,}17\text{МПа},$$

где $F = F_g + F_s = 176{,}4 + 324 = 500{,}4$ гН; $l = h_{\text{ВП}} - z = 16{,}5 - 3{,}3 = 13{,}2$ см.

Проверка прочности по приведённому напряжению:

$$\frac{\sqrt{{\sigma_\omega}^2 + 3{\tau_\omega}^2}}{1{,}15 R_{\omega y} \gamma_{\text{c}}} = \frac{\sqrt{49{,}17^2 + 3 \cdot 35{,}5^2}}{1{,}15 \cdot 215 \cdot 1} = 0{,}32 < 1.$$

Прочность шва обеспечена.

Узел 6

Проверяем сварной стыковой шов соединения фасонки с нижним поясом поясом.

Усилие в стыке

$$N_{\text{ст}} = |N_{\text{Н}-1} + N_{\text{Н}-2}| = 92{,}96 + 171{,}24 = 264{,}2 \text{ кН}.$$

Касательное напряжение

$$\tau_\omega = \frac{N_{\text{ст}}}{t_\omega l_\omega} = \frac{264{,}2 \cdot 10}{0{,}95 \cdot 68} = 40{,}9 \text{ МПа},$$

Нормальное напряжение в сварном шве

$$\sigma_\omega = \frac{F}{t_\omega l_\omega} + \frac{6N_{\text{ст}} l}{t_\omega {l_\omega}^2} = \frac{500{,}4}{0{,}95 \cdot 68} + \frac{6 \cdot 264.2 \cdot 10 \cdot 9.9}{0{,}95 \cdot 68^2} = 43{,}5 \text{ МПа},$$

где $l = h_{\text{НП}} - z = 12{,}2 - 2{,}3 = 9{,}9$см.

Проверка прочности по приведённому напряжению:

$$\frac{\sqrt{{\sigma_\omega}^2 + 3{\tau_\omega}^2}}{1{,}15 R_{\omega y} \gamma_{\text{c}}} = \frac{\sqrt{43{,}5^2 + 3 \cdot 40{,}9^2}}{1{,}15 \cdot 215 \cdot 1} = 0{,}34 < 1.$$

Прочность шва обеспечена.

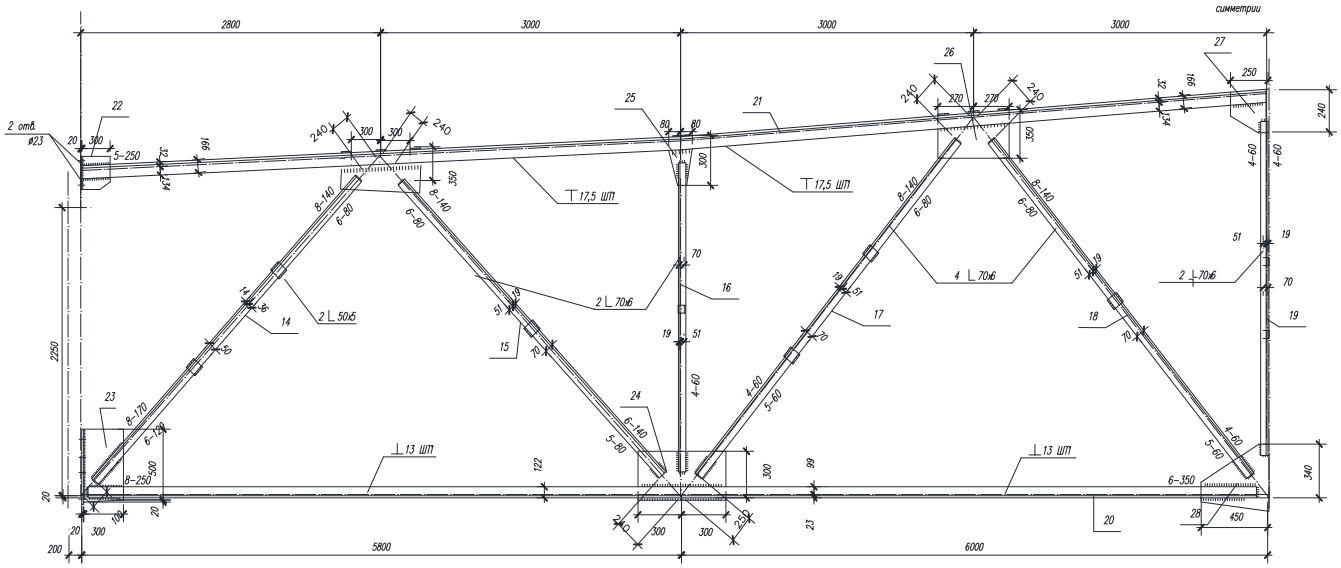


Рис 13 – Отправочный элемент фермы

5.5. Проверка жёсткости фермы

Используя рекомендации, приведённые в справочной [Справочник проектировщика. Металлические конструкции, том 3, Т. 2] и технической литературе [Металлические конструкции. У чебник. Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя], теоретический прогиб фермы можно определить по формуле Мора:

$$f = \sum \frac{\bar{N}_i N_{pi}}{EA_i} l_i$$

где $\bar{N}_i$ и N_{pi} – усилия в i-м стержне от единичной нагрузки и от полной нагрузки;

l_i – длина i-ого стержня;

A_i – площадь сечения i-ого стержня.

Усилия в ферме от единичной нагрузки определяем с помощь. ЭВМ.

Таблица 7 - Расчёт прогиба фермы

Элемент фермы	Обозн-е	Количество, n, шт	Усилия от ед-ой нагрузки, кН	Расчётные усилия, кН	l, см	A, см2	$n\frac{\bar{N}\ N_p}{EA}l$
Верхний пояс	В-1	2	0.0	82.09	300	47.50	0.00
	В-2	2	-0.9	3.00	300	47.50	34.11
	В-3	2	-0.9	3.00	300	47.50	34.11
	В-4	2	-1.9	3.00	300	47.50	72.00
Нижний пояс	Н-1	2	0.5	10.01	600	26.94	223.01
	Н-2	2	1.5	10.06	600	26.94	672.30
Раскосы	Р-1	2	-0.7	3.00	387.3	4.08	398.69
	Р-2	2	0.8	0.00	387.3	8.15	0.00
	Р-3	2	-0.8	0.00	413.8	8.15	0.00
	Р-4	2	0.8	0.00	413.8	8.15	0.00
Стойки	С-1	2	0.0	0.00	265	8.15	0.00
	С-2	1	0.0	0.00	305	16.30	0.00
						$\sum$	1434.21

Вычисляем прогиб от расчётной нагрузки:

$$f = \sum \frac{\bar{N}_i N_{pi}}{EA_i} l_i = \frac{1434{,}21 \cdot 10}{2060} = 6{,}96 \text{ см.}$$

Усреднённое значение коэффициента надёжности по нагрузке

$$\gamma_f = \frac{q + S}{q^{\text{н}} + S_0} = \frac{9{,}8 + 18}{8{,}9 + 12{,}6} = 1{,}3,$$

где q и S – расчётное значение соответственно постоянной и снеговой нагрузок на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия; $q^{\text{н}}$ и S_0 – нормативные значения постоянной и снеговой нагрузок на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия.

Проверяем условие жёсткости исходя из требований [СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия]. Согласно требованиям норм проектирования прогиб вычисляется от нормативной постоянной и длительной нагрузок:

$$f_{\text{п}} = \frac{f}{\gamma_f} \cdot \frac{q^{\text{н}} + 0{,}7S_0}{q^{\text{н}} + S_0} = \frac{6{,}96}{1{,}3} \cdot \frac{8{,}9 + 0{,}7 \cdot 12{,}6}{8{,}9 + 12{,}6} = 4{,}4 \text{ см} < [f] = \frac{l}{250} = \frac{2360}{250} = 9{,}4 \text{ см},$$

где $f_{\text{п}}$ – прогиб от нормативной нагрузки; $[f]$ – вертикальный предельный прогиб, принимаемый по [СП 20.13330.2011, табл. Е. 1].

Жёсткость достаточна.

Согласно [СП 16.13330.2011, п. 15.2.6] определяем требуемый строительный подъём фермы:

$$[f_0] = \frac{f}{\gamma_f} + \frac{l}{200} = \frac{6{,}96}{1{,}3} + \frac{2360}{200} = 17{,}2\text{см.}$$

Величина строительного подъёма при требуемом уклоне $i = 0{,}025$

$$f_0 = \frac{l}{2} 0.025 = \frac{2360}{2} 0.025 = 29{,}5 \text{ см} > [f_0] = 17{,}2 \text{ см.}$$

Строительный подъём достаточен.

Основания и фундаменты

1. Расчёт фундамента

1.1. Расчёт столбчатого внецентренно-сжатого фундамента.

Таблица 1 – Геологический разрез грунтового основания

№ слоя	Мощность слоя	Наимено-вание	γ,кН/м3	ρ,кН/м3	ρd,кН/м3	W,%	Wl,%	Wp,%	Ip	Il	e	Si	γ,град	C, кПа	L, МПа
1	0,5	Растит-ый слой	15												
2	3,8	Суглинки	19,2	26,9	15	28	36	22	14	0,43	0,79	0,9	14	10	8
3	4,2	Песок ср. круп-ти	18,7	26,6	14,7	27	-	-	-	-	0,81	0,8	32	10	19
4	10	Глина	18,1	26,9	31,1	38	46	27	19	0,38	1,05	0,9	13	8	11

Бетон для фундамента принимаем тяжёлый класса В25 $\left(R_b = 14{,}5\ \text{МПа},\ R_{b,n} = 18{,}5\ \text{МПа}\right)$, расчётная арматура класса А400 ($R_s = 350\ \text{МПа}$), конструктивная арматура класса А240 ($R_s = 210\ \text{МПа}$). Подошву фундамента выполняем прямоугольной формы, вытянутой в плоскости действия момента. Предварительно краевые давления под подошвой фундамента в случае одноосного внецентренного загружения определяют в случае линейного распределения давлений по формуле (при $M_{inf}/N_{inf} \leq a/6$):

$$P_{1,2} = N_{inf}\left(1 \mp \frac{6e}{a}\right)/ab$$

где N_{inf}, M_{inf} – сила и момент в уровне подошвы фундамента;
$N_{inf} = N_P \cdot \gamma_f + \gamma_m dab,\ M_{inf} = M_P \cdot \gamma_f + Q_P \cdot \gamma_f \cdot h$;

N_P, M_P, Q_P – расчётные продольная сила, изгибающий момент и поперечная сила, действующие в колонне в уровне верха фундамента;

$$M_P = 823{,}48 \text{ кН} \cdot \text{м}; N_P = 1387{,}04 \text{ кН}, Q_P = 117{,}59 \text{ кН}.$$

Расчётное сопротивление под подошвой фундамента:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\,\gamma_{c2}}{k}\left(M_\gamma k_z a \gamma'_{II} + M_q d_| \gamma_{II} + \left(M_q - 1\right) d_b\, \gamma'_{II} + M_c C_{II}\right) =$$

$$= \frac{1.2 \cdot\ 1.1}{1} \cdot (0.29 \cdot 1 \cdot 5{,}1 \cdot 19.2 + 2.17 \cdot 1{,}8 \cdot 15 + (2.17 - 1)0 \cdot 19.2 + 4.69 \cdot 10) = 176 \text{ кПа}$$

Рассчитаем требуемую площадь фундамента:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N_P}{R} = \frac{1387{,}04}{176} = 7{,}88 \text{ м}^2$$

Зададимся размером фундамента: $a = 4{,}5$ м, $b = 2{,}7$ м.

$$N_{inf} = N_P \cdot \gamma_f + \gamma_m dab = 1387{,}04/1{,}4 + 20 \cdot 1{,}8 \cdot 4{,}5 \cdot 2{,}7 = 1428 \text{ кН},$$

$$M_{inf} = M_P \cdot \gamma_f + Q_P \cdot \gamma_f \cdot h = \frac{823{,}48}{1{,}4} + \left(\frac{117{,}59}{1{,}4}\right) \cdot 1{,}2 = 689 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_{inf}/N_{inf} = 689/1428 = 0{,}48 \leq a/6 = 4{,}5/6 = 0{,}7$$

Тогда краевые давления в подошве фундамента:

$$P_1 = P_{max} = N_{inf}\left(1 + \frac{6e}{a}\right)/ab = 1428 \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}48}{4{,}5}\right)/4{,}5 \cdot 2{,}7 = 193 \text{ кПа}$$

$$< 1{,}2R = 1.2 \cdot 176 = 211 \text{ кПа};$$

$$P_2 = P_{min} = N_{inf}\left(1 + \frac{6e}{a}\right)/ab = 1428 \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0{,}48}{4{,}5}\right)/4{,}5 \cdot 2{,}7 = 42 \text{ кПа} > 0.$$

Принятой площади фундамента достаточно.

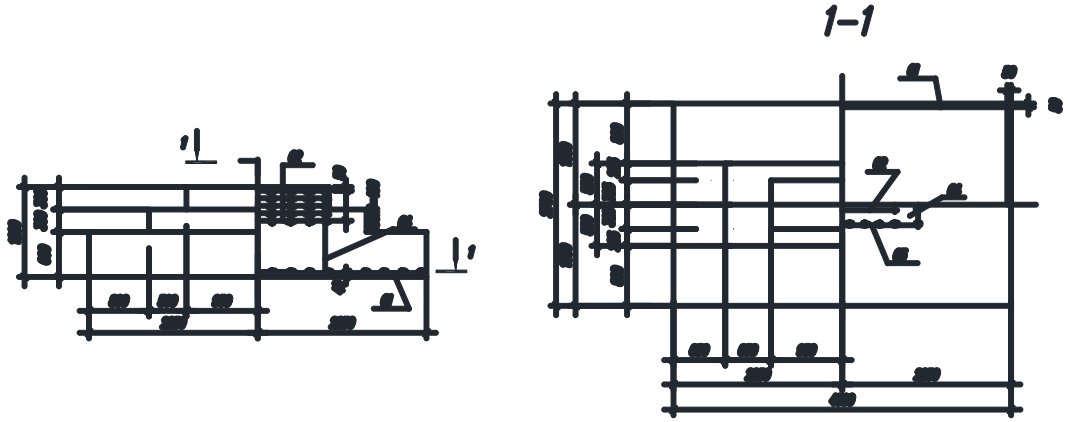


Рис 1 –План и разрез столбчатого фундамента

Для обеспечения прочности фундамента от скалывания, размеры сечений верхних ступеней, , расположенных по грани сечения колонны (1-1), по грани 1 ступени (2-2) будут равны:

$$a_{1-1} = a - 1{,}9 = 4{,}5 - 1{,}9 = 2{,}6 \text{ м};$$

$$a_{2-2} = a_{1-1} - 1{,}3 = 2{,}6 - 1{,}3 = 1{,}3 \text{ м};$$

Расчёт прочности подошвы фундамента определяем значения изгибающих моментов в прочности сечения, расположенных по грани сечения колонны (1-1), по грани 1 ступени (2-2), по грани 2 ступени (3-3) и по грани 3 ступени (4-4).

$$M_{1-1} = \frac{P_1 \cdot (a - a_{1-1})^2 \cdot b}{8} = \frac{193 \cdot (4{,}5 - 2{,}6)^2 \cdot 2{,}7}{8} = 235{,}15 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-2} = \frac{P_1 \cdot (a - a_{2-2})^2 \cdot b}{8} = \frac{193 \cdot (4{,}5 - 1{,}3)^2 \cdot 2{,}7}{8} = 991 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Определим площадь сечения арматуры в расчётных сечениях. Сечения арматуры сетки одного и другого направления определяемых:

$$A_{1-1} = \frac{M_{2-2}}{0{,}9 R_s h_1} = \frac{991 \cdot 10^3}{0{,}9 \cdot 350 \cdot 10^6 \cdot 1{,}2} = 0{,}0026 \text{ м}^2;$$

Принимаем сварную сетку с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой 23 ∅ 12 А400 ($A_{s,f} = 0{,}00288$ м^2) с шагом s=200 мм.

Процент армирования расчётных сечений с учётом фактически принятой арматуры:

$$\mu_{1-1} = \frac{A_{s,f}}{a_{2-2} h_1} \cdot 100\% = \frac{0{,}00288}{1{,}3 \cdot 1{,}2} \cdot 100\% = 1{,}2\%;$$

что больше $\mu_{min} = 0{,}05\%$.

Расчёт рабочей арматуры сетки плиты фундамента в направлении короткой стороны (3-3) выполняем на действие среднего реактивного давления:

$$P = \frac{P_{max} + P_{min}}{2} = \frac{193 + 42}{2} = 118 \text{ кПа},$$

Следовательно, получим:

$$M_{3-3} = \frac{P a {b_1}^2}{2} = \frac{118 \cdot 4{,}5 \cdot 0{,}65^2}{2} = 66{,}4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$A_{3-3} = \frac{M_{3-3}}{0{,}9 R_s h_1} = \frac{66{,}4 \cdot 10^3}{0{,}9 \cdot 350 \cdot 10^6 \cdot 1{,}2} = 0{,}000175 \text{ м}^2.$$

По конструктивным требованиям принимаем минимальное армирование ∅ 12 А400 ($A_{s,f} = 0{,}00181$ м$^2 > 0{,}000175$ м^2) с шагом s=200 мм.

В верхней части фундамента, непосредственно на которую устанавливается колонна, арматуру назначаем конструктивно в соответствии с требованиями не менее 0,05% площади:

$$A_s = A_s{}' = 0{,}0005 a_1 b_1 = 0{,}0005 \cdot 1{,}9 \cdot 0{,}65 = 0{,}00048 \text{ м}^2.$$

Принимаем 9 ∅ 10 А400 $\left(A_{s,f} = 0{,}00071 \text{ м}^2\right)$.

Поперечное армирование верхней части фундамента, непосредственно находящейся под колонной, принимаем конструктивно: 5 сеток ∅ 8 А240.

Расчёт деформации, т.е. осадки ведём для наиболее нагруженного фундамента. Расчёт ведётся с учётом среднего давления под ошвой фундамента.

$$P = \frac{P_{max} + P_{min}}{2} = \frac{193 + 42}{2} = 118 \text{ кПа},$$

Грунтовая толща разбивается на слои из условия.

$$h_i \leq 0{,}4a$$

$$h_i = 0{,}4 \cdot 4{,}5 = 1{,}8 \text{ м}.$$

Определяем природное давление.

$$\sigma_{zq} = \sum \gamma_{||} h_i$$

Природное давление под подошвой фундамента составит:

$$\sigma_{zq_0} = 15 \cdot 0{,}8 + 19{,}2 \cdot 1{,}8 = 47 \text{ кПа}$$

Все расчёты сведём в табличную форму.

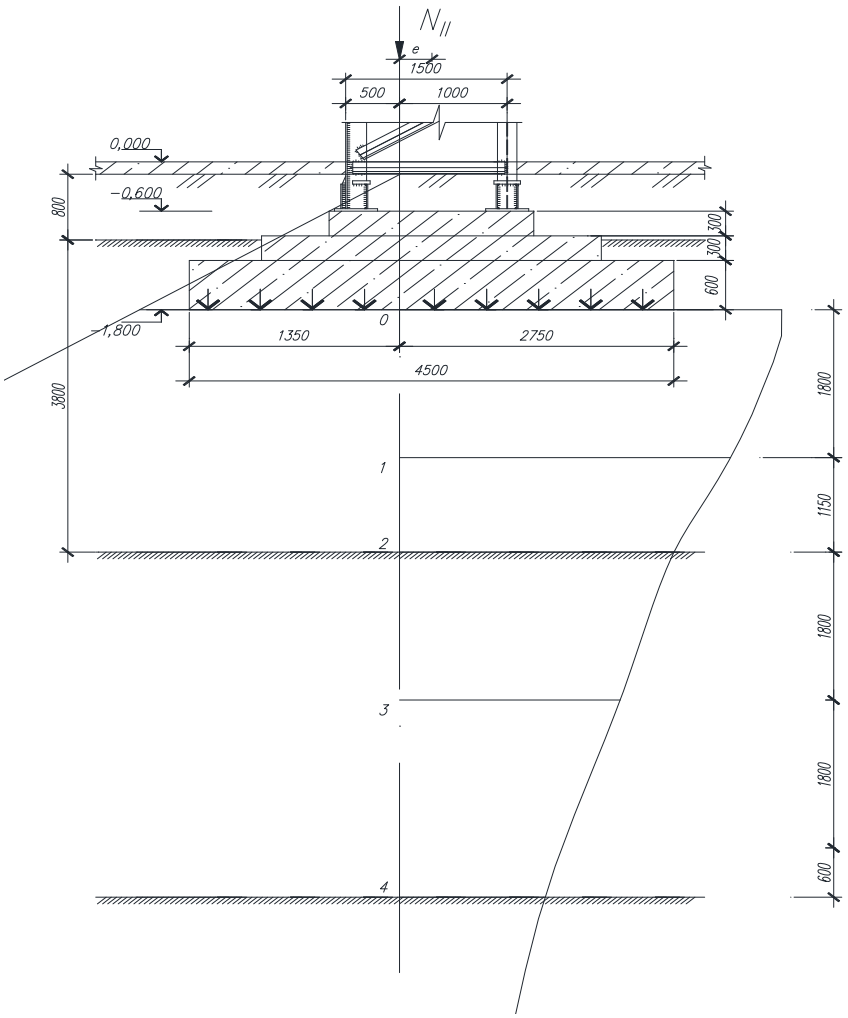


Рис 2 – Расчёт осадки столбчатого фундамента

Таблица 2 – Расчёт осадки столбчатого фундамента под колонну.

№	Z, м	$\xi = \frac{2z}{a}$	α	σ_{zq}, кПа	σ_{zp}, кПа	σ_i, кПа	E, кПа	h_i, м
0	0	0	1	47	71	66	8000	1,8
1	1,8	0,8	0,866	82	61,5		8000	1,15
2	2,95	1,3	0,717	104	51	59	8000	1,8
3	4,75	1,7	0,578	138	41	46	1800	1,8
4	6,6	2,5	0,374	171	27	34	19000	

Определение дополнительного давления P_0 в уровне подошвы фундамента.

$$P_0 = P - \sigma_{zq_0} = 118 - 47 = 71 \text{ кПа}$$

Дополнительное давление в характерных точках определяем по формуле:

$\sigma_{zp} = P_0 * \alpha$, где α – коэффициент, принимаемый по таблице 5.8 СП «основания зданий и сооружений».

Определяем природное давление в характерных точках.

$$\sigma_{zq_1} = \sigma_{zq_0} + h_1\gamma_{||_2} = 47 + 1{,}8 \cdot 19{,}2 = 82 \text{ кПа};$$
$$\sigma_{zq_2} = \sigma_{zq_1} + h_2\gamma_{||_2} = 82 + 1{,}15 \cdot 19{,}2 = 104 \text{ кПа};$$
$$\sigma_{zq_3} = \sigma_{zq_2} + h_3\gamma_{||_3} = 104 + 1{,}8 \cdot 18{,}7 = 138 \text{ кПа};$$
$$\sigma_{zq_4} = \sigma_{zq_3} + h_4\gamma_{||_3} = 138 + 1{,}8 \cdot 18{,}7 = 171 \text{ кПа};$$

Определяем нижнюю границу сжимаемой толщи (НГСТ) из условий:

- если $E > 7$ МПа, то $\sigma_{zp} \leq 0.5\sigma_{zq}$
- если $E \leq 7$ МПа, то $\sigma_{zp} \leq 0.2\sigma_{zq}$

Следовательно, ограничиваемся точкой «2».

В пределах сжимаемой толщи осадка определяется методом послойного суммирования.

$$s = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_i h_i}{E_i}$$

Где β = 0.8; σ_i – дополнительное давление в середине слоя.

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi+1}}{2}$$

Тогда

$$s = 0{,}8 \cdot \left(\frac{66 \cdot 1{,}8}{8000} + \frac{59 \cdot 1{,}15}{8000} + \frac{104 \cdot 1{,}8}{8000}\right) = 0{,}04\text{м}$$

Расчёт осадки сводится к проверке условия:

$$s \leq s_u$$

Где s_u – предельно допустимая осадка для зданий и сооружений (СП «основания зданий и сооружений», приложение Д), в зависимости от конструктивных особенностей надземной части. $s_u = 10$ см

$$s = 4 \text{ см} \leq s_u = 10 \text{ см}$$

Следовательно, условие выполняется. Размеры подушки фундаменты подобраны верно.

Технология и организация строительства

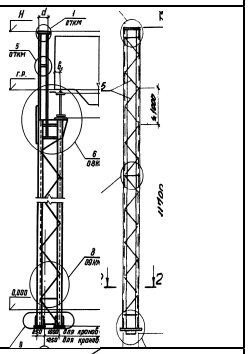
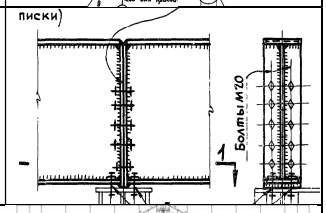
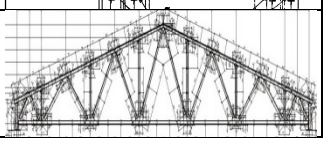
1. Обоснование проектных решений

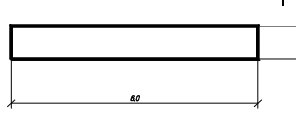
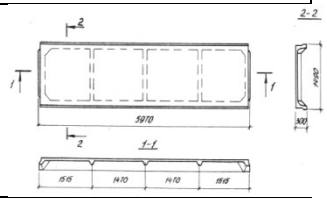
1.1. Объемно-планировочная характеристика здания

Данный объект в плане является г-образным с размерами в осях: 1-21 – 120,0 м; А-К – 42 м; 1-7 – 36 м; А-Г – 18 м. Пролет цеха – 24 м. Высота этажа – 3,3 м, высота от пола цеха до низа стропильной конструкции – 18 м. Шаг поперечных рам – 6 м.

В основе каркаса здания состоит стальной каркас. Стены фасадов и торцевые стороны выполнены из стальных панелей типа «сэндвич». В пристрое цеха несущие стены выполнены из кирпича шириной 380 мм. В качестве несущей конструкции покрытия приняты стропильные трапециевидные фермы длиной 24 м. Кровля над цехом состоит из прогонов, стальных «сэндвич»-панелей и пароизоляционной плёнки; над административным пристроем: стальная балка, стальной прогон, панели «сэндвич», пароизоляционная плёнка. Вертикальные и горизонтальные швы в стеновых панелях замоноличиваются и герметизируются.

Таблица 1 - Спецификация типовых конструкций конструкций

Наим-е констр-ций	Марка	Размеры, мм			Масса эл-та, т	Кол-во, шт.	Объем всех эл-ов, м3	Эскиз
		длина	ширина	высота				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Колонна: а)Осн-ая	К1	1500	700	18600	5,3	42	653,1	
б)Фах-ая	Т432	700	450	18600	1,4	10	58,59	
Итого:						52	771,7	
Балка покран.	Б6-13	5994	400	900	1,7	40	86,32	
Ферма трапец-ая	Ф1	23600	180	2250	2,5	22	210,3	

Стеновые панели Итого:	НПТС-5980.106 1.61-с 1,2 НПТС-5980.186 1.61-с 1,2	5980	120	1061 1861	0,2 0,3	16 178 194	12,17 237,7 249,9	
Панели покрытия	ППТ.60. 845-0,9-6	5980	120	1200	0,01	400	344,4	

1.2. Определение объемов строительно-монтажных работ

Номенклатура и объемы работ определяются по компоновочным чертежам объекта в единицах измерения, принятых в сборниках Государственных элементных сметных норм (ГЭСН). При этом учитываем не только основные процессы по установке конструктивных элементов, но и процессы, сопутствующие им: электросварка швов, заделывание монтажных стыков и т.д.

Таблица 2 - Ведомость объемов работ

Наименование процессов, работ	Ед. изм.	Кол-во
1	2	3
План-ка бульдозером площадки строительства(грубая)	1000 м^2	19,09
Верт-ая планка со срезкой расти-тельного гр II кат. бульд и перемещ гр на расст до 30 м	1000 м^3	6,5
Разраб-ка грII кат. эксом емк. ковша 0,65 м3 в котл-не (траншее) гл. до 4 м с погруз в тр-т	1000 м^3	9,07
Разработка грунта в отвал экскаваторами "драглайн" с ковшом вместимостью: 0,65 (0,5-1) м3, группа грунтов 2	1000 м^3	0,5
Доработка грунта в котлованах и траншеях вручную	100 м^3	0,95
Устройство бетонной подготовки	100 м^3	0,81
Устройство бетонных фундаментов стаканного типа под колонны объемом	100 м^3	7,69
Засыпка траншей и котлованов бульдозерами мощностью 59 (80) кВт (л.с.), 2 группа грунтов до отм. -0,600	1000 м^3	3,46
Планировка площадей механизированным способом, группа грунтов 2 группы	1000 м^2	2,88
Монтаж лент фундаментов из сбор железобетонных блоков и бет эле-ов (подушки, блоки)	100 шт.	0,48

1	2	3
Засыпка траншей и котлованов бульдозерами мощностью 59 (80) кВт (л.с.), 2 группа грунтов до нулевой отметки	1000 $м^3$	1,73
Устройство горизонтальной изоляции по фунд-ам из 2-х сл. рубероида	100 $м^2$	6,48
Устройство вертикальной обмазочной изоляции по фунд-ам в один слой толщиной 2 мм	100 $м^2$	36,17
Уплотнение грунта оснований под полы промышленных цехов	100 $м^2$	28,8
Монтаж колонн одноэтажных и многоэтажных зданий и крановых эстакад высотой до 25 м составного сечения массой до 15 т (ГЭСН 09-03-002-6)	100 шт.	0,52
Монтаж блоков подкрановых балок полной заводской готовности на отметке до 25 м пролетом до 12 м массой до 2,0 т (ГЭСН 09-03-003-4)	100 шт.	0,4
Монтаж стропильных на высоте до 25 м пролетом до 36 м массой до 5,0 т (ГЭСН 09-03-012-4)	100 шт.	0,22
Монтаж прогонов при шаге ферм до 12 м при высоте здания до 25 м (ГЭСН 09-03-015-1)	100 шт.	4,0
Монтаж кровельного покрытия из многослойных панелей заводской готовности при высоте до 50 м (ГЭСН 09-04-002-3)	100 шт.	4,0
Монтаж ограждающих конструкций стен из многослойных панелей заводской готовности при высоте здания до 50 м (ГЭСН 09-04-006-4)	100 шт.	1,94
Кладка стен кирпичных наружных простых при высоте этажа до 4 м (ГЭСН 08-02-001-1)	1 $м^3$	228
Кладка стен кирпичных внутренних при высоте этажа до 4 м (ГЭСН 08-02-001-7)	1 $м^3$	257,2
Кладка перегородок из кирпича неармированных толщиной в 1/2 кирпича при высоте этажа до 4 м (ГЭСН 08-02-002-5)	1 $м^3$	60,9
Монтаж лестниц прямолинейных и криволинейных, пожарных с ограждением (ГЭСН 09-03-029-1)	1 шт	6
Установка лестничных площадок при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т с опиранием на стену (ГЭСН 07-01-047-1)	100 шт	0,04
Монтаж витражей с одинарным остеклением в одноэтажных зданиях (ГЭСН 09-04-010-2)	100 $м^2$	1828,8
Монтаж оконных блоков из алюминиевых многокамерных профилей с герметичными стеклопакетами (ГЭСН 09-04-009-4)	100 $м^2$	0,6

1	2	
Установка коробок в кирпичных стенах в проемах дверных площадью до 3 м^2 (ГЭСН 10-01-043-3)	100 м^2	0,63
Монтаж каркасов ворот большепролетных зданий, ангаров и др. без механизмов открывания (ГЭСН 09-04-011-1)	100 м^2	0,18
Установка и разборка наружных инвентарных лесов высотой до 16 м подвесных (ГЭСН 08-07-001-3)	100 м^2	12,1
Уплотнение грунта гравием (ГЭСН 11-01-001-01)	100 м^2	36,17
Устройство покрытий бетонных толщиной 30 мм (ГЭСН 11-01-015-01)	100 м^2	30,01
Устройство покрытий мозаичных терраццо, толщиной 20 мм с рисунком (ГЭСН 11-01-017-03)	100 м^2	18,48
Оштукатуривание поверхностей цементно-известковым или цементным раствором по камню и бетону простое стен и потолков (ГЭСН 15-02-016-1 и ГЭСН 15-02-016-2)	100 м^2	2,4
Оклейка обоями стен по монолитной штукатурке и бетону простыми и средней плотности (ГЭСН 15-06-001-1)	100 м^2	2,4
Остекление оконным стеклом окон в два переплета открывающихся в одну сторону (ГЭСН 15-05-001-1)	100 м^2	0,6

1.3. Выбор средств подмащивания, инвентаря, монтажных и грузозахватных приспособлений

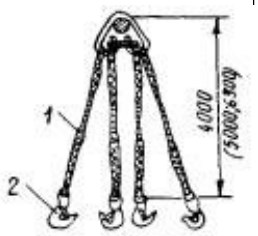
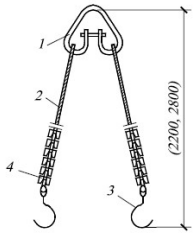
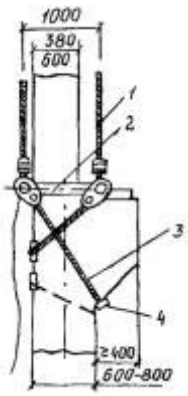
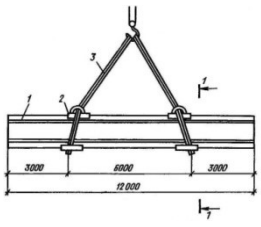
С целью организации рабочих мест при установке и закреплении элементов в проектное положение на высоте при возведении промышленного здания необходимо выбрать средства подмащивания (леса, подмости, лестницы, монтажные площадки).

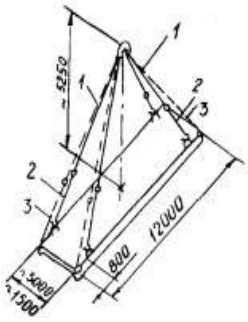
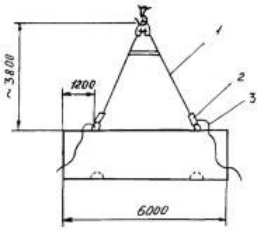
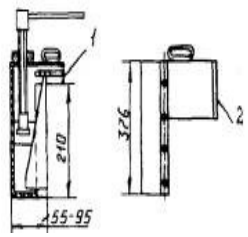
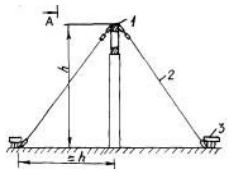
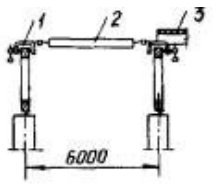
Для подъема, перемещения и установки конструкций используется такелажное оборудование. Оно включает: стропы, траверсы, захваты.

Временное закрепление и выверка монтируемых элементов производится с помощью монтажных приспособлений. К ним относятся кондукторы, расчалки, подкосы и распорки.

Грузозахватные и монтажные приспособления необходимо выбирать с учетом массы и геометрических размеров монтируемых элементов.

Таблица 3 - Ведомость средств подмащивания, грузозахватных приспособлений, инвентаря

Наименование приспособления	Эскиз	Кол-во	Грузоподъем-ность, т	Масса приспособления, т	Расчетная высота строповки, м	Назначение
1	2	3	4	5	6	7
Строп четырехветвевой 4СК-5/4000(5000: 6300)		1	5	0,0371	4	Разгрузка конструкций; монтаж плит покрытий, панелей стен и перегородок
Строп двухветьевой «2СК»		2	5	0,03	2,2	Установка панелей стен длиной 6м
Траверса Тр-12,5-0,4КС		1	12,5	0,316-0,328	1,7	Монтаж крайних колонн прямоугольного сечения массой до 12 т захватом за крановую консоль ВНИПИ
Траверса универсальная в комплекте: 1-траверса; 2-строп ВК-4/5000; 3-автоматический захват.		1	12	1,326	3,9	Монтаж стропильных ферм серий ПК-01-129/68 и 1.463-3, длиной18 м, массой до 12 т и плит покрытий длиной 6 и 12 м, массой до 8 т.

1	2	3	4	5	6	7
Строп четырехветвевой в комплекте:1-строп 4СК-10/400; 2-подстропок ПК-4/3400; 3-подстропок ПК-4/5000.		1	10	0,1527	6,5	Монтаж плит покрытий серий ПК-01-106 и 1.465-3, длиной 12 м и массой до 10 т.
Строп двухветвевой 2СТ-10/400 в комплекте: 1-строп СКК1-8/4000; 2-пружинный замок Пр8; 3-канат для расстроповки		1	6	0,948	3,8	Монтаж стеновых панелей серии 1.432-5, длиной 6 м и массой до 6 т.
Комплект приспособлений и инструмента в составе:1-вкладыш клиновой инвентарный; 2-ограждение.		1	-	0,725	-	Выверка и временное закрепление железобетонных колонн массой до 24 т в стаканах фундаментов
Расчалка с карабином и винтовой стяжкой		1	-	0,013	-	Временное крепление стропильных ферм и колонн.
Инвентарная распорка:1-струбцина; 2-распорка; 3-плита.		1	-	0,063	-	Временное крепление стропильных ферм при шаге 6 м.

1.4. Выбор монтажного крана

Выбор монтажного крана осуществляется по следующим техническим параметрам: грузоподъемности $Q_{кр}^{тр}$ (масса элемента с учетом массы грузоподъемного приспособления), высоте подъёма крюка $H_{кр}^{тр}$, вылету крюка $L_{кр}^{тр}$, длине стрелы $l_{стр}^{тр}$.

Требуемую высоту подъема крюка при установке конструкций в проектное положение определяют по формуле:

$$H_{кр}^{тр} = h_0 + h_з + h_э + h_c,$$

где h_0 - высота опоры монтируемого элемента от уровня стоянки крана, м;

$h_з$ - запас по высоте между опорой и низом монтируемого элемента (0,5-2 м), принимаемый из условия безопасного производства работ, м;

$h_э$ - высота монтируемого элемента, м;

h_c - расчетная высота грузозахватного приспособления от верха монтируемого элемента до центра крюка крана, м.

Минимальное требуемое расстояние от уровня стоянки крана до верха стрелы определятся по формуле:

$$H_{стр}^{тр} = H_{кр}^{тр} + h_n, \text{ либо } \quad H_{стр}^{тр} = h_0 + h_з + h_э + h_c + h_n,$$

где h_n - высота полиспаста в стянутом состоянии (1,5 – 2,5м).

Требуемый вылет крюка и длина стрелы могут быть определены графическим или расчетным путем.

Для определения вылета крюка и длины стрелы графически в принятом масштабе вычерчивают контуры монтируемого здания. Проводят ось стрелы крана и ось положения монтируемых элементов. Ось стрелы крана должна пройти через две точки:

А – расположенную на расстоянии 1,5 м от крайней точки ранее смонтированного элемента;

В – расположенную на высоте блока стрелы крана.

Требуемый вылет крюка крана, оснащённого монтажной стрелой, определяют по формуле

$$L_{кр}^{тр} = \frac{(a + d')\left(H_{стр}^{тр} - h_ш\right)}{h_n + h_c}$$

Где а – расстояние от центра строповки поднимаемого элемента до точки О’ ближе всего расположенной к стреле крана, м;

d' - расстояние от стрелы кранадо точки О1, включая зазор между элементом и стрелой (не менее 0,5м), м;

$h_ш$ – высота шрнира пяты стрелы от уровня стояки крана (1-2 м), м;

с – расстояние от оси вращения крана до оси шарнира пяты стрелы (1-2 м), м;

Требуемую грузоподъёмность определяют по формуле

$$Q_{стр}{}^{тр} = P_k^n + P_0^n$$

Где P_k^n – масса монтируемого элемента, т;

P_0^n – масса установленной на нём оснастки, т;

Требуемую длину стрелы крана определяют по формуле

$$l_{стр}{}^{тр} = \sqrt{\left(L_{кр}{}^{тр} + c\right)^2 + \left(H_{стр}{}^{тр} - h_ш\right)^2}$$

Таблица 4 - Параметры для выбора монтажного крана

Наименование	Qкр, т	Нкр, м	Lкр, м	l, м
Колонна осн-ая	5,63	21.30	8.91	24.38
Колонна фах-ая	1,73	21.30	8.18	24.06
Подкр. Балка	1,74	19.43	13.32	25.14
Ферма трап-ая	3,83	25.95	62.53	69.74
Прогоны	0,11	26.30	17.69	33.26
Панель покрытия	0,16	28.79	13.25	33.02
Стеновые панель	1,25	25.80	18.03	33.06

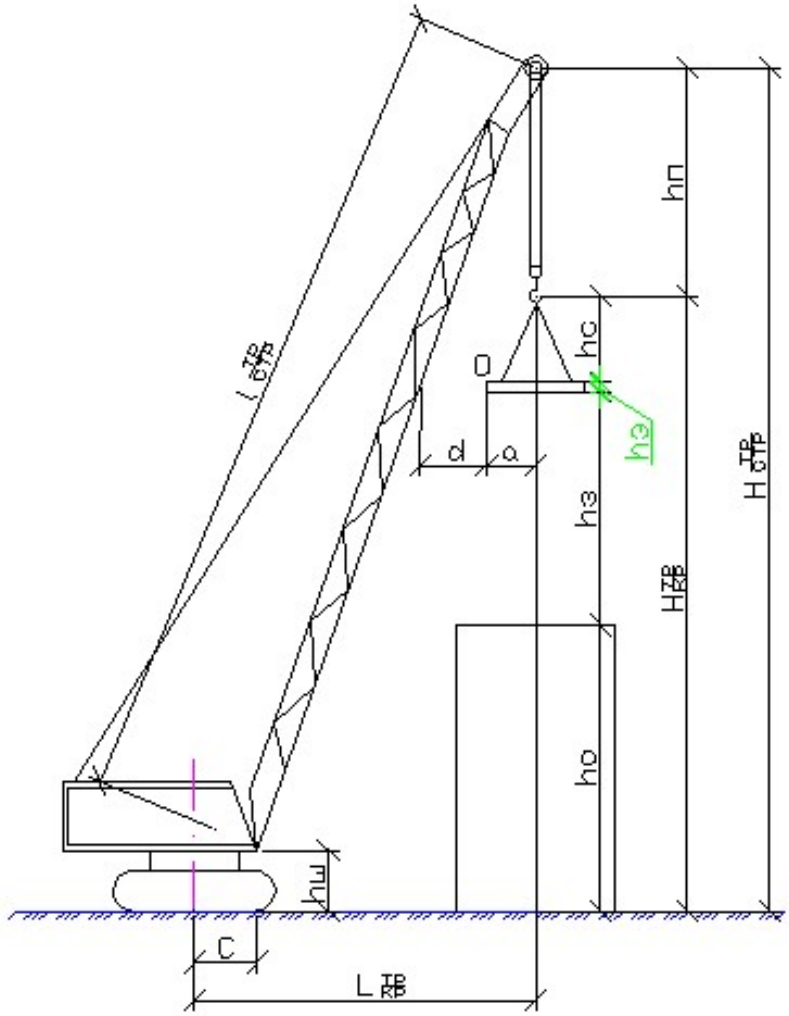


Рис 1 - Схемы определения требуемых параметров стрелового крана без гуська

Макс. грузоподъемность:	40 тн
Макс. грузовой момент:	182тн·м
Макс. высота подъема:	48,4 м
Макс. вылет:	36 м
Основная стрела:	15 м
Макс. длина стрелы:	35 м
Масса (с основной стрелой):	55 тн

Рис 2 - Гусеничный кран ДЭК-401 (40 тонн)

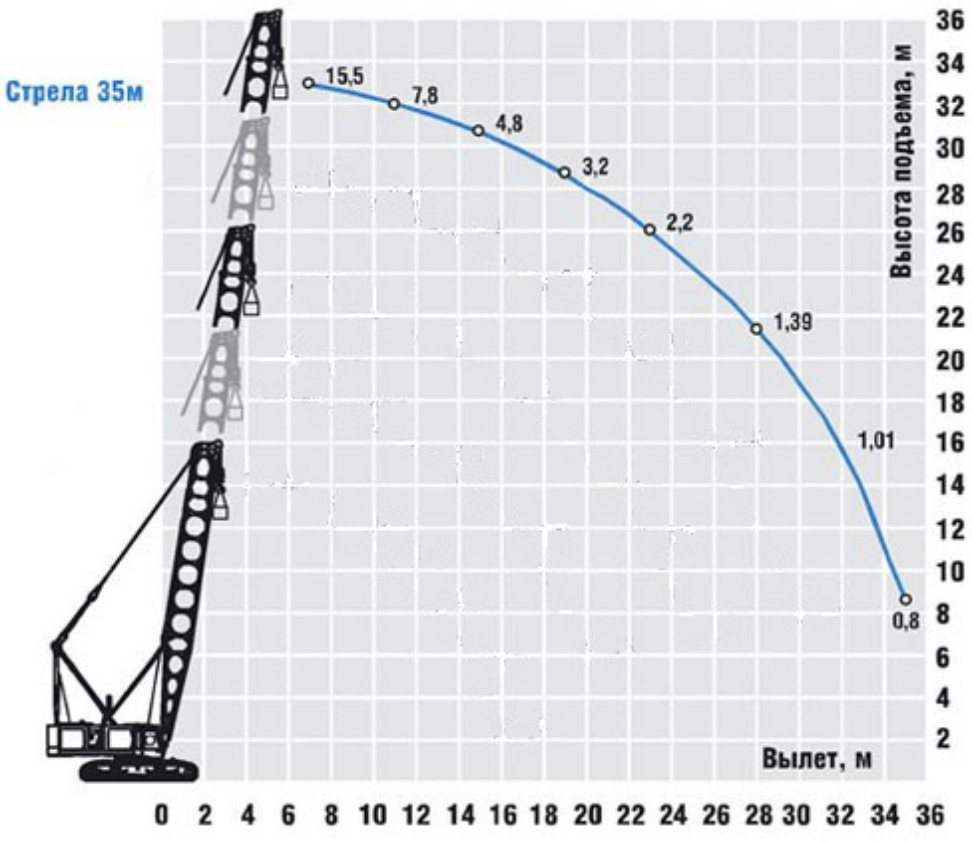


Рис 3 - ДЭК-401: основной подъем (основная стрела + вставки)

Для работ, не требующих большой вылет стрелы и грузоподъёмность, принимаем Автокран КС-45721-24 «ЧЕЛЯБИНЕЦ». Это обновленная в 2010 г. модель из серии автомобильных кранов грузоподъемностью 25 т на односкатном вездеходном шасси КАМАЗ-43118 (6х6, 225 л.с.) с 3х-секционной телескопической стрелой из гнутого профиля длиной 21,7 м, которая может удлиняться гуськом 7 м.

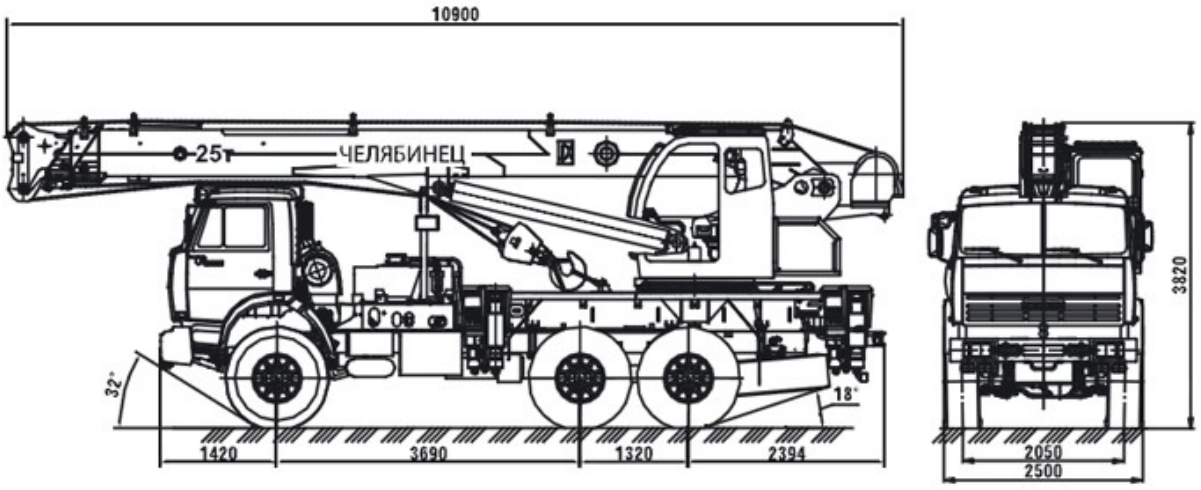


Рис 4 - Автокран КС-45721-24 «ЧЕЛЯБИНЕЦ»

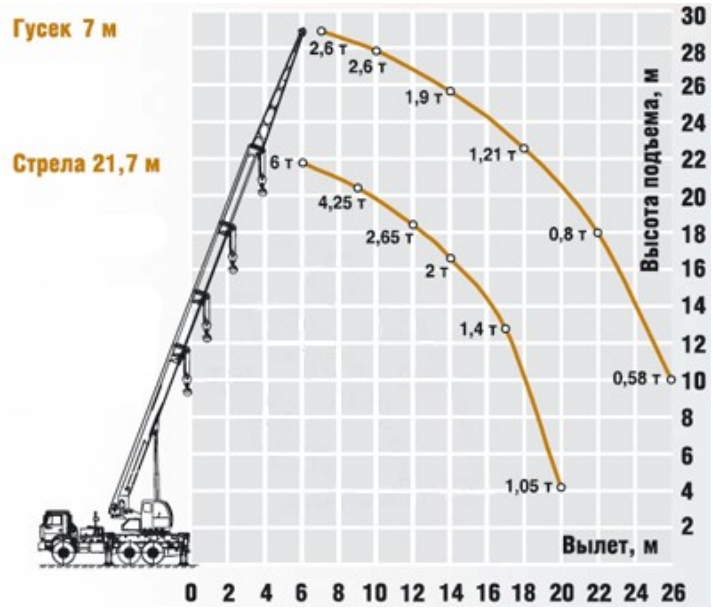


Рис 5 - КС-45721-24: основной подъем (основная стрела + вставки)

1.5. Расчет количества транспортных средств

Транспортные средства для перевозки строительных материалов и конструкций с заводов стройиндустрии или баз управлений производственно-технической комплектации (УПТК) на строительную площадку выбираются по [6] с учетом их назначения, грузоподъемности и веса строительных грузов. Расстояние транспортирования устанавливается заданием на курсовое проектирование.

Количество транспортных средств для доставки на стройплощадку материалов и конструкций рассчитывается в реальном ППР для всех видов строительных грузов. В учебном курсовом проекте - только для доставки 2-3 видов по согласованию с руководителем проектирования.

Перевозку материальных ресурсов на строительный объект производят на автомашинах без прицепов, на прицепах и полуприцепах, транспортируемых автотягачами и отцепляемых на стройплощадке (заводе, складе). График движения машин должен быть увязан с графиком монтажных и других соответствующих видов работ. Конструкции и материалы разгружают на приобъектном складе, непосредственно у мест монтажа.

Необходимое количество транспортных средств в сутки N определяется для одного из видов строительных конструкций:

$N = Q \cdot Тц / T \cdot q \cdot Тсм \cdot Ксм,$

где Q - общий вес данного груза, перевозимого за расчетный период, т;

T - продолжительность потребления данного вида груза, дни;

Тц - время полного цикла работы транспортного средства, ч;

q - полезная грузоподъемность транспорта, т;

Тсм - сменная продолжительность работы транспорта, ч;

Ксм - коэффициент сменности работы транспорт.

Сменная продолжительность работы $Тсм = 8 \cdot К1$,

где К1 - коэффициент использования транспортных средств во времени, принимаемый равным 0,85-0,95.

Продолжительность цикла транспортировки груза

$Тц = tпв + 2L/v + tм$,

где tпв - продолжительность погрузки и выгрузки, ч;

L - расстояние перевозки в один конец, км;

v - средняя скорость движения транспортного средства, км/ч;

tм - время на маневрирование транспорта в процессе погрузки и выгрузки, принимаемое равным 0,02-0,05 ч.

Выбор типов и марок автотранспортных средств оформляется по форме табл.5.

Таблица 5 - Ведомость потребности в автотранспорте

Наименование и марка элемента	Наименование и тип транспорта	Грузоподъемность, т	Кол-во перевоз-х эл-ов за один рейс	Кол-во ед.автотранспорта
1	2	3	4	5
Колонна основная К1	Универсальный полуприцер ЦП: ПЛ1212 (УПЛ1412)	12	1	1
Колонна фахверковая Т432	Универсальный полуприцер ЦП: ПЛ1212 (УПЛ1412)	12	1	1
Балка покран. Б6-13	Универсальный полуприцер ЦП: ПЛ1212 (УПЛ1412)	12	1	1
Ферма строп. Ф1	Универсальный полуприцеп ЦП:ПЛ1212 (УПР 1212)	12	1	1
Панели покр-я ППТ.60.845-0,9-6	ПолуприцепОдАЗ-885В МАЗ-5245	7,5	6-4	1
Стен.панель НІПТС-5980.1061.61-с 1,2	Полуприцеп-панелевоз ЦП:ПП1207 (УПП1207)	12	6-2	1
Стен. панель НІПТС-5980.1861.61-с 1,2	Полуприцеп-панелевоз ЦП:ПП1207 (УПП1207)	12	6-2	1
Кирпич керамический	КамАЗ тентовый	35	6-2	1

2. Разработка проекта производства работ

2.1. Указания к подготовке объекта

В начале строительства необходимо выполнить работы, необходимые для подготовки строительной площадки. Их состав зависит от местных условий площадки, её расположения, времени года и вида строительства.

Подготовительные работы подразделяются на внеплощадочные и внутриплощадочные.

К внеплощадочным можно отнести: строительство подъездных дорог; инженерные сети и сооружения на них и т.д.

К внутриплощадочным: устройство геодезической строительной основы; расчистка территории; предварительная вертикальная планировка; водопонижение и водоотвод; перенос транзитных коммуникаций; мероприятия по охране окружающей среды и т.д.

Устройство геодезической основы

На площадке выполняется совмещённая плановая и нивелирная строительная сетка, закреплённая постоянным или временными геодезическими знаками. По периметру и внутри и внутри здания создаются разбивочные сетки с закреплением основных или главных осей здания. Разбивка осей здания производится по обноске, по бровке и непосредственно по дну котлована. По окончании разбивочных работ составляется акт с приложением исполнительной схемы разбивки.

Расчистка территории строительной площадки

Расчистка территории от ненужных деревьев производится в соответствии с проектом. Валка деревьев осуществляется вручную электрическими или механическими пилами или механизированным способом при помощи тракторов с трелевочно-корчевальными лебёдками, бульдозеров с высокоподнятыми отвалами. Оставшееся после валки пни выкорчёвываются корчевателями, бульдозерами или тракторами с лебёдками.

Со строительной площадки должны быть убраны валуны. Мелкие валуны, если помещаются в ковш, загружаются в транспортные средства экскаватором, более крупные перемещаются за пределы зоны работ. Валуны могут быть раздроблены на месте взрывным способом с помощью накладных или шпуровых зарядов.

Снос зданий и сооружений, попадающих в зону застройки выполняется путём обрушения или членением на части с последующей разборкой. Обломки сдвигают в сторону бульдозерами или загружают в транспортные средства.

Отсоединение и перенос с площадки существующих инженерных сетей является важным и обязательным элементом подготовки строительной площадки. На подготовляемой строительной площадке могут быть расположены не только локальные, но и магистральные сети электроснабжения, водопровода, канализации и т.д. В этих случаях до начала строительства все сети должны быть вынесены с пятна застройки и

продолжены за пределами площадки, чтобы обеспечить их бесперебойное функционирование.

Водоотвод и водопонижение

Водоотвод - удаление поверхностных вод со строительной площадки. Территория строительной площадки должна быть защищена и о поверхностных вод, поступающих с более высоких участков рельефа и от вод скапливающихся непосредственно на самой площадке. Для удаления воды её перехватывают и уводят за пределы строительной площадки. Для перехвата вод устраивают нагорные и водоотводные канавы или обваловывание вдоль границ строительной площадки в повышенной её части.

Водопонижение – снижение уровня грунтовых вод (УГВ).Осуществляется при помощи отсечных дренажей или водопонизительных систем (скважин), с установкой в них насосов и отводом воды.

Обустройство строительной площадки

Подготовка и обустройство строительной площадки включают:
- сооружение временных дорог и подъездов с максимальным использованием существующей дорожной сети.
- прокладку временных коммуникаций (вдо-, электро-, теплоснабжение и т.д.).
- устройство площадок для стоянки и ремонта строительных машин.
- ограждение и освещение строительной площадки.
- установка временных бытовых производственных помещений.
- производственное устройство строительной площадки (охрана труда, гигиенические условия и ТБ).

Обустройство строительной площадки производится на основании решений стройгенплана соответствующего проекта производства работ.

2.2. Методы и последовательность производства работ

После выполнения всех подготовительных работ приступают возведению подземной части, которое включает в себя ряд технологических комплексов.

Поставка стальных элементов осуществляется в соответствии с графиком поставки, разработанным в ППР. Перевозку и раскладку этих конструкций в зоне монтажа выполняют в соответствии с требованиями ГОСТов или технических условий на эти конструкции и в порядке очерёдности монтажа.

Для подхода крана в пролёте выделяют монтажную зону, которая должна быть размечена хорошо видными знаками.

Монтаж конструкций каркаса здания производится отдельными конструктивными элементами смешанным методом, монтируя сначала все колонны и подкрановые балки раздельно, стропильные фермы, плиты покрытия и прогоны – комплексно, а стеновые панели снова раздельно.

К монтажу колонн приступают только после подготовки дна стакана и инструментальной проверки проектного положения стакана фундамента в

плане и по высоте, согласно исполнительной схеме фундаментов. Для обеспечения проектного положения колонны в плане и фиксации при дальнейшей выверке её по вертикали используют инвентарный фиксатор. Колонна устанавливается на железобетонный монолитный фундамент стаканного типа и крепится двумя анкерными болтами. Затем стык между колонной и фундаментом замоноличивается (прочность бетона должна быть не менее 70% от проектной). Устанавливаются связи по колоннам.

Перед монтажом подкрановые балки располагают в положении близком к проектному. Места опирания балок должны находится в пределах опорных закладных элементов. После подготовительных работ с помощью специальной траверсы осуществляют строповку подкрановой балки и подъём к месту её установки. Риски на нижних торцевых гранях балок должны совпадать с рисками на консолях колонн. После установки балки на консоли проверяют с помощью уровня соответствие верхней плоскости балки проектной отметке и риске на колонне. Совмещение геометрической продольной оси балки с проектной достигается смещением конца балки. Вертикальность стенки балки проверяют отвесом по рискам на свободном торце балки. Отклонения от вертикали устраняют, устанавливая под балку прокладки. Стальные балки крепят к колоннам болтами - их пропускают через отверстия в нижнем поясе, диаметр которых несколько больше диаметра болтов. Верхний пояс балки приваривают к колонне с помощью стальной планки.

Далее приступают к монтажу конструкции покрытия: тапециевидной фермы и панелей покрытия. Разгрузка ферм на объекте и установка элементов производится гусеничным краном в зоне действия монтажного крана. При подъеме ферм заранее устанавливают все предусмотренные проектом связи по нижним поясам, а также распорки и стойки. Перед подъемом фермы очищают от ржавчины и грязи отверстия опорных площадок и прикрепляют планки для опирания плит покрытия. На верхнем поясе фермы монтажники устанавливают временную распорку и навесные люльки. По концам фермы прикрепляют две оттяжки из пенькового каната, чтобы удерживать ферму от раскачивания при подъеме. Между боковыми стойками фермы натягивают стальной страховочный канат, к которому монтажники крепят карабины предохранительных поясов. Такая страховка позволяет монтажнику безопасно перемещаться по нижнему поясу фермы. Для строповки применяются траверсы, оснащённые захватами с автоматической или полуавтоматической расстроповкой. Плиты покрытия устанавливают от одного конца фермы к другому. Их укладывают по разметке по прогонам на ем поясе фермы с целью обеспечения проектного положения их в плане на стропильной конструкции.

Установку стеновых панелей начинают после проектного закрепления несущих конструкций здания. До начала производят разбивку становочных рисок, определяющих проектное положение панелей в продольном и поперечном направлениях и по высоте. Выверку панелей по вертикали производят по рейке-отвесу. Толщину горизонтального шва фиксируют

вкладышами. Каждую панель закрепляют в проектном положении сразу после установки.

Доставку кирпича на объект осуществляют пакетами в специально оборудованных бортовых машинах. Раствор на объект доставляют растворовозами и выгружают в установку для перемешивания и выдачи раствора (раздаточным бункером). В процессе кладки запас материалов пополняется. Складирование кирпича предусмотрено на спланированной площадке на поддонах. Разгрузку кирпича с автомашин и подачу на склад, и рабочее место осуществляют пакетами с помощью захвата. При этом обязательно днища пакетов защищают брезентовыми фартуками от выпадения кирпича. Процесс кирпичной кладки состоит из следующих операций:

- установка и перестановка причалки;
- подача кирпичей и раскладка их на стене;
- укладка кирпичей в конструкцию (в верстовые ряды, в забутку);
- расшивка швов;
- проверка правильности выложенной кладки.

2.3. Календарное планирование.

Календарное планирование — это разработка и доведение до структурных подразделений и рабочих мест оперативных плановых заданий по выпуску продукции и обеспечению их необходимыми для этого ресурсами.

Основная цель оперативно-календарного плана (ОКП) заключается в конкретизации заданий тактического плана, доведении их до исполнителей (структурных подразделений и рабочих мест) и организации ритмичной работы предприятия.

Календарный план строительства разрабатывается в следующей последовательности:

- Составляет перечень (номенклатура) работ.
- В соответствии с номенклатурой по каждому виду работ определяются их объемы.
- Производится выбор методов производства основных работ и ведущих машин.
- Рассчитывается нормативная машинно- и трудоемкость.
- Определяется состав бригад и звеньев.
- Определяется технологическая последовательность выполнения работ.
- Устанавливается сменность работ.
- Определяется продолжительность работ и их совмещение, корректируются число исполнителей и сменность.
- Сопоставляется расчетная продолжительность с нормативной и вносятся коррективы.

На основе выполненного плана разрабатываются графики потребности в ресурсах.

При проектировании календарного плана используется принцип поточной организации строительства и совмещения работ во времени. После этого строится дифференциальный график: движения рабочих, освоения средств, расхода материалов и интегральный график освоения средств.

2.3.1. Календарный план производства работ (см лист 7)

2.3.2. ТЭН календарного плана.

1. Продолжительность выполнения работ, дн – 231 дн;
2. Трудоёмкость работ, чел.-см. – 4184,1 чел.-см.;
3. Трудоёмкость работ на единицу измерения строительной продукции, чел.-дн./м^2 - 1,45
4. Коэффициент совмещения процессов во времени – 0,64.
5. Охват комплексной механизации, % - 75%

Таблица 6 – Ведомость затрат требуемых ресурсов

Наименование работ	Ед.изм	Кол-во	Производственное обоснование	Затраты труда		Затраты машинного вр.		Потребность в конструк-ях, материалах, полуфаб.		
				Норма чел-ч	Всего чел-см	Норма маш-ч	Всего маш-см	Наиме-е	Кол-во	
									На ед.	Всего
План-ка бульдозером площадки строительства(грубая)	1000 $м^2$	19,09	ГЭСН 01-01-036-2	-	-	0,25	0,6	-	-	-
Верт-ая планка со срезкой растительного гр II кат. бульд и перемещ гр на расст до 30 м	1000 $м^3$	6,5	ГЭСН 01-01-030-6	-	-	7,28	6,0	-	-	-
Разраб-ка грII кат. эксом емк. ковша 0,65 м3 в котл-не (траншее) гл. до 4 м с погруз в тр-т	1000 $м^3$	9,07	ГЭСН 01-01-013-8	11,41	0, 1	24,64	30,2	- Щебень	0,04 $м^3$	0,36 $м^3$
Разработка грунта в отвал экскаваторами с ковшом вместимостью: 0,65 (0,5-1) м3, группа грунтов 2	1000 $м^3$	0,5	ГЭСН 01-01-003-8	10,48	0,66	22,77	1,42	-	-	-
Доработка грунта в котлованах вручную	100 $м^3$	0,95	ГЭСН 01-02-063-2	281,58	33,43	-	-	-	-	-
Устройство песчаной подготовки под фундамент	100 $м^3$	0,81	ГЭСН 06-01-001-1	180	18,22	48	4,86	- Бетон	102 $м^3$	82,62 $м^3$
Устройство железобетонных фундаментов стаканного типа под	100 $м^3$	7,69	ГЭСН 06-01-001-3	402,22	386,63	23,48	22,6	- Бетон - Щиты из досок толщиной 25 мм - Пиломатериалы	102 $м^3$ 55 $м^2$ 0,59 $м^3$	784,38м^3 422,9 $м^3$

колонны объемом								хвойных пород. Доски обрезные длиной 4-6,5 м. шириной 75-150 мм, толщиной 44 мм и более III сорта		4,54 $м^3$
Засыпка котлованов бульдозерами мощностью 59 (80) кВт (л.с.), 2 группа грунтов до отм. -0,600	1000 $м^3$	3,46	ГЭСН 01-01-033-2	-	-	7,60	3,3	-	-	-
Планировка площадей механизированным способом, группа грунтов 2 группы	1000 $м^2$	2,88	ГЭСН 01-02-027-2	-	-	1,01	0,4	-	-	-
Монтаж лент фундаментов из сбор железобетонных блоков и бет эле-ов (подушки, блоки)	100 шт.	0,48	ГЭСН 07-01-001-10	134,31	8,05	39,31	2,36	- Конструкции сборные ж/б - Песок для строительных работ природный	100 шт. 33,4 $м^3$	48 шт. 16,03 $м^3$
Засыпка котлованов бульдозерами мощностью 59 (80) кВт (л.с.), 2 группа грунтов до нулевой отметки	1000 $м^3$	1,73	ГЭСН 01-01-033-2	-	-	7,60	1,64	-	-	-
Устройство горизонтальной изоляции по фунд-ам из 2-х сл. рубероида	100 $м^2$	6,48	ГЭСН 11-01-004-1	46,18	37,4	0,59	0,48	- Битумы нефтяные строительные марки БН-90/10 - Материал рулонный	0,289 т 116 $м^2$	1,87 т 751,7 $м^2$

Устройство вертикальной обмазочной изоляции по фунд-ам в один слой толщиной 2 мм	100 м^2	36,17	ГЭСН 11-01-004-5	26,97	121,94	-	-	- Битумы нефтяные строительные марки БН-90/10	0,157 т	5,68 т
Уплотнение грунта оснований под полы промышленных цехов	100 м^2	28,8	ГЭСН 01-02-007-1	-	-	0,81	2,92	-	-	-
Монтаж колонн одноэтажных и многоэтажных зданий и крановых эстакад высотой до 25 м составного сечения массой до 15 т	100 шт.	0,52	ГЭСН 09-03-002-6	9,18	0,6	1,43	0,09	- Конструкции стальные - Электроды диаметром 4 мм Э42 - Болты строительные с гайками и шайбами	1 т 0,00071т 0,00017м^3	0,52 т 0,0004т 0,00009 м^3
Монтаж подкрановых балок полной заводской готовности на отметке до 25 м пролетом до 12 м массой до 2,0 т	100 шт.	0,4	ГЭСН 09-03-003-4	21,85	1,09	2,93	0,15	- Конструкции стальные - Электроды диаметром 4 мм Э42 - Болты строительные с гайками и шайбами - Пиломатериалы хвойных пород. Бруски обрезные длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 40-75 мм I сорта	1 т 0,0037 т 0,0015 т 0,001 м^3	0,4 т 0,0015 т 0,0006 т 0,0004 м^3
Монтаж стропильных на высоте до 25 м	100 шт.	0,22	ГЭСН 09-03-012-4	23,67	0,65	3,10	0,085	- Конструкции стальные	1 т 0,017 т	0,22 0,004 т

пролетом до 36 м массой до 5,0 т								- Электроды диаметром 4 мм Э42 - Болты строительные с гайками и шайбами - Пиломатериалы хвойных пород. Бруски обрезные длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 40-75 мм I сорта	0,001 т 0,001 м^3	0,0002т 0,0002 м^3
Монтаж прогонов при шаге ферм до 12 м при высоте здания до 25 м	100 шт	4,0	ГЭСН 09-03-015-1	17,35	8,67	1,33	0,66	- Электроды диаметром 4 мм Э42 - Болты с гайками и шайбами строительные - Конструкции стальные	0,0026 т 0,003 т 1 т	0,01 т 0,012 т 4 т
Монтаж кровельного покрытия из многослойных панелей заводской готовности при высоте до 50 м	100 шт.	4,0	ГЭСН 09-04-002-3	55,96	27,97	3,42	1,71	- Электроды диаметром 4 мм Э42 - Пиломатериалы хвойных пород. Бруски обрезные длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 40-75 мм I сорта - Электроды диаметром 4 мм Э46	0,0002 т 0,005 м^3 0,0011 т	0,0008 т 0,02 м^3 0,044 т
Монтаж	100 шт.	1,94	ГЭСН 09-04-006-4	206,4	50,05	16,58	4,02	- Болты	0,0126 т	0,024 т

ограждающих конструкций стен из многослойных панелей заводской готовности при высоте здания до 50 м								строительные с гайками и шайбами - Пиломатериалы хвойных пород. Бруски обрезные длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 40-75 мм I сорта	0,005 $м^3$	0,01 $м^3$
Кладка стен кирпичных наружных простых при высоте этажа до 4 м	1 $м^3$	228	ГЭСН 08-02-001-1	5,8	165,3	0,4	11,4	- Кирпич керамический, силикатный или пустотелый - Раствор готовый кладочный (состав и марка по проекту) - Пиломатериалы хвойных пород. Бруски обрезные длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 40-75 мм, IV сорта	0,394 шт 0,24 $м^3$ 0,0005 $м^3$	89,832 шт 54,72 0,114 $м^3$
Кладка стен кирпичных внутренних при высоте этажа до 4 м	1 $м^3$	257,2	ГЭСН 08-02-001-7	5,61	180,4	0,4	12,86	- Бруски обрезные хвойных пород длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 40-75 мм, IV сорта - Раствор готовый кладочный - Кирпич керамический, силикатный или пустотелый	0,0005 $м^3$ 0,234 $м^3$ 0,395 шт	1,28 $м^3$ 60,18 $м^3$ 101,9 шт

Кладка перегородок из кирпича неармированных толщиной в 1/2 кирпича при высоте этажа до 4 м	1 м^3	60,9	ГЭСН 08-02-002-5	143,99	1096,1	4,11	250,3	- Бруски обрезные хвойных пород длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 40-75 мм, IV сорта - Раствор готовый кладочный - Кирпич керамический, силикатный или пустотелый	0,16 м^3 2,3 м^3 5,04шт	9,74 м^3 140,1 м^3 307,шт
Монтаж стальных плинтусов из гнутого профиля	100 м	9	ГЭСН 09-03-050-1	12,80	14,4	0,05	0,06	- Конструкции стальные	1 т	9 т
Установка панелей пустотных перекрытий с опиранием по контуру площадью до 15 м^2	100 шт	0,48	ГЭСН 07-05-045-1	439,11	23,35	53,11	3,2	- Конструкции сборные ж/б - Электроды диаметром 6 мм Э42 - Раствор готовый кладочный цементный, марка 100 - Пиломатериалы хвойных пород. Доски обрезные длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 19-22 мм III сорта	100 шт 0,05 т 3,44 м^3 0,127 м^3	48 шт 0,024 т 1,65 м^3 0,06 м^3
Монтаж лестниц прямолинейных и криволинейных, пожарных с ограждением	100 шт	0,06	ГЭСН 09-03-029-1	32,37	0,24	5,45	0,04	- Электроды диаметром 4 мм Э46 - Бруски обрезные хвойных	0,004 т 0,001 м^3	0,0002 т 0,0001 м^3

								пород длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 40-75 мм, I сорта - Конструкции стальные	1 т	0,06 т
Установка лестничных площадок при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т с опиранием на стену	100 шт	0,04	ГЭСН 07-01-047-1	208,25	1,04	54,55	0,3	- Раствор готовый кладочный цементный марки 100 - Конструкции сборные железобетонные	0,89 $м^3$ 100 шт	0,036 $м^3$ 4 шт
Монтаж витражей с одинарным остеклением в одноэтажных зданиях	100 $м^2$	18,288	ГЭСН 09-04-010-2	421,3	963,09	0,12	0,27	- Электроды диаметром 4 мм Э46 - Бруски обрезные хвойных пород длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 40-75 мм, I сорта	0,017 т 0,001 $м^3$	0,31 т 0,018 $м^3$
Монтаж оконных блоков из алюминиевых многокамерных профилей с герметичными стеклопакетами	100 $м^2$	0,6	ГЭСН 09-04-009-4	437,92	32,8	17,94	1,34	- Болты с гайками и шайбами строительные - Стеклопакеты двухслойные из неполированного стекла толщиной 4 мм	0,007 т 94 $м^2$	0,0042 т 56,4 $м^3$
Установка коробок в кирпичных стенах в проемах дверных площадью до 3 $м^2$	100 $м^2$	0,63	ГЭСН 10-01-043-3	356	28,04	-	-	- Бруски обрезные хвойных пород длиной 4-6,5 м, шириной 75-150	0,51 $м^3$	0,32 $м^3$

								мм, толщиной 40-75 мм, III сорта - Доски обрезные хвойных пород длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 32-40 мм, III сорта - Наличники	0,08 м^3 315 м	0,05 м^3 198,45
Монтаж каркасов ворот большепролетных зданий, ангаров и др. без механизмов открывания	100 м^2	0,18	ГЭСН 09-04-011-1	46,37	1,04	4,07	0,09	- Электроды диаметром 4 мм Э46 - Бруски обрезные хвойных пород длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 40-75 мм, I сортам - Конструкции стальные	0,023 т 0,001 м^3 1 т	0,004 т 0,0002 м^3 0,18 т
Изоляция стен утеплителем минеральная вата	1 м^3	60	ГЭСН 26-01-037-1	20,04	150,3	-	-	- Битумы нефтяные строительные для кровельных мастик марки БНМ-55/60 - Пиломатериалы хвойных пород. Бруска обрезные длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 40-75 мм, III сорта	0,12 т 0,05 м^3	8,64 т 3,6 м^3
Улучшенная штукатурка цементно-	100 м^2	6	ГЭСН 15-02-001-1	70,88	53,16	5,45 Растворонасосы 1 м^3/ч	3,4	- Раствор готовый отделочный тяжелый,	1,89 м^3	18,36 м^3

известковым раствором наружных стен								цементно-известковый 1:1:6		
Устройство покрытий бетонных толщиной 30 мм	100 м^2	30,01	ГЭСН 11-01-015-1	40,43	151,66	3,96 вибрато поверх-ый	14,85	- Бетон тяжелый	3,06 м^3	91,83 м^3
Устройство покрытий полов мозаичных терраццо, толщиной 20 мм с рисунком	100 м^2	18,48	ГЭСН 11-01-017-3	203,13	469,23	56,26 вибрато поверх-ый	129,85	- Куски мраморных плит - Раствор готовый кладочный тяжелый цементный - Пиломатериалы хвойных пород.	80 м^2 2,04 м^3 0,003 м^3	1478,4м^3 37,7 м^3 0,055 м^3
Оштукатуривание простое поверхностей цементно-песчаным раствором стен внутренних	100 м^2	2,4	ГЭСН 15-02-016-1 и ГЭСН 15-02-016-2	154,3	46,29	5,45 Растворонасосы 1 м^3/ч	1,64	- Раствор готовый отделочный тяжёлый цементно-известковый 1:1:6	3 м^3	7,2 м^3
Оклейка обоями стен по монолитной штукатурке и бетону простыми и средней плотности	100 м^2	2,4	ГЭСН 15-06-001-1	33,63	10,09	-	-	- Шпатлевка клеевая - Обои - Пемза шлаковая (щебень пористый из металлургического шлака), марка 600, фракция 5-10 мм	0,0067 т 1,13 м^2 0,0004 м^3	0,016 т 2,7 м^3 0,001 м^3

2.4. Стройгенплан на возведение надземной части здания

Строительным гепланом называют генеральный план площадки, на котором показано расположение грузоподъёмных механизмов, временных зданий, сооружений и установок, возводимых и используемых в период строительства.

Порядок разработки СГП:

- наносят строящееся здание;
- осуществляют привязку башенного крана;
- намечают расположение временных дорог, для подвоза материалов, и ширину проезжей части дороги;
- за пределами опасной зоны крана располагаем временные здания для обслуживания рабочих и ИТР;
- наносят границу строительной площадки;
- указывают расположение временных водопроводов, электролиний, канализации и прочих коммуникаций;
- наносим пути перемещения рабочих от бытовок до строящегося здания с соблюдением условий охраны труда и техники безопасности.

Строительный генплан является одним из важнейших документов ПОС и ППР. Он определяет организацию стройплощадки и положительно решает вопросы охраны труда и техники безопасности, для всех участников строительства.

2.4.1. Внутрипостроечные дороги

При разработке стройгенплана следует проанализировать возможность использования существующих постоянных дорог. При невозможности их использования необходимо запроектировать временные дороги, которые, по возможности, должны быть кольцевыми.

При трассировке дорог принимаем следующие расстояния:

- между дорогой и бровкой траншеи (котлована) -4 м;
- между дорогой и складской площадкой – 0,5 м;
- между дорогой и защитными ограждениями строительной площадки – 1,5 м;

Не допускается размещение временных дорог над подземными сетями или в непосредственной близости от них.

Ширину проезжей части временной дороги для выбранного крана ДЭК-401 с грузоподъёмностью не более 40 тонн, принимаем – 3,5 метра, и радиус закругления дороги не менее 12 м.

2.4.2. Проектирование складских площадок

Площадки приобъектных складов рассчитываем по фактическому объёму складируемых ресурсов. При том учитываем коэффициент

использования складской площадки: обеспечение возможности проходов, проездов, соблюдение требований техники безопасности и М

Площадь склада каждого вида ресурсов:

$$S_{\text{тр}} = \frac{Q_{\text{зап}}}{\alpha \cdot K_{\text{и}}},$$

где $Q_{\text{зап}}$ – производственный запас каждого вида материалов и конструкций;
α – количество ресурсов, складируемы на 1 м^2 полезной площади склада;
$K_{\text{и}}$ – коэффициент использования склада, равны 0,5-0,7 для закрытых складских площадок, 0,5-0,6 – для навесов.

Производственный запас рассчитывается в зависимости от средне-суточной потребности того или иного ресурса и нормы запаса:

$$Q_{\text{зап}} = \frac{Q_{\text{общ}}}{t} \cdot m \cdot K_1 \cdot K_2,$$

где $Q_{\text{общ}}$ – общая потребность данного ресурса на весь период возведения объекта;
t – длительность периода потребления, принимаемая по календарному плану.

Так как монтаж всех конструкций ведём «со склада», сведём весь расчёт в таблицу:

Таблица 9 – Расчёт складских помещений

Наименование конструктивного элемента	$Q_{\text{общ}}$	t	$Q_{\text{зап}}$	$S_{\text{тр}}$, м^2
Колонны	52 шт.	1	81,12	169
Подкрановые балки	40 шт.	1	62,4	156
Стропильные фермы	22 шт.	1	34,32	114,4
Прогоны	400 шт.	2	312	390
Панели покрытия	400 шт.	5	125	249,6
Стеновые панели	194 шт.	2	151,3	252,2
Кирпич	498,732 тыс.шт.	78	27,43	65,31
Щебень	0,36 м^3	1	0,56	0,37
Песок	16,03 м^3	2	6,25	6,94
Панели пустотные	48 шт.	3	24,96	52
Лестницы, лестничные марши	4 шт.	1	6,24	17,3
Стеклопакеты	18888 м^2	67	439,78	3,7
Щиты настила	23 м^3	13	2,76	2,3
Куски мраморных плит	1478,4м^3	40	57,66	35,6

2.4.3. Определение потребности во временных зданиях и сооружениях

Определение номенклатуры и площадей временных зданий производится на основании расчётной численности работающих на строительной площадке и норм площади на одного человека. Расчётное число работающих принимается по времени нахождения на строительстве объекта максимального состава исполнителей согласно календарному плану производства работ и графику движения рабочих.

- Число работающих мужчин и женщин:

$$N_р^м = 0{,}7N_р = 0{,}7 \cdot 21 = 15 \text{ чел} \text{ и } N_р^ж = 0{,}3N_р = 0{,}3 \cdot 21 = 7 \text{ чел}$$

- Общая численность работающих на строительстве объекта:

$$N = \frac{N_р}{K_р} = \frac{21}{0{,}83} = 26 \text{ чел}$$

где $K_р$ – нормативный коэффициент, учитывающий долю рабочих в общем количестве работающих на возводимом объекте.

- Количество инженерно-технических работников с учётом нормативных коэффициентов категорий работников:

$$N_{ИТР} = N \cdot K_и = 26 \cdot 0{,}12 = 4 \text{ чел}$$

- Количество служащих:

$$N_с = N \cdot K_с = 26 \cdot 0{,}041 = 2 \text{ чел}$$

- Численность младшего обслуживающего персонала:

$$N_{МОП} = N \cdot K_м = 26 \cdot 0{,}009 = 1 \text{ чел}$$

Расчёт требуемых площадей и оборудования бытовых помещений производится отдельно для мужчин и женщин:

$$A_i = K_i \cdot N_р$$

Таблица 15 – Экспликация временных зданий и сооружений

Наименование	Площадь помещений, м^2	
	для мужчин	для женщин
Прорабская	9	
Душевая	7	4
Гардеробная	7	4
Туалет	2	
Помещений для отдыха, обогрева, приёма пищи и сушки одежды	26	

2.4.4. Освещение строительной площадки

Основные задачи проектирования производственного освещения: выбор системы и виды освещения, светильников и источников света; определение их рационального количества, мощности и размещения на стройплощадке.

Электрические освещение осуществляется установками общего равномерного или локального освещения. Общее равномерное освещение строительных площадок должно быть не менее 2лк.

Для строительных площадок и участков, где работы, согласно календарному плану, выполняются в тёмное время суток, предусматривают устройство рабочего освещения.

Эвакуационное освещение предусматривается в местах основных путей эвакуации, а также в местах прохода, связанных с опасностью травматизма. При этом эвакуационная освещённость внутри строящегося здания составляет не менее 0,5лк, а вне – 2лк.

Количество прожекторов для стройки:

$$N = \frac{m \cdot E_H \cdot K \cdot A}{P_л} = \frac{0{,}25 \cdot 2 \cdot 1{,}5 \cdot 19085}{1000} = 16 \text{ шт},$$

где m – коэффициент, учитывающий световую отдачу источника света, КПД прожекторов и коэффициент использования светового потока;

E_H – нормируемая освещённость;

K – коэффициент запаса;

A – освещаемая площадь;

$P_л$ – мощность лампы.

Минимальная высота установки прожекторов на д освещаемой поверхностью:

$$h_{min} = \sqrt{\frac{I_{max}}{300}} = \sqrt{\frac{120000}{300}} = \ 20 \text{ м},$$

где I_{max} – максимальная сила света.

Расстояние между стойками принимаем с учётом отношения:

$$l = 10 \cdot h_{min} = 10 \cdot 20 = 200\text{м}.$$

2.4.5. ТЭП стройгенплана

1. Площадь строительной площадки, м^2 – 19085;
2. Площадь застройки постоянными зданиями и сооружениями, м^2 – 3528;
3. Площадь застройки временными зданиями и сооружениями, м^2 – 59;
4. Площадь складов, м^2 – 1475;
5. Протяжённость временных дорог, м – 500;
6. Протяжённость сетей временного водопровода, м – 224,9;
7. Протяжённость временного электроснабжения, м – 561.

2.5. Мероприятия по технике безопасности и охране окружающей среды

Противопожарные мероприятия. На стройплощадке предусматриваются организационные (назначение ответственных лиц) и технические (соблюдение противопожарных разрывов между временными и возводимыми зданиями, строительство дорог, организация нескольких въездов на стройплощадку, свободного проезда к складским зонам, обеспечение площадки необходимым количеством пожарных гидрантов и т.д.) мероприятия. Кроме того, запрещается загромождать подъезды, проезды, входы и выходы из здания, а также подходы к пожарному инвентарю. На территории стройплощадки должны быть установлены огнетушители, бочки с водой, ящики с песком, а также щиты с противопожарным инвентарем.

Основные указания по ТБ. При производстве работ необходимо строго соблюдать правила техники безопасности в строительстве согласно ТКП 45-1.03-40-2006 и ТКП 45-1.03-44-2006.

1. Стройплощадка должна быть ограждена.

2. На всех участках строительства, где это требуется по условиям работ: у машин, механизмов, на автомобильных дорогах и других опасных местах выполняются хорошо видимые, а в темное время суток освещены, предупредительные и указательные надписи или знаки безопасности, плакаты, инструкции.

3. В местах перехода через канавы и траншеи устраиваются переходные мостики шириной не менее 0.6 м.

4. В зоне действия землеройных машин производство других работ и нахождение людей запрещается.

5. Запрещается выполнять строительно-монтажные работы, связанные с нахождением людей в одной захватке на этажах, над которыми производятся перемещение, установка или временное закрепление конструкций здания.

Охрана окружающей среды. В период освоения строительной площадки необходимо выполнить работы по рекультивации земли. Почвенный слой снимается и вывозится за пределы строительной площадки.

Установки, выделяющие вредные газы и пыль на стройплощадке не предусмотрены. При выполнении работ предусматривается применение закрытых лотков для сбрасывания отходов и мусора со строящегося здания.

При выполнении строительно-монтажных работ необходимо максимально сохранять древесно-кустарниковую растительность. Производственные и бытовые стоки, образующиеся на стройплощадке, должны очищаться и обезвреживаться.

2.6. Технико-экономические показатели ППР

1. Продолжительность выполнения работ, дн. – 245;
2. Трудоёмкость на 1 м^2 стальных конструкций (чел.-см./м^2) – 1,45;
3. Средняя выработка одного рабочего в день (м^2./чел.-см.) – 0,69.

Экономика строительства

1. Качественная характеристика объекта строительства

Объект строительства – кузнечно-прессовый цех с административно-бытовыми помещениями. Расчётная единица измерения объекта - тыс. штук изделий в год (стоимость годовой продукции в тыс. руб.).

Таблица 1 - Качественная характеристика объекта строительства

№ п/п	Наименование показателей	Ед. изм.	Количество	Примечания
I. Объемно-планировочная характеристика объекта				
1.	Число этажей административно-бытовой части	эт.	3	
2.	Число этажей части цеха	эт.	1	
3.	Число секций	шт.	4	
4.	Стр. объем	$м^3$	67536	
5.	Общая площадь	$м^2$	3528	
6.	Высота этажа от пола 1ого этажа до пола 2ого этажа	м	3,3	
7.	Высота этажа от пола до стропильной конструкции	м	18	
9.	Площадь земельного участка, отведенного под строительство	$м^2$	19085	
II. Конструктивная характеристика объекта				
1.	Строительно-конструктивный тип здания			адм.-бытовая – кирпич; цех - каркас
2.	Конструктивная схема здания с указанием размеров пролета и шагов между несущими вертикальными конструкциями		Совмещённая	Сетка колонн 6х6; в адм-быт-ой части опирание плит по контуру
3.	Материал основных несущих ограждающих конструкций		Сталь	
4.	Вид наружной и внутренней отделки стен			Нар- шт-ка с окрас. вну-штукат-ка, обои
5.	Конструкция кровли		скатная	
6.	Типы чистых полов			Цех – бетон Админ-но-бытовые помещения - мозаика

2. Определение капитальных вложений на строительство объекта

Показатель сметной стоимости (цены) – один из важных показателей, характеризующих экономичность проектного решения и определяющих сумму средств (инвестиций) на реализацию проекта. Цена строительства является предметом проведения подрядных торгов (тендеров), переговоров заказчика с подрядчиком, инвестиционных конкурсов; является основой при заключении контракта. Таким образом, достоверность определения сметной

стоимости приобретает первостепенное значение для всех сторон, участвующих в строительстве. Из состава сметной документации в разделе

При определении сметной стоимости строительства объектов в учебных целях применяется базисно-индексный метод. Базисно-индексный метод – это использование текущих и прогнозных индексов цен по отношению к стоимости, определенной в базисном уровне или в текущем уровне предшествующего периода. Приведение к уровню текущих (прогнозных) цен выполняется путем перемножения базисной стоимости по строкам сметы и каждому из элементов технологической структуры капитальных вложений на соответствующий индекс по отрасли или виду работ с последующим суммированием итогов сметного документа по соответствующим графам.

2.1. Локальная смета

Локальные сметы - это сметы на отдельные виды работ. Выбираются составляющие прямых затрат и группируются по следующим графам: всего прямые затраты, основная зарплата, эксплуатация машин и механизмов, в том числе зарплата машинистов и трудозатраты на единицу измерения. Умножением соответствующих граф на объем СМР получают соответствующие затраты на весь объем выполняемых работ.

Расценка учитывает ПЗ работы на 2001 год, рассчитаны по ГЭСН образца 2014 года с дополнениями 1.

Локальная смета на общестроительные работы
на «Кузнечно-прессовый цех с административными помещениями г. Пенза»
(наименование объекта)

Сметная стоимость 8205,561 тыс.руб.

Расчетный измеритель единичной стоимости 1 м^2 8,77 тыс.руб.

№п/п	Наименование работ	Ед. изм	Кол-во	Производственное обоснование	Стоимость единиц, руб.		Общ. ст-ть, руб.		З/п стр-ей, руб.	
					Всего	Экспл-я машин	Всего	Экспл-я машин	На ед.	Всего
					Оплата труда	Опл. труда маш-ов	Оплата труда	Опл. труда маш-ов		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1. Земляные работы										
1	План-ка бульдозером площадки стр-ва (грубая)	1000 м^2	19.1	ГЭСН 01-01-036-2	230.15	920.61	4393.564	17574.4449	-	-
					-	39.3	-	750.237		
	НР 95%						712.7252			
	СП 50%						375.1185			
2	Верт-ая планка со срезкой расти-тельного гр II кат. бульд и перемещ гр на расст до 30 м	1000 м^3	6.5	ГЭСН 01-01-030-6	592.23	79.07	3849.495	513.955	-	-
					-	101.12	-	657.28		
	НР 95%						624.416			
	СП 50%						328.64			
3	Разраб-ка грII кат. эксом емк. ковша 0,65 м3 в котл-не гл. до 4 м с погруз в тр-т	1000 м^3	9.07	ГЭСН 01-01-013-8	2910.57	115.27	26398.87	1045.4989	89	807
					141.21	446.72	1280.775	4051.7504		
	НР 95%						5065.899			
	СП 50%						2666.263			

4	Разработка грунта в отвал экскаваторами с ковшом вместимостью: 0,65 (0,5-1) м3, группа грунтов 2	1000 $м^3$	0.5	ГЭСН 01-01-003-8	30559.4	1342.09	15279.7	671.045	81.74	41
					141.21	307.4	70.605	35.3025		
	НР 95%						100.6121			
	СП 50%						52.95375			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
5	Доработка грунта в котлованах вручную	100 $м^3$	0.95	ГЭСН 01-02-063-2	28882.1	316.69	27438.02	300.8555	43492	41317
					154.46	10682.3	146.737	10148.147		
	НР 95%						9780.14			
	СП 50%						5147.442			
2. Фундаменты										
6	Устройство песчаной подготовки под фундамент	100 $м^3$	0.81	ГЭСН 06-01-001-1	1005.96	18107.3	814.8276	14666.913	25417.8	20588
					141.21	2846.8	114.3801	2305.908		
	НР 105%						2299.274			
	СП 65%						1573.187			
7	Устройство железо-бетонных фундаментов стаканного типа под колонны объемом	100 $м^3$	7.69	ГЭСН 06-01-001-3	23619.9	1005.96	181637	7735.8324	62126.9	477756
					154.46	3838.91	1187.797	29521.2179		
	НР 105%						29173.56			
	СП 65%						19960.86			
8	Засыпка котлованов бульдозерами мощностью 59 (80) кВт (л.с.), 2 группа гр. до отм. -0,600	1000 $м^3$	3.46	ГЭСН 01-01-033-2	6141.68	692.41	21250.21	2395.7386	119.74	414
					135.04	1197.68	467.2384	4143.9728		
	НР 95%						4380.651			
	СП 50%						2997.287			

9	План-ка площадей механизированным способом, группа грунтов 2 группы	1000 $м^2$	2.88	ГЭСН 01-02-027-2	616.81	920.61	1776.413	2651.3568	-	-
					-	172.9	-	497.952		
	НР 95%						473.0544			
	СП 50%						323.6688			
10	Монтаж лент фундаментов из сбор ж/б блоков и бет эле-ов (подушки, блоки)	100 шт.	0.48	ГЭСН 07-01-001-10	54940.8	1397.63	26371.6	670.8624	22080.6	10599
					184.5	8119.2	88.56	3897.216		
	НР 105%						3786.487			
	СП 65%						2590.754			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
11	Засыпка котл-ов бульд-ми мощ-ю 59 (80) кВт, 2 группа гр. до нулевой отм	1000 $м^3$	1.73	ГЭСН 01-01-033-2	6141.68	692.41	10625.11	1197.8693	-	-
					-	1197.98	-	2072.5054		
	НР 95%						1968.88			
	СП 50%						1347.129			
12	Устройство гориз-ой изоляции по фунд-ам из 2-х сл. рубероида	100 $м^2$	6.48	ГЭСН 11-01-004-1	141.94	363.96	919.7712	2358.4608	9427.74	61092
					204.15	140.99	1322.892	913.6152		
	НР 130%						2124.682			
	СП 85%						1453.73			
13	Устройство вертик-ой обма. изоляции по фунд-ам в один слой толщиной 2 мм	100 $м^2$	36.2	ГЭСН 11-01-004-5	65.51	363.96	2369.497	13164.4332	5345.18	193335
					198.19	62.06	7168.532	2244.7102		
	НР 130%						8942.58			
	СП 85%						6118.608			
14	Уплотнение грунта осн-ий под полы пром.цехов	100 $м^2$	28.8	ГЭСН 01-02-007-1	60.75	75	1749.6	2160	-	-
					-	9.4	-	270.72		

	НР 95%						257.184			
	СП 50%						175.968			
3. Каркас здания										
15	Монтаж колонн одноэтажных зданий и крановых эстакад высотой до 25 м составного сечения массой до 15 т	100 шт.	0.52	ГЭСН 09-03-002-6	251.05	175.56	130.546	91.2912	77.48	40
					9.18	24.51	4.7736	12.7452		
	НР 130%						22.77444			
	СП 85%						14. 89098			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
16	Монтаж подкр. балок полной заводской готов-ти на отм. до 25 м пролетом до 12 м массой до 2,0 т	100 шт.	0.4	ГЭСН 09-03-003-4	637.05	535.66	254.82	214.264	165.05	66
					9.18	53.88	3.672	21.552		
	НР 130%						32.7912			
	СП 85%						21.4404			
17	Монтаж строп. ферм на высоте до 25 м пролетом до 36 м массой до 5,0 т	100 шт.	0.22	ГЭСН 09-03-012-4	7833.22	5983.11	1723.308	1316.2842	3209.26	706
					162.41	636.89	35.7302	140.1158		
	НР 130%						228.5998			
	СП 85%						149.4691			
18	Монтаж прогонов при шаге ферм до 12 м при высоте здания до 25 м	100 шт	4	ГЭСН 09-03-015-1	3313.74	5923.38	13254.96	23693.52	2501.7	10007
					158.44	287.04	633.76	1148.16		
	НР 130%						2316.496			
	СП 85%						1514.632			
4. Стены										
20	Монтаж огражд-их конструкций стен из	100 шт.	1.94	ГЭСН 09-04-	60404.8	5941.2	117185.3	11525.928	29002.8	56265

	многослойных панелей завод. гот-ти при высоте здания до 50 м			006-4	170.36	5279.23	330.4984	10241.7062		
	НР 130%						13743.87			
	СП 85%						8986.374			
21	Кладка стен кирпичных наружных простых при высоте этажа до 4 м	1 м^3	228	ГЭСН 08-02-001-1	402.38	1005.96	91742.64	229358.88	812.62	185277
					150.48	62.87	34309.44	14334.36		
	НР 130%						63236.94			
	СП 85%						41347.23			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
22	Кладка стен кирпичных внутренних при высоте этажа до 4 м	1 м^3	257	ГЭСН 08-02-001-7	402.38	1005.96	103492.1	258732.912	784.03	201653
					150.48	62.87	38703.46	16170.164		
	НР 130%						71335.71			
	СП 85%						46642.58			
23	Кладка перегородок из кирпича неарм. толщ. в 1/2 кирпича при высоте эт. до 4 м	1 м^3	60.9	ГЭСН 08-02-002-5	4134.5	1005.96	251791.1	61262.964	22240	1354416
					154.46	646.01	9406.614	39342.009		
	НР 130%						46311.19			
	СП 85%						31686.6			
	5. Покрытия, перекрытия и кровли									
24	Монтаж кров. покр. из многосл. панелей заводской гот-ти при выс. до 50 м	100 шт.	4	ГЭСН 09-04-002-3	17419.9	7344.41	69679.48	29377.64	7430.38	29722
					164.4	1642.46	657.6	6569.84		
	НР 120%						8672.928			
	СП 65%						4697.836			
25	Монтаж стальных	100	9	ГЭСН	211.11	22.7	1899.99	204.3	2155.21	19397

	плинтусов из гнутого профиля	м		09-03-050-1	168.38	6.75	1515.42	60.75		
	НР 120%						1891.404			
	СП 65%						1024.511			
26	Установка панелей пуст-ых перекрытий с опир-ем по контуру площадью до 15 м^2	100 шт	0.48	ГЭСН 07-05-045-1	51163.1	1005.96	24558.3	482.8608	74808	35908
					170.36	8298.06	81.7728	3983.0688		
	НР 120%						4877.81			
	СП 65%						2642.147			
6. Лестницы										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
27	Монтаж лестниц прямолинейных и криволинейных, пожарных с ограждением	100 шт	0.06	ГЭСН 09-03-029-1	8055.73	5155.64	483.3438	309.3384	5514.68	331
					170.36	913.72	10.2216	54.8232		
	НР 130%						84.55824			
	СП 85%						55.28808			
28	Установка лестн. площадок при наибольшей массе монт. эл-ов в здании до 5 т с опиранием на стену	100 шт	0.04	ГЭСН 07-01-047-1	54875.1	1005.96	2195.005	40.2384	33822.3	1353
					162.41	8574.17	6.4964	342.9668		
	НР 130%						454.3022			
	СП 85%						297.0437			
7. Проёмы										
29	Монтаж витражей с одинарным остеклением в одноэтажных зданиях	100 м^2	18.3	ГЭСН 09-04-010-2	135.37	1128.09	2475.647	20630.5099	74449	1361523
					174.34	44.52	3188.33	814.18176		
	НР 90%						3602.261			

	СП 85%						3402.135			
30	Монтаж окон. бл. из алюм-ых многокам. профилей с гермет-ми стеклоп-ми	100 м^2	0.6	ГЭСН 09-04-009-4	717.15	1303.9	430.29	782.34	78667	47200
					179.64	3205	107.784	1923		
	НР 90%						1827.706			
	СП 85%						1726.166			
31	Установка коробок в кирпичных стенах в проемах дверных площадью до 3 м^2	100 м^2	0.63	ГЭСН 10-01-043-3	1126.56	1014.92	709.7328	639.3996	61357	38655
					172.35	149.92	108.5805	94.4496		
	НР 90%						182.7271			
	СП 85%						172.5756			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
32	Монтаж каркасов ворот большепр-ых зданий, ангаров и др. без мех-ов откр-я	100 м^2	0.18	ГЭСН 09-04-011-1	25270	6208.86	4548.6	1117.5948	8452.79	1522
					182.29	1442.03	32.8122	259.5654		
	НР 90%						263.1398			
	СП 85%						248.521			
	8. Полы									
33	Устройство покрытий бетонных толщиной 30 мм	100 м^2	30	ГЭСН 11-01-015-1	848.77	1047.87	25471.59	31446.5787	5816.26	174546
					143.86	365.89	4317.239	10980.3589		
	НР 123%						18816.04			
	СП 75%						11473.2			
34	Устройство покрытий полов мозаичных терраццо, толщиной 20 мм с рисунком	100 м^2	18.5	ГЭСН 11-01-017-3	2165.44	2449.91	40017.33	45274.3368	32990	609655
					162.41	314.56	3001.337	5813.0688		
	НР 123%						10841.72			

	СП 75%						6610.804			
9. Отделочные работы										
35	Изоляция стен утеплителем минеральная вата	1 $м^3$	60	ГЭСН 26-01-037-1	244.5	349.29	14670	20957.4	3493.77	209626
					174.34	93.19	10460.4	5591.4		
	НР105%						16854.39			
	СП 55%						8828.49			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
36	Улучшенная штукатурка цементно-известковым раствором наружных стен	100 $м^2$	6	ГЭСН 15-02-001-1	568.37	204.45	3410.22	1226.7	12357.2	74143
					174.34	288.4	1046.04	1730.4		
	НР 105%						2915.262			
	СП 55%						1527.042			
37	Оштукатуривание простое поверх-ей цементно-песчаным р-ом стен внутренних	100 $м^2$	2.4	ГЭСН 15-02-016-1 и ГЭСН 15-02-016-2	897.89	164.75	2154.936	395.4	24791.5	59500
					164.4	662.83	394.56	1590.792		
	НР 105%						2084.62			
	СП 55%						1091.944			
38	Оклейка обоями стен по монол-ой штук-ке и бетону простыми и средней пл-ти	100 $м^2$	2.4	ГЭСН 15-06-001-1	3.64	363.96	8.736	873.504	5395.06	12948
					160.42	2.92	385.008	7.008		
	НР 105%						411.6168			
	СП 55%						215.6088			

Прямые затраты	7641881	руб.
Накладные расходы	342991.2	руб.
Сметная прибыль	220688.8	руб.
Итого по смете	8205561	руб.

2.2. Объектная смета

Объектная смета составляется по проектным материалам на отдельные объекты. Ее основой служат локальные сметы (ЛС) и расчеты на отдельные виды работ, конструктивные элементы и лимитированные затраты.

Отдельными строками в объектной смете показываются все виды работ и затрат, осуществляемых при возведении объекта, на которые составлены соответствующие локальные сметы и расчеты: например, общестроительные работы (ЛС-1), отопление (ЛС-7), водоснабжение (ЛС-9) и т.д. по всем видам специальных строительных работ (инженерного оборудования объекта). Затраты на технологическое оборудование и его монтаж определяются в % к сметной стоимости СМР.

Затраты калькулируются на основе локальных смет и распределяются по графам:

- Графа 4 «Строительные работы»
- Графа 5 «Монтажные работы»
- Графа 6 «Оборудование, мебель и инвентарь»
- Графа 7 «Прочие затраты»
- Графа 10 «Показатель единичной стоимости (руб.)»

В объектных сметах определены следующие показатели:

1) сметная стоимость затрат по объекту
2) сметная заработная плата по объекту
3) показатель единичной стоимости.

Объектная смета

на строительство «Кузнечно-прессовый цех с административными помещениями г. Пенза»

Сметная стоимость 19661,9 тыс.руб.

Средства на оплату труда 5898,6 тыс.руб.

Расчетный измеритель единичной стоимости 1 м^3 5,6 тыс.руб.

Составлена в ценах на 2014 г.

№ п/п	Номера смет и расчетов	Работы и затраты	Сметная стоимость, тыс. руб.				Ср-ва на оплату труда, тыс.руб.	Показ-ли ед. ст-ти тыс. р.
			СМР	Оборуд-я, м-ли, инв-я	проч затр.	всего		
1	2	3	4+5	6	7	8	9	10
1	Локальная смета	Общестроительные работы	8205.6	6564.4	205.1	14975.1	4492.5	4.2
	Сан.-техн. работы							
2	Укрупненные показатели	Отопление – 6,2 % от гр.8 «Общестр.работы»	928.5	742.8	23.2	1694.4		0.5
3	–*–	Вентиляция – 7,1 % от гр.8 «Общестр.работы»	1063.2	850.6	26.6	1940.4		0.6
4	Укрупненные показатели	Внутренний водопровод – 1,2 % от гр.8 «Общестр.работы»	179.7	143.8	4.5	328.0		0.1
5	–*–	Канализация – 1,35 % от гр.8 «Общестр.работы»	202.2	161.7	5.1	369.0		0.1
6		Итого по санитарно-техническим работам	2373.6	1898.8	59.3	4331.7	1299.5	1.2
7		Накладные расходы – 128 % от ФЗП	4.6			4.6		
8		Сметная прибыль – 83 % от ФЗП	3.0			3.0		

9		**Всего по санитарно-техническим работам:**	**2381.1**	**1898.8**	**59.3**	**4339.3**	**1301.8**	**1.2**
10	–*–	Электроосв. здания – 1,25 % от гр.8 «Общестр.работы»	187.2	149.8	4.7	341.6		0.1
11		Накладные расходы – 105 % от ФЗП	3.7			3.7		
12		Сметная прибыль – 60 % от ФЗП	2.1			2.1		
13		**Всего по освещению:**	**193.1**	**149.8**	**4.7**	**347.5**	**104.3**	**0.1**
14		**Всего по объекту**	**10779.7**	**8613.0**	**269.2**	**19661.9**	**5898.6**	**5,6**

2.3. Сводный сметный расчет стоимости строительства

Сводный сметный расчет стоимости строительства является итоговым документом, определяющим цену строительства. Все затраты, связанные с осуществлением строительства, по своему экономическому содержанию и целевому назначению сгруппированы в отдельные главы.

В экономическом разделе дипломного проекта расчет отдельных глав ведется по укрупненным нормативам на основе объектной сметы . Здесь приведены правила отнесения затрат по графам (видам затрат) сводного сметного расчета.

После начисления резерва средств на непредвиденные работы и затраты подсчитывается общий итог в следующей записи: «Всего по сводному сметному расчету». Итоговая сумма по главам сводного сметного расчета определяет величину капитальных вложений на строительство проектируемого объекта.

После итога сводного сметного расчета указываются возвратные суммы (в размере 15 % их сметной стоимости по гл. 8), получаемые от разборки временных зданий и сооружений, а также за материалы, полученные от разборки сносимых и переносимых зданий и сооружений, – в размере, определяемом по расчету.

На основе данных сводного сметного расчета определяются показатели сметной стоимости строительства.

Сводный сметный расчет стоимости строительства

Сводный сметный расчет в сумме 3402,9 тыс.руб.

В том числе возвратных сумм 69,7 тыс.руб.

Составлен в ценах 2014 г.

№ п/п	Номер смет и расчетов	Наим-е глав, объектов, работ и затрат	Сметная стоимость, тыс.руб.			Общая сметная стоимость, тыс.руб
			СМР	Оборудования и приспособ-я	Проч. затраты	
1	2	1	4	5	6	7
1	Смет.расч. 2	Глава 1 «Подготовка терр-ии стр-ва»				
	(0,4% гл. 2-3)	Отвод территории строительства	-	-	90,45	90,45
	(2% гл. 2-3)	Подготовка территории строительства	452,2	-	-	452,2
		Итого по гл. 1	452,2	-	90,45	542,65
2	Объектная смета	Глава 2 «Основные объекты строительства»	10779.7	8613.0	269.2	19661.9

1	2	1	4	5	6	7
3	Смет. расч. 1 (15%объ ект. см)	Глава 3 «Объекты подсобного и обслуживающего назначения»	1616,96	1291,95	40,38	2949,3
		Итого по гл. 2-3	12396,7	9904,95	309,58	22611,2
4	Смет. расч. 3	Глава 4 «Объекты энергетического хозяйства»				
	(8%гл. 2 –3)	Стр-ные работы	991,7	792,4	-	1808,9
	(10%гл. 2-3)	Монт-ные работы	1239,7	990,5	-	2261,1
	(11%гл. 2-3)	Оборудование	1363,6	1089,5	-	2487,2
5	Смет. расч. 4 (6%гл. 2 –3)	Глава 5 «Объекты транспортного хозяйства и связи»	743,8	594,3	18,6	1356,7
6	Смет.ра сч. 5 (5,8% от гл. 2-3)	Глава 6 «Наружные сети и сооружения водоснабжения, канализации и газоснабжения»	719	574,5	17,9	1311,4
7	Смет.ра сч. 6 (3% от гл. 2-3)	Глава 5 «Благоустройство и озеленение территории»	678,34	-	-	678,34
		Итого по гл. 1-7	18585	13946,2	436,53	33057,5
8	Смет.ра сч. 7 (2,5% о гл. 1-7)	Глава 8 «Временные здания и сооружения»	464,6	-	-	464,6
		Итого по гл. 1-8	19049,6	13946,2	436,53	33522,1
9	Смет.ра сч. 8	Глава 9 «Прочие работы и затраты»				
	(1,5% гл. 1-8)	Дополнительные затраты при производстве работ в зимнее время	285,8	-	-	285,8

1	2	3	4	5	6	7
	(0,83% гл. 1-8)	Затраты на аккордную плату труда рабочих	-	-	158,1	158,1
	(3,7% гл. 1-8)	Затраты, связанные с подвижным характером работ	-	-	704,9	704,9
	(3% от гл. 1-8)	Средства на возмещение поправки и сметной стоимости СМР	571,5	-	-	571,5
		Итого по гл. 1-9	19905,9	13946,2	1299,5	34956,6
1	Смет.ра сч. 9 (0,9% от гл.1-8)	Глава 11 «Расходы на подг-ку экспл-ых кадров»	-	-	314,6	314,6
1	Смет.ра сч. 10 (4% от гл. 1-9)	Глава 12 «Проектные и изыскательские работы для типовых объектов»	-	-	1398,3	1398,3
		Итого по гл. 1-12	19905,9	13946,2	3012,4	36669,5
		Резерв средств (типовые) 2%	733,4	-	-	733,4
		Всего по сводно-сметному расчёту	20639,3	13946,2	3012,4	37402,9
		Возврат суммы	69,7	-	-	69,7

3. Технико-экономическая характеристика объекта строительства

№ п/п	Наименование показателей	Ед. изм-я	Кол-во	Примеч-е
I. Показатели объемно-планировочных решений				
1.	Общая площадь объекта на тыс. штук изделий в год	$м^2$	3,5	$\frac{3528}{1000}$
2.	Отношение строительного объема к общей площади (объемный)	$К_2$	18,98	$\frac{66960}{3528}$
3.	Отношение площади наружных стен к общей площади	$К_3$	2,35	$\frac{8306,4}{3528}$
4.	Пл-дь зем. уч-ка, приходящаяся на 1 $м^2$ общей площади		4,52	$\frac{15940}{3528}$
II. Показатели сметной стоимости строительства				
1.	На 1 $м^2$ общей площади	руб.	10602	$\frac{37402900}{3528}$

4. Заключение об экономической оценке проектных решений.

По результатам экономической оценки проектных решений «Кузнечно-прессового цеха с административными помещениями г. Пенза» имеем:

Сметная стоимость строительства составит 37,4029 млн. руб. В переводе на 1м2 составляет соответственно 10602 руб./м2.

Вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности

1. Пожарная безопасность в производственных зданиях

Ссылаясь на СП 4.13130.2013 (http://www.pogaranet.ru/qa/758.html). При определении класса функциональной пожарной опасности следует исходить из его целевого назначения, а также характеристик основного функционального контингента (возраста, физического состояния, возможности пребывания в состоянии сна и т.п.) и его количества. Размещаемые в пределах объекта защиты – части зданий, группы помещений, а также вспомогательные помещения других классов функциональной пожарной опасности следует выделять противопожарными преградами в соответствии с требованиями настоящего свода правил. При этом, требования, предъявляемые к указанным частям, выделенным противопожарными преградами, следует определять исходя из их классов функциональной пожарной опасности.

Противопожарные расстояния между производственными, складскими, административно-бытовыми зданиями и сооружениями на территориях производственных объектов принимаются в соответствии с разделом 6 настоящего свода правил.

Таблица 1.

Степень огнестойкости здания	Класс конструктивной пожарной опасности	Минимальные расстояния при степени огнестойкости и классе конструктивной пожарной опасности жилых и общественных зданий, м			
		I, II, III C0	II, III, C1	IV C0, C1	IV, V C2, C3
Жилые и общественные					
I, II, III	C0	6	8	8	10
II, III	C1	8	10	10	12
IV	C0, C1	8	10	10	12
IV, V	C2, C3	10	12	12	15
Производственные и складские					
I, II, III	C0	10	12	12	12
II, III	C1	12	12	12	12
IV	C0, C1	12	12	12	15
IV, V	C2, C3	15	15	15	18

Расстояния между зданиями и сооружениями на территории производственных объектов в зависимости от степени огнестойкости, класса конструктивной пожарной опасности и категории по взрывопожарной и пожарной опасности принимаются не менее указанных в таблице 2.

Таблица 2

Степень огнестойкости и класс конструктивной пожарной опасности	Расстояния между зданиями, м		
	I и II степень огнестойкости. III и IV степень огнестойкости класса С0	III степень огнестой-кости класса С1	III степень огнестойкости классов С2 и С3. IV степень огнестойкости классов С1, С2 и С3. V степень огнестойкости
I и II степень огнестойкости. III и IV степень огнестойкости класса С0	Не нормируется для зданий категорий Г и Д 9 — для зданий (сооружений) категорий А, Б и В (см. прим. 4)	9	12
III степень огнестойкости класса С1	9	12	15
III степень огнестойкости классов С2 и С3. IV степень огнестойкости классов С1, С2 и С3. V степень огнестойкости	12	15	18

Примечание — Наименьшим расстоянием между зданиями считается расстояние в свету между наружными стенами или конструкциями. При наличии конструкций зданий, выступающих более чем на 1 м и выполненных из материалов группы Г1—Г4, наименьшим расстоянием считается расстояние между этими конструкциями.

В помещениях высота от пола до низа выступающих конструкций перекрытия (покрытия) должна быть не менее 2,2 м, высота от пола до низа выступающих частей коммуникаций и оборудования в местах регулярного прохода людей и на путях эвакуации – не менее 2 м, а в местах нерегулярного прохода людей – не менее 1,8 м. При необходимости въезда в здание пожарных автомобилей высота проезда до низа конструкций, выступающих частей коммуникаций и оборудования, должна быть не менее 4,5 м.

В зданиях с внутренними водостоками в качестве ограждения на кровле допускается использовать парапет. При высоте парапета менее 0,6 м его надлежит дополнять решетчатым ограждением до высоты 0,6 м от поверхности кровли.

Для зданий высотой от планировочной отметки земли до карниза или верха парапета 10 м и более проектируется один выход на кровлю (на каждые полные и неполные 40000 м2 кровли), в том числе для зданий:

- одноэтажных – по наружной открытой стальной лестнице;
- - многоэтажных – из лестничной клетки.

В случаях, когда нецелесообразно иметь в пределах высоты верхнего этажа лестничную клетку для выхода на кровлю, допускается для зданий высотой от планировочной отметки земли до отметки чистого пола верхнего этажа не более 30 м проектировать наружную открытую стальную лестницу для выхода на кровлю из лестничной клетки через площадку этой лестницы

Технологические процессы с различной взрывопожарной и пожарной опасностью размещаются в отдельных помещениях; при этом помещения разных категорий А, Б, В1, В2, В3 отделяются одно от другого, а также эти помещения от помещений категорий В4, Г и Д и коридоров противопожарными перегородками и противопожарными перекрытиями следующих типов:

- в зданиях I степени огнестойкости – противопожарными перегородками 1-го типа, противопожарными перекрытиями (междуэтажными и над подвалом) 2-го типа;
- в зданиях II и III степеней огнестойкости – противопожарными перегородками 1-го типа и противопожарными перекрытиями (междуэтажными и над подвалом) 3-го типа;
- в зданиях IV степени огнестойкости классов пожарной опасности С0, С1 – противопожарными перегородками 2-го типа и противопожарными перекрытиями 3-го типа;
- в зданиях IV степени огнестойкости классов пожарной опасности С2, С3 помещения категорий В1-В3 – противопожарными перегородками 2-го типа и противопожарными перекрытиями 3-го типа, помещения категорий А и Б – противопожарными перегородками 1-го типа и противопожарными перекрытиями 3-го типа.

При размещении в одном здании или помещении технологических процессов с различной взрывопожарной и пожарной опасностью предусматриваются мероприятия по предупреждению взрыва и распространения пожара. Эффективность этих мероприятий должна быть обоснована в проектной документации.

Здания, сооружения, открытые установки с производственными процессами, выделяющими в атмосферу газ, дым и пыль, взрывоопасные и пожароопасные объекты не следует, по возможности, располагать по отношению к другим производственным зданиям и сооружениям с наветренной стороны для ветров преобладающего направления.

2. Естественное и искусственное освещение в производственных зданиях. Нормы и требования

Требования к освещению помещений промышленных предприятий (КЕО, нормируемая освещенность, допустимые сочетания показателей ослепленности и коэффициента пульсации освещенности) следует принимать по таблице 1 с учетом требований 7.5 и 7.6.

Таблица 3 - Требования к освещению помещений промышленных предприятий

Характе- ристика зрительной работы	Наименьший или эквива-лентный размер объекта различения, мм	Разряд зрительной работы	Подразряд зрительной работы	Контраст объекта с фоном	Характе- ристика фона	Искусственное освещение					Естественное освещение		Совмещенное освещение	
						Освещенность, лк					КЕО $e_н$, %			
						при системе комбиниро-ванного освещения		при системе общего осве- щения	Сочетание нормируемых величин показателя ослепленности и коэффициента пульсации		при верхнем или комби- ниро-ванном осве- щении	при боковом осве-щении	при верхнем или комби- ниро-ванном осве- щении	при боковом осве-щении
						всего	в том числе от общего		P, не более	$K_п$, %, не более				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Наивысшей точности	Менее 0,15	I	а	Малый	Темный	5000	500	-	20	10	-	-	6,0	2,0
						4500	500	-	10	10				
			б	"	Средний	4000	400	1250	20	10				
				Средний	Темный	3500	400	1000	10	10				

			в	Малый	Светлый	2500	300	750	20	10				
				Средний	Средний									
				Большой	Темный	2000	200	600	10	10				
			г	Средний	Светлый	1500	200	400	20	10				
				Большой	"									
				"	Средний	1250	200	300	10	10				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Очень высокой точности	От 0,15 до 0,30	II	а	Малый	Темный	4000	400	-	20	10	-	-	4,2	1,5
						3500	400	-	10	10				
			б	"	Средний	3000	300	750	20	10				
				Средний	Темный	2500	300	600	10	10				
			в	Малый	Светлый	2000	200	500	20	10				
				Средний	Средний									
				Большой	Темный	1500	200	400	10	10				
			г	Средний	Светлый	1000	200	300	20	10				
				Большой	"									
				"	Средний	750	200	200	10	10				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Высок	От 0,30 до 0,50	III	а	Малый	Темный	2000	200	500	40	15	-	-	3,0	1,2

						1500	200	400	20	15				
			б	"	Средний	1000	200	300	40	15				
				Средний	Темный	750	200	200	20	15				
			в	Малый	Светлый	750	200	300	40	15				
				Средний	Средний									
				Большой	Темный	600	200	200	20	15				
			г	Средний	Светлый	400	200	200	40	15				
				Большой	"									
				"	Средний									
Средней точности	Св. 0,5 до 1,0	IV	а	Малый	Темный	750	200	300	40	20	4,0	1,5	2,4	0,9
			б	"	Средний	500	200	200	40	20				
				Средний	Темный									
			в	Малый	Светлый	400	200	200	40	20				
				Средний	Средний									
				Большой	Темный									
			г	Средний	Светлый	-	-	200	40	20				
				Большой	"									
				"	Средний									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
М а	Св. 1 до	V	а	Малый	Темный	400	200	300	40	20	3,0	1,0	1,8	0,6

	5													
			б	"	Средний	-	-	200	40	20				
				Средний	Темный									
			в	Малый	Светлый	-	-	200	40	20				
				Средний	Средний									
				Большой	Темный									
			г	Средний	Светлый	-	-	200	40	20				
				Большой	"									
				"	Средний									

3. Охрана труда для работников строительных профессий

Работники не моложе 18 лет, имеющие III группу по электробезопасности, прошедшие соответствующую подготовку, имеющие профессиональные навыки для работы, перед допуском к самостоятельной работе должны пройти:

обязательные предварительные (при поступлении на работу) и периодические (в течение трудовой деятельности) медицинские осмотры (обследования) для признания годными к выполнению работ в порядке, установленном Минздравом России;

обучение безопасным методам и приемам выполнения работ, инструктаж по охране труда, стажировку на рабочем месте и проверку знаний требований охраны труда.

Для защиты от вредных воздействий работники обязаны использовать предоставляемые работодателями бесплатно костюмы хлопчатобумажные с кислотной пропиткой, полусапоги резиновые, очки защитные.

При нахождении на территории стройплощадки работник должны носить защитные каски. Кроме этого, должны использоваться средства индивидуальной защиты, в том числе: перчатки и фартуки резиновые.

Находясь на территории строительной (производственной) площадки, в производственных и бытовых помещениях, участках работ и рабочих местах, обязаны выполнять правила внутреннего трудового распорядка, принятые в данной организации.

Допуск посторонних лиц, а также работников в нетрезвом состоянии на указанные места запрещается.

В процессе повседневной деятельности работники должны:

применять в процессе работы ручной инструмент и средства малой механизации по назначению, в соответствии с инструкциями заводов-изготовителей;

поддерживать порядок на рабочих местах, очищать их от мусора, снега, наледи, не допускать нарушений правил складирования материалов и конструкций;

быть внимательными во время работы и не допускать нарушений требований безопасности труда.

Научно-исследовательская работа

1. Введение

Стальные конструкции плоских ферм представляют собой комбинацию стержней, соединённых в узлах и обращающих геометрически неизменяемую систему. Благодаря высоким технико-экономическим показателям область применения стальных ферм весьма широка и разнообразна. Это промышленные и гражданские здания, сооружения мосты, мачты, башни. Металлические конструкции должны быть долговечны, надёжны, эстетичны, технологичны в изготовлении, что обеспечивается соответствием расчётных предпосылок действительной работе и условиям эксплуатации.

По конструктивному признаку фермы делятся на лёгкие и тяжёлые. Лёгкие фермы обычно проектируются с сечениями стержней из простых прокатных или гнутых профилей, тяжёлые фермы – с элементами составного сечения.

По очертанию поясов фермы делятся на трапециевидные, треугольные, параболические или сегментные, полигональные, фермы с параллельными поясами.

В своём научном исследовании мы сравним лёгкую трапециевидную ферму в двух вариантах сечений: ферма с поясами
из тавров и решёткой из одиночных уголков и ферма из гнутосварных профилей.

2. Исходные данные

Район строительства – г. Пенза. Для указанного района расчётная температура наружного воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0,98 равна -35℃.

Здание однопролётное, одноэтажное. Габариты здания: дина - 120 м, пролёт – 24 м. Высота до низа стропильной конструкции 18 м, шаг колонн – 6 м. Краткое описание: двускатное, бесфонарное, уклон кровли 2,5%.

3. Статический расчёт стропильной фермы.

Краткое описание покрытия: двускатное, бесфонарное. Ограждающие конструкции покрытия – панели стальные типа «сэндвич», монтируемые по стальным прогонам покрытия. Фермы стальные трапециевидные, пролётом 24,0 м, располагающиеся с шагом 6,0 м. Устойчивость и геометрическая неизменяемость покрытия обеспечиваются постановкой связей по поясам ферм и вертикальных связей с развязкой их распорками при соблюдении требований норм. Опирание ферм осуществляется на стальные колонны, тип узла опирания – жёсткий.

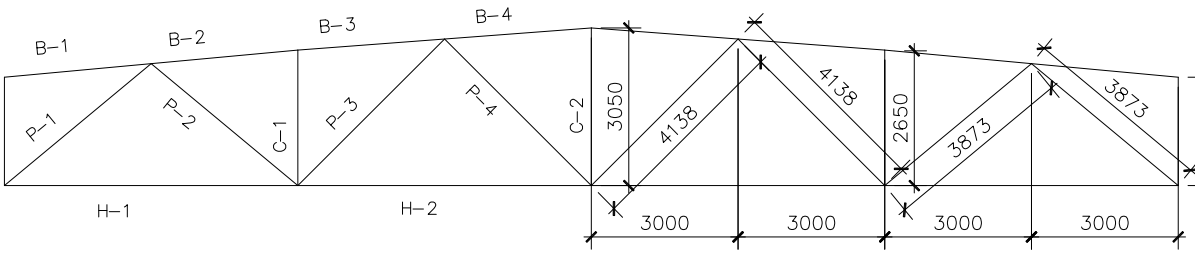


Рис 1 – Обозначение и длины стержней фермы

Статический расчёт.

Заданный уклон кровли $i = 1{,}5\%$.Заданный рамный момент, действующий на ферму в опорных узлах: $M = -184{,}3$ кН · м. Сбор нагрузок:

Вид нагрузки	Нормативные гН/м^2	К-т надёжности по нагрузке, γ_f	Расчётные, гН/м^2
Постоянная нагрузка			
Гидроизоляция	1	1,3	1,3
Панели типа «сэндвич»	3,79	1,1	4,17
Металлическая балка	0,6	1,05	0,63
Вес фермы	3,5	1,05	3,7
Итого	8,9		9,8
Временная нагрузка			
Снег	12,86	1,4	18,0
Полная нагрузка			27,8

Расчётная погонная нагрузка на ригель

$$q_g = q \cdot l \cdot \gamma_{\text{п}} = 9{,}8 \cdot 6 \cdot 1 = 58{,}8 \frac{\text{гН}}{\text{м}} = 5{,}88 \text{ кН/м}$$

Нормативное значение снеговой нагрузки на 1м^2 горизонтальной проекции покрытия согласно [31, п. 10.1]:

$$S_0 = 0{,}7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0{,}7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18 = 12{,}6 \frac{\text{гН}}{\text{м}^2},$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега под действием ветра (условно принимаем, что покрытие здания защищено от прямого воздействия ветра при соблюдении [31, п. 10.9]);
c_t – термический коэффициент, в соответствии с [31, п. 10.10];
μ – коэффициент перехода веса от снегового покрова земли к весу снега на покрытии, принимаемый по [31, прил. Г, сх. Г. 1], с учётом [31, п. 10.4].

Расчётная величина снеговой нагрузки на 1м^2 определяется как

$$S = S_0 \cdot \mu = 18 \cdot 1 = 18 \text{ гН/м}^2$$

Расчётная погонная равномерно-распределённая нагрузка на ригель рамы

$$q_{\text{сн.}} = S \cdot l \cdot \gamma_{\text{п}} = 18 \cdot 6 \cdot 1 = 108 \frac{\text{гН}}{\text{м}} = 10{,}8 \text{ кН/м}$$

Расчётные узловые силы на ферму:
- от постоянной нагрузки $F_g = q_g \cdot d = 58{,}8 \cdot 3 = 176{,}4 \text{ гН} = 17{,}64 \text{ кН}$;
- от снеговой нагрузки $F_{\text{сн}} = q_{\text{сн.}} \cdot d = 108 \cdot 3 = 324{,}0 \text{ гН} = 32{,}4 \text{ кН}$, где d – длина панели верхнего пояса фермы.

Усилия в ферме определяем при помощи ЭВМ от единичной нагрузки, действующей на половине пролёта ригеля от единичного момента – М=1843 гН·м. Результаты расчёта приведены ниже:

Расчётные усилия в стрежнях фермы.

Элемент фермы	Обозн-е	Усилия от ед-ой нагрузки, кН	Услияот постоянной нагрузки, кН	От снеговой нагрузки, кН	Усилия от опорного момента (Моп=184,3 кН·м), кН	Расчётные усилия, кН	
						Сжатие	Растяж-е
Верхний пояс	В-1	0,0	0,00	0,00	82,09	0,00	82,09
	В-2	-0,9	-37,37	-110,28	69,70	-147,66	-
	В-3	-0,9	-37,37	-110,28	69,70	-147,66	-
	В-4	-1,9	-43,30	-127,76	60,56	-171,05	-
Нижний пояс	Н-1	0,5	23,53	69,43	-75,22	-	92,96
	Н-2	1,5	43,34	127,90	-64,67	-	171,24
Раскосы	Р-1	-0,7	-30,38	-89,64	-8,63	-118,82	-
	Р-2	0,8	17,77	52,43	7,33	-	71,55
	Р-3	-0,8	-8,35	-24,63	-6,73	-36,57	-
	Р-4	0,8	-0,20	-0,58	5,85	-	4,55
Стойки	С-1	0,0	-5,49	-16,20	0,00	-21,69	-
	С-2	0,0	0,27	0,80	-8,06	-	-6,26

4. Расчёт и конструирование стропильной фермы из гнутосварных профилей.

- Подбор сечений стержней фермы

- Подбор сечения стержней верхнего пояса

Верхний пояс принимаем без изменения сечения по всей длине и рассчитываем его максимальное усилие $N_{\text{В}-4} = 171{,}05 \text{ кН}$.

Для стали С345 ГОСТ 27772-88* по [СП 16.13330.2011, табл. В. 5] определяем расчётное сопротивление $R_y = 310$ МПа.

Задаёмся гибкостью $\lambda = 90$. Далее вычисляем условную гибкость по формуле $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \cdot \sqrt{\frac{310}{206000}} = 11{,}04$, [СП 16.13330.2011, табл. Д. 11], для типа стержней «*с*» согласно [СП 16.13330.2011, табл. 7] определяем коэффициент устойчивости при центральном сжатии $\varphi = 0{,}57$.

Требуемая площадь верхнего пояса

$$\mathrm{A_{тр}} = \frac{N_{\mathrm{B-4}}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{171{,}05 \cdot 10}{0{,}57 \cdot 310 \cdot 1} = 9{,}68 \text{ см}^2$$

где γ_c – коэффициент условий работы, определяемы по [СП 16.13330.2011, табл. 1], для верхнего сжатого пояса из гнутосварного профиля, $\gamma_c = 1$

Принимаем сечение по ТУ 67-2287-80 Гн 180х140х5 (см. рис 8) с геометрическими характеристиками:

- площадь поперечного сечения $\mathrm{A} = 31\text{см}^2$;
- радиусы инерции сечения: ; $i_x = 6{,}91$ см; $i_y = 5{,}69$ см.

Расчётные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 300$ см (уклоном пояса пренебрегаем); из плоскости фермы $l_{ef,y} = 600$ см (т.к. верхние пояса развязаны прогонами, расчётная длина равна расстоянию между узлами крепления горизонтальных связей).

Гибкость стержней:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{300}{6{,}91} = 43{,}4; \overline{\lambda_x} = \lambda_x\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 43{,}4\sqrt{\frac{310}{206000}} = 1{,}68$$

$$\varphi_x = 0{,}910$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{600}{5{,}69} = 105{,}45; \overline{\lambda_y} = \lambda_y\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 105{,}45\sqrt{\frac{310}{206000}} = 4{,}1$$

$$\varphi_y = \varphi_{min} = 0{,}453.$$

Предельные гибкости определяем по формулам:

$$[\lambda]_x = 180 - 60 \cdot \alpha_x = 180 - 60 \cdot 0{,}5 = 150 > \lambda_x = 66{,}4$$

где $\alpha_x = \frac{N_{\mathrm{B-4}}}{\varphi \mathrm{A} R_y \gamma_c} = \frac{171{,}05 \cdot 10}{0{,}910 \cdot 31 \cdot 310 \cdot 1} = 0{,}2 < 0{,}5.$

$$[\lambda]_y = 180 - 60 \cdot \alpha_y = 180 - 60 \cdot 0{,}5 = 150 > \lambda_y = 102{,}4$$

где $\alpha_x = \frac{N_{\mathrm{B-4}}}{\varphi \mathrm{A} R_y \gamma_c} = \frac{171{,}05 \cdot 10}{0{,}453 \cdot 31 \cdot 310 \cdot 1} = 0{,}4 < 0{,}5.$

Условия гибкости стержня выполняются.

Проверка устойчивости стержня верхнего пояса:

$$\frac{N_{\text{В}-4}}{\varphi \text{A} R_y \gamma_c} = \frac{171{,}05 \cdot 10}{0{,}453 \cdot 31 \cdot 310 \cdot 1} = 0{,}4 < 1$$

Устойчивость обеспечена.

Если уменьшить сечение верхнего пояса, то данный профиль не пройдёт дальнейшие проверки на несущую способность стенки пояса. Поэтому оставляем сечение верхнего пояса Гн 180х140х5

Проверяем гибкость стенки:

$$\frac{h_{\omega,ef}}{t} = \frac{D_d - 4t}{t} = \frac{180 - 4 \cdot 5}{5} = 32 < \left[\frac{h_{\omega,ef}}{t}\right] = 1{,}29\sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1{,}29\sqrt{\frac{206000}{310}} = 33.3$$

Где t – толщина стенки сечения верхнего пояса.

Условие выполняется, поэтому при расчёте пояса во внимание принимается полная площадь сечения.

Проверяем гибкость верхнего пояса при монтаже конструкций.

Расчётная длина стержня из плоскости фермы при проверке верхнего пояса фермы на время монтажа конструкций $l_{ef,y} = 1180$ см. Проверка гибкости пояса:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{1180}{5{,}69} = 207{,}4 < [\lambda] = 220$$

Гибкость меньше предельной.

- Подбор сечения стержней нижнего пояса

Нижний пояс в целях уменьшения количества типоразмеров профилей принимаем без изменения сечения по длине фермы и рассчитываем на максимальное усилие $N_{\text{Н}-2} = 171{,}24$ кН.

Требуемая площадь сечения

$$\text{A}_{\text{тр}} = \frac{N_{\text{Н}-2}}{R_y \gamma_c} = \frac{171{,}24 \cdot 10}{310 \cdot 1} = 5{,}52 \text{ см}^2$$

где γ_c – коэффициент условий работы, определяемы по [СП 16.13330.2011, табл. 1], для нижнего растянутого пояса из гнутосварного профиля, $\gamma_c = 1$.

Принимаем по ТУ 36-2287-80 сечение Гн120х4 (см. рис 6) с геометрическими характеристиками:

- площадь поперечного сечения $A = 18{,}56$ см^2;

- радиусы инерции сечения: $i_x = 4{,}74$ см; $i_y = 4{,}74$ см.

Расчётные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 600$ см; из плоскости фермы $l_{ef,y} = 1200$ см (ферма развязана в пролёте распорками, расположенными по опорам и на расстоянии по 6,0 м от оси колонн).

Проверяем условие:

$$\frac{D_d}{t} = \frac{120}{4} = 30 < 45.$$

Условие соблюдается.

Проверка гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{600}{4{,}74} = 126{,}6 \text{ см} < [\lambda]_x = 400;$$
$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{1200}{4{,}74} = 253{,}2 \text{ см} < [\lambda]_y = 400.$$

Проверка прочности сечения на растяжение:

$$\frac{N_{\text{Н}-2}}{AR_y\gamma_c} = \frac{171{,}24 \cdot 10}{18{,}56 \cdot 310 \cdot 1} = 0{,}3 < 1.$$

Проверка прочности обеспечена.

Проверка гибкости стенки:

$$\frac{h_{ef}}{t} = \frac{D_d - 4t}{t} = \frac{120 - 4 \cdot 4}{4} = 26 < \left[\frac{h_{\omega,ef}}{t}\right] = 1{,}29\sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1{,}29\sqrt{\frac{206000}{310}} = 33.3$$

Условие удовлетворяется.

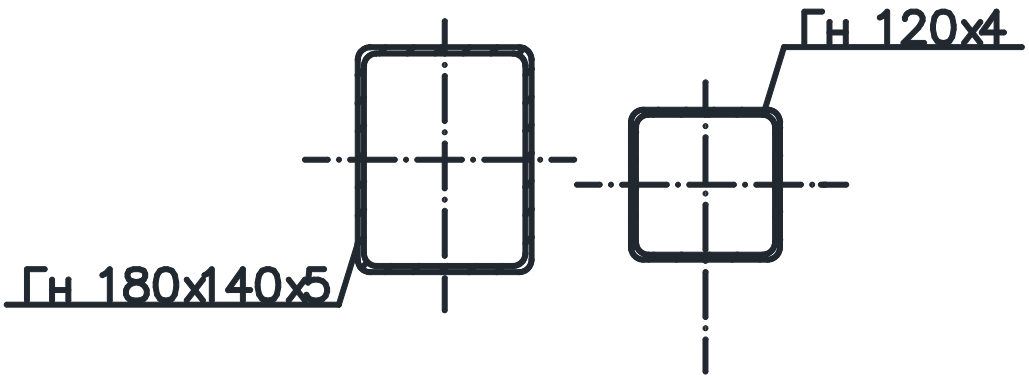


Рис 8 – Расчётные сечения верхнего (Гн 180х140х5) и нижнего (Гн 120х4) поясов фермы

Проверяем условие применения шарнирной расчётной схемы при выполнении статического расчёта:

- для верхнего пояса

$$\frac{D_d}{l_0} = \frac{18{,}0}{300} = \frac{1}{16{,}7} < \frac{1}{10}$$

- для нижнего пояса

$$\frac{D_d}{l_0} = \frac{12{,}0}{300} = \frac{1}{25} < \frac{1}{10}$$

Расчёт фермы выполняется по шарнирной схеме.

- Подбор сечения сжатых стоек и раскосов фермы

Стойки фермы и сжатые раскосы рассчитываем на максимальные усилия $N_{P-1} = -118{,}82$ кН

Задаёмся гибкостью $\lambda = 90$. Далее вычисляем условную гибкость по формуле $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \cdot \sqrt{\frac{310}{206000}} = 11{,}04$, [СП 16.13330.2011, табл. Д. 11], для типа стержней «*с*» согласно [СП 16.13330.2011, табл. 7] определяем коэффициент устойчивости при центральном сжатии $\varphi = 0{,}57$.

Требуемая площадь верхнего пояса

$$\mathrm{A_{тр}} = \frac{N_{\mathrm{P-1}}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{118{,}82 \cdot 10}{0{,}57 \cdot 310 \cdot 1} = 6{,}72 \text{ см}^2$$

где γ_c – коэффициент условий работы, определяемы по [СП 16.13330.2011, табл. 1], для верхнего сжатого пояса из гнутосварного профиля, $\gamma_c = 1$

Принимаем сечение по ТУ 36-2287-80 Гн 100х4 (см. рис 7) с геометрическими характеристиками:

- площадь поперечного сечения $\mathrm{A} = 15{,}36$ см^2;

- радиусы инерции сечения: ; $i_x = 3{,}92$ см; $i_y = 3{,}92$ см.

Расчётная длина стержня $l_{ef} = 0{,}9l = 0{,}9 \cdot 387 = 348{,}3$ см

Гибкость стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{383{,}3}{3{,}92} = 97{,}8; \overline{\lambda_x} = \lambda_x\sqrt{\frac{R_y}{E}} = 97{,}8\sqrt{\frac{310}{206000}} = 3{,}8$$

$\varphi_x = 0{,}530$

Предельная гибкость:

$$[\lambda]_x = 180 - 60 \cdot \alpha_x = 180 - 60 \cdot 0{,}47 = 152 > \lambda_x = 97{,}8$$

где $\alpha_x = \frac{N_{\mathrm{B}-4}}{\varphi \mathrm{A} R_y \gamma_c} = \frac{118{,}82 \cdot 10}{0{,}530 \cdot 15{,}36 \cdot 310 \cdot 1} = 0{,}47 < 0{,}5.$

Условия гибкости стержня выполняются.

Проверка устойчивости стержня верхнего пояса:

$$\frac{N_{\mathrm{B}-4}}{\varphi \mathrm{A} R_y \gamma_c} = \frac{118{,}82 \cdot 10}{0{,}53 \cdot 15{,}36 \cdot 310 \cdot 1} = 0{,}47 < 1$$

Устойчивость обеспечена.

Проверяем гибкость стенки:

$$\frac{h_{\omega,ef}}{t} = \frac{D_d - 4t}{t} = \frac{100 - 4 \cdot 4}{4} = 21 < \left[\frac{h_{\omega,ef}}{t}\right] = 1{,}29\sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1{,}29\sqrt{\frac{206000}{310}} = 33.3$$

Где t – толщина стенки сечения верхнего пояса.

Условие выполняется, поэтому при расчёте пояса во внимание принимается полная площадь сечения.

Проверяем гибкость верхнего пояса при монтаже конструкций.

- Подбор сечения растянутых раскосов

Растянутые раскосы рассчитываем на максимальное усилие $N_{\mathrm{P}-2} = 71{,}55$ кН.

Требуемая площадь сечения

$$\mathrm{A}_{\mathrm{тр}} = \frac{N_{\mathrm{P}-2}}{R_y \gamma_c} = \frac{71{,}55 \cdot 10}{310 \cdot 1} = 2{,}3 \text{ см}^2$$

где γ_c – коэффициент условий работы, определяемы по [СП 16.13330.2011, табл. 1], для нижнего растянутого пояса из гнутосварного профиля, $\gamma_c = 1$.

Принимаем по ТУ 36-2287-80 сечение Гн80х4 (см. рис 6) с геометрическими характеристиками:

- площадь поперечного сечения $A = 12{,}16$ см^2;

- радиусы инерции сечения: $i_x = 3{,}10$ см; $i_y = 3{,}10$ см.

Расчётная длина стержня

$$l_{ef} = 0{,}8l = 0{,}8 \cdot 387 = 309{,}6 \text{ см}.$$

Проверяем условие:

$$\frac{D_d}{t} = \frac{100}{4} = 25 < 45.$$

Условие соблюдается.

Проверка гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{309{,}6}{3{,}10} = 99, \text{см} < [\lambda]_x = 400;$$

Проверка прочности сечения на растяжение:

$$\frac{N_{\text{Н}-2}}{AR_y\gamma_c} = \frac{71{,}55 \cdot 10}{12{,}16 \cdot 310 \cdot 1} = 0{,}19 < 1.$$

Проверка прочности обеспечена.

Проверка гибкости стенки:

$$\frac{h_{ef}}{t} = \frac{D_d - 4t}{t} = \frac{100 - 4 \cdot 4}{4} = 21 < \left[\frac{h_{\omega,ef}}{t}\right] = 1{,}29\sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1{,}29\sqrt{\frac{206000}{310}} = 33.3$$

Условие удовлетворяется.

Таблица расчёта сечений стержней фермы

Элемент фермы	Обозн-е	Расчётные усилия, кН	Марка стали	Сечение	Площадь сечения, см2	Расчётная длина, см		Радиус инерции, см		Гибкость		$\overline{\lambda_{max}}$	$[\lambda]$
						$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	i_x	i_y	λ_x	λ_y		
Верхний пояс	В-1	82.09	С345	Гн 180х140х5	31.00	280	580	6.91	5.69	40.5	101.9	3.87	400
	В-2	-147.66				300	600	6.91	5.69	43.4	105.4	4.01	140.4
	В-3	-147.66				300	600	6.91	5.69	43.4	105.4	4.01	140.4
	В-4	-171.05				300	600	6.91	5.69	43.4	105.4	4.01	126
Нижний пояс	Н-1	92.96		Гн120х4	18.56	580	580	4.74	4.74	122.4	122.4	4.65	400
	Н-2	171.24				600	1200	4.74	4.74	126.6	253.2	9.62	400
Раскосы	Р-1	-118.82		Гн 100х4	15.36	383	387	3.92	3.92	97.8	98.7	3.75	400
	Р-2	71.55		Гн 80х4	12.16	383	387	3.1	3.1	123.5	124.8	4.74	400
	Р-3	-36.57		Гн 100х4	15.36	372	414	3.92	3.92	94.9	105.6	4.01	152.4
	Р-4	4.55		Гн 80х4	12.16	372	414	3.1	3.1	120.0	133.5	5.07	400
Стойки	С-1	-21.69		Гн 100х4	15.36	239	265	3.92	3.92	60.8	67.6	2.57	163.2
	С-2	-6.26				275	305	3.92	3.92	70.0	77.8	2.96	174

- Расчёт сварных швов прикрепления решётки фермы к верхнему и нижнему поясам и фасонкам фермы

Растянутый раскос Р-2

По расчёту на прочность для раскоса принят профиль Гн 80х4.

Определяем длину продольных швов:

$$b = \frac{d_b}{\sin\alpha} = \frac{80}{\sin 51^o} = 104 \text{ мм.}$$

Отношение величин:

$$\frac{c}{d} = \frac{2}{13} = 0{,}15 < 0{,}25.$$

Расчётная длина швов

$$l_\omega = 2b + d = 2 \cdot 13 + 8 = 34 \text{ см.}$$

Проверка сварного шва по нормальным напряжениям:

$$\frac{N_{\text{Р}-2}\sin\alpha}{t_a l_\omega R_{\omega s}\gamma_c} = \frac{71{,}55 \cdot 10 \cdot \sin 51^o}{0{,}4 \cdot 34 \cdot 263{,}5 \cdot 1} = 0{,}16 < 1,$$

где $R_{\omega y} = 0{,}85R_y = 0{,}85 \cdot 310 = 263{,}5$ МПа.

Прочность шва обеспечена.

Проверка сварного шва по касательным напряжениям:

$$\frac{N_{\text{Р}-2}\cos\alpha}{t_a l_\omega R_{\omega y}\gamma_c} = \frac{71{,}55 \cdot 10 \cdot cos\, 51^o}{0{,}4 \cdot 34 \cdot 184 \cdot 1} = 0{,}17 < 1,$$

где $R_{\omega s} = 0{,}85\frac{R_{ny}}{\gamma_m} = 0{,}58 \cdot \frac{325}{1.025} = 184$ МПа.

Проверка сварного шва по приведённым напряжениям:

$$\frac{\sqrt{{\sigma_\omega}^2 + 3{\tau_\omega}^2}}{1{,}15R_{\omega z}\gamma_{\text{c}}} = \frac{\sqrt{(0{,}16 \cdot 263{,}5)^2 + 3 \cdot (0{,}17 \cdot 184)^2}}{1{,}15 \cdot 263{,}5 \cdot 1} = 0{,}23 < 1$$

Условие соблюдется.

- Расчёт и конструирование узлов фермы

Расчёт опорных узлов фермы на колонну

Узел 1

Узел опирания фермы на колонну – шарнирный. Для крепления верхнего пояса к колонне конструктивно принимаем болты М20 класса 5.6.

Узел 2

Согласно заданию узел опирания фермы на колонну – жёсткий. Для крепления нижнего пояса к колонне принимаем болты М20 класса 5.6.

Опорная реакция фермы: $R_A = 97{,}605$ кН.

Требуемая длина сварного шва, соединяющего опорное ребро с фермой:

$$l_\omega = \frac{R_A}{nk_f\beta_f R_{\omega z}\gamma_c} = \frac{97{,}605 \cdot 10}{2 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot 166{,}5 \cdot 1} = 6{,}51 \text{ см}$$

Высоту опорного столика принимаем конструктивно 280 мм. Назначаем опорный фланец шириной 320 мм и толщиной 16 мм.

Проверяем напряжение смятия торца фланца от опорной реакции:

$$\frac{1{,}2R_A}{A_p R_u} = \frac{1{,}2 \cdot 97{,}605 \cdot 10}{32 \cdot 1{,}6 \cdot 450} = 0{,}05 < 1.$$

Прочность обеспечена.

Выполняем проверку сварного шва прикрепления верхнего пояса к опорному фланцу. Нормальные напряжения в сварном шве, соединяющем верхний пояс с фланцем,

$$\sigma_\omega = \frac{F_p}{l_\omega k_f} = \frac{500}{55 \cdot 0{,}6} = 15{,}2 \text{ МПа}.$$

Касательное напряжение

$$\tau_\omega = \frac{R_A}{k_f l_\omega} = \frac{97{,}605 \cdot 10}{0{,}6 \cdot 55} = 29{,}6 \text{ МПа},$$

Проверяем прочность шва по приведённым напряжениям:

$$\frac{\sqrt{{\sigma_\omega}^2 + 3{\tau_\omega}^2}}{1{,}15\ \ \omega z \gamma_c} = \frac{\sqrt{15{,}2^2 + 3 \cdot 29{,}6^2}}{174{,}8} = 0{,}3 < 1,$$

Прочность сварного шва обеспечена.

- Расчёт укрупнительных монтажных стыков

Для удобства перевозки конструкций ферму проектируем из двух отправочных марок, которые соединяются на стройплощадке с помощью укрупнительных стыков.

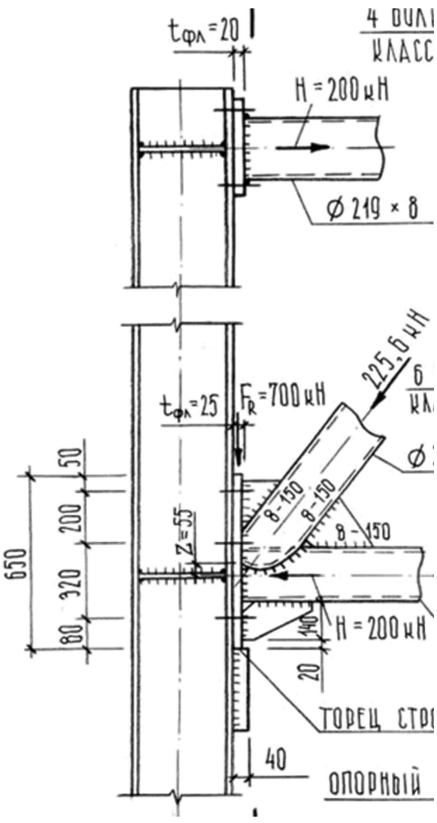


Рис 9 – Опорные узлы верхнего и нижнего узлов фермы

Узел 3

Монтажный стык работает на сжатие. Фланцы принимаем толщиной 16 мм из стали марки С255 ГОСТ 277772-88*. Для фланцевого соединения назначаем четыре болта М20 класса 5.6.

Диаметр шайб $d_{ш} = 37$ мм, диаметр отверстий – 23 мм.

Болты следует размещать так, чтобы соблюдались конструктивные требования расположения. Проверяем конструктивные требования:

$$b_1 = 50 \text{ мм} > \frac{d_{ш}}{2} + k_f + 2 = \frac{37}{2} + 6 + 2 = 26{,}5 \text{ мм};$$

$$b_1 = 50 \text{ мм} \leq 3d = 3 \cdot 20 = 60 \text{ мм};$$

$$a_z = 50 \text{ мм} \geq 0{,}8d_{ш} = 0{,}8 \cdot 37 == 29{,}6 \text{ мм};$$

$$b_1 = 50 \text{ мм} \leq a_z = 50 \text{ мм} \leq 1{,}4b_1 = 1{,}4 \cdot 50 = 70 \text{ мм};$$

$$\omega = 105 \text{ мм} < 4b = 4\left(b_1 - k_f\right) = 4 \cdot (50 - 6) = 176 \text{ мм},$$

где b_1 – расстояние от грани до оси болта;
$d_{ш}$ – наружный диаметр шайбы;
d – номинальный диаметр резьбы болта;
a_z – расстояние от фланца до оси болта по вертикали;
ω – ширина фланца, приходящаяся на 1 болт наружной зоны.

Условия размещения болтов выполняются.

Расчётное усилие в стыке

$$N_{\text{ст}} = |N_{\text{В}-4}| = 171{,}05 \text{ кН}$$

Проверяем условие возможности появления сдвига во фланцевом соединении для сжатого стержня:

$$Q = 67{,}32 \text{ кН} < \mu N_{\text{ст}} = 0{,}42 \cdot 171{,}05 = 71{,}84 \text{ кН},$$

где поперечная сила от местной нагрузки:

$$Q = \frac{p_s l}{4} = \frac{10{,}8 \cdot 23{,}6}{4} = 67{,}32 \text{ кН}.$$

где μ – коэффициент трения, определяемый по [СП 16.13330.2011, табл. 42].

Условие недопущения сдвига выполняется.

В случае если данная проверка на сдвиг не проходила бы, то вместо простых болтов требуется принимать высокопрочные.

Проверяем стык верхнего пояса с фланцем.

Проверка соединения из условия прочности металла границы сплавления:

$$\frac{N_{\text{ст}}}{\beta_z R_{\omega z} \gamma_c k_f l_\omega} = \frac{171{,}05 \cdot 10}{1{,}05 \cdot 166{,}5 \cdot 1 \cdot 0{,}6 \cdot 55} = 0{,}29 < 1.$$

Условие выполняется.

Узел 4.

При проектировании примыкания раскосов к поясу фермы пересечение их осей смещается с оси пояса на величину е. Это делается с целью выполнения требуемого зазора между носками раскосов. Изгибающий момент, возникающий от внецентренного положения нагрузки, допускается не учитывать при величине эксцентриситета е не более 0,25 высоты сечения пояса.

Проектирование и расчёт узлов фермы следует выполнять в соответствии с требованиями норм, изложенными [СП 16.13330.2011, прил. Л, п. Л. 2].

Проверим прочность узла фермы. Величину углов наклона раскосов принимаем равной $\alpha = 51^{\text{o}}$. Определяем проекции высот раскосов на пояс:

$$b_1 = \frac{d_{b1}}{\sin\alpha} = \frac{100}{\sin 51^{\text{o}}} = 130 \text{ мм}; \; b_2 = \frac{d_{b2}}{\sin\alpha} = \frac{100}{\sin 51^{\text{o}}} = 130 \text{ мм}.$$

Величина зазора между полками раскосов $2c = 20$ мм.

Проверяем расчётные условия:

$$\frac{c}{b_2} = \frac{10}{130} = 0{,}1 < 0{,}25; \; \frac{d_1}{D} = \frac{d_2}{D} = \frac{100}{120} = 0{,}83 < 0{,}9.$$

Проверка несущей способности стенки пояса при одностороннем примыкании к нему стержней решётки фермы выполняется по формуле:

$$\left(N+\frac{1{,}5M}{d_b}\right)\cdot\frac{\left(0{,}4+1{,}8\frac{g}{b}\right)f\sin\alpha}{\gamma_c\gamma_d\gamma_D R_y t^2\left(b+g+\sqrt{2Df}\right)}\le 1,$$

где γ_d – коэффициент, зависящей от знака усилия в примыкающем элементе, $\gamma_d = 1{,}2$ – при растяжении; 1,0 – в остальных случаях;
γ_D – коэффициент, учитывающий вид напряжённого состояния пояса, $\gamma_D = 1$ – при растяжении, при сжатии рассчитывается по формуле $\gamma_D = 1{,}5-\frac{\sigma}{R_y}$.

Проверка несущей способности стенки пояса для стержня Р-1 на продавливание.

Определяем соотношение

$$\frac{\sigma}{R_y}=\frac{|N|}{A_f R_f}=\frac{|-118{,}82\cdot 10|}{31\cdot 310}=0{,}123;$$

где $\gamma_D = 1{,}5-0{,}123=1{,}377$.

Выполняем проверку несущей способности стенки пояса:

$$\frac{N_{\text{Р}-1}\left(0{,}4+1{,}8\frac{g}{b}\right)f\sin\alpha}{\gamma_c\gamma_d\gamma_D R_y t^2\left(b+g+\sqrt{2Df}\right)}=\frac{118{,}82\cdot 10\cdot\left(0{,}4+1{,}8\frac{1}{13}\right)\cdot 1\cdot\sin 51}{1\cdot 1\cdot 1{,}377\cdot 310\cdot 0{,}4^2\left(13+1+\sqrt{2\cdot 12\cdot 1}\right)}=0{,}36\le 1.$$

Условие выполняется.

Проверка несущей способности стенки пояса для стержня Р-2 на вырывание (т.к. раскос растянут).

$$\frac{N_{\text{Р}-3}\left(0{,}4+1{,}8\frac{g}{b}\right)f\sin\alpha}{\gamma_c\gamma_d\gamma_D R_y t^2\left(b+g+\sqrt{2Df}\right)}=\frac{71{,}55\cdot 10\cdot\left(0{,}4+1{,}8\frac{1}{13}\right)\cdot 1\cdot\sin 51}{1\cdot 1{,}2\cdot 1\cdot 310\cdot 0{,}4^2\left(13+1+\sqrt{2\cdot 12\cdot 1}\right)}=0{,}25\le 1.$$

Прочность стенки пояса обеспечена.

Проверка несущей способности боковых граней пояса на месте примыкания сжатого раскоса.

Вычисляем расчётное условие:

$$\frac{d}{D}=\frac{80}{120}=0{,}67<0{,}85.$$

Проверку боковых граней пояса выполнять не требуется.

Выполняем проверку несущей способности элементов решётки в месте примыкания к поясу по формуле:

$$\left(N+\frac{1{,}5M}{d_b}\right)\cdot\frac{\left(0{,}4+0{,}018\frac{D}{t}\right)\sin\alpha}{\gamma_c\gamma_D R_{yd}kA_d}\le 1.$$

Вычисляем коэффициент k. Определяем неравенства:

$$4\left(\frac{t_d}{d}\right)^2-\frac{R_{yd}}{E}=4\left(\frac{4}{80}\right)^2-\frac{310}{206000}=0{,}0085>0;$$

$$4\left(\frac{t_d}{d}\right)^2-\frac{R_{yd}}{E}=4\left(\frac{4}{80}\right)^2-\frac{310}{206000}=0{,}0085>0{,}0006.$$

Тогда k=1,0.

Проверяем несущую способность сжатого раскоса Р-1.

$$\frac{N_{\text{Р}-1}\left(0{,}4+0{,}018\frac{D}{t}\right)\sin\alpha}{\gamma_c\gamma_D R_{yd}t^2A_d}=\frac{118{,}82\cdot 10\cdot\left(0{,}4+0{,}018\frac{12}{0{,}5}\right)\cdot\sin 51}{1\cdot 1\cdot 1\cdot 310\cdot 15{,}36}=0{,}17\le 1.$$

Расчётное условие выполняется.

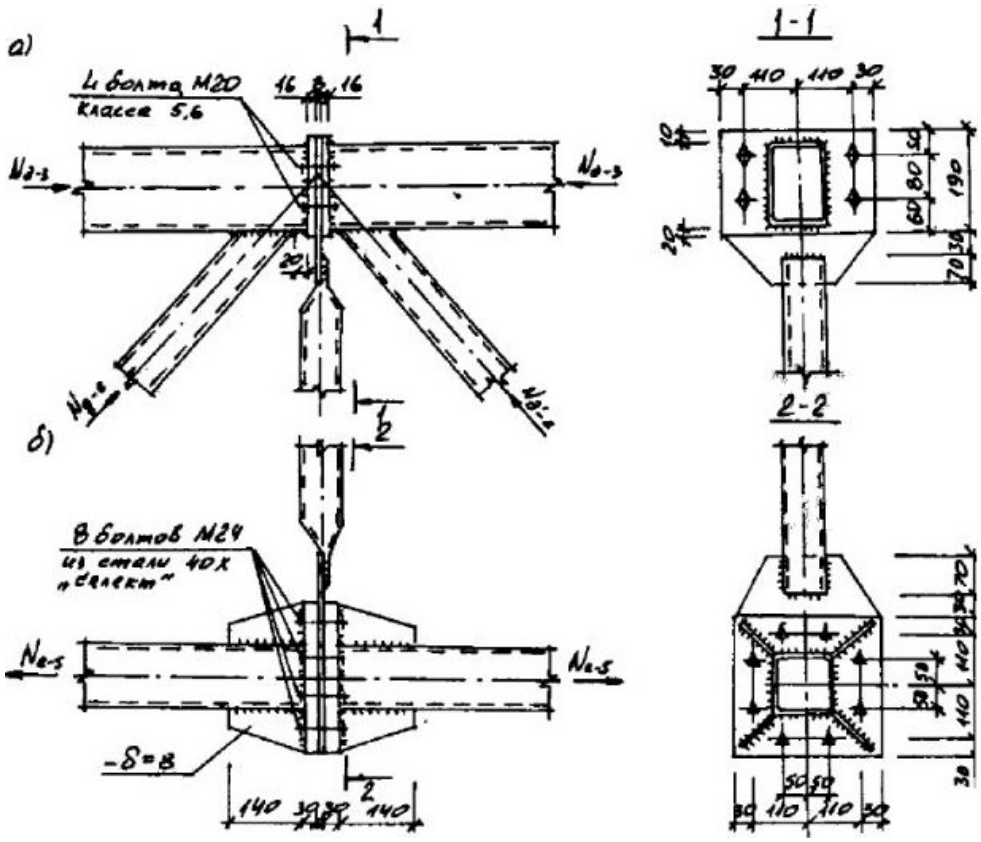


Рис 10 – Укрупнительные стыки ферм из гнутосварных профилей.

- Проверка жёсткости фермы

Используя рекомендации, приведённые в справочной [Справочник проектировщика. Металлические конструкции, том 3, Т. 2] и технической литературе [Металлические конструкции. У чебник. Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя], теоретический прогиб фермы можно определить по формуле Мора:

$$f = \sum \frac{\overline{N_i} N_{pi}}{EA_i} l_i,$$

где $\overline{N_i}$ и N_{pi} – усилия в i-м стержне от единичной нагрузки и от полной нагрузки;

l_i – длина i-ого стержня;

A_i – площадь сечения i-ого стержня.

Усилия в ферме от единичной нагрузки определяем с помощь. ЭВМ. Расчёт прогиба удобнее вести в табличной форме:

Элемент фермы	Обозн-е	Количество, n, шт	Усилия от ед-ой нагрузки, кН	Расчётные усилия, кН	l, м	A, см2	$n\frac{\overline{N}N_p}{EA}l$
Верхний пояс	В-1	2	0.0	82.09	3	31.00	0.00
	В-2	2	-0.9	-147.66	3	31.00	25.72
	В-3	2	-0.9	-147.66	3	31.00	25.72
	В-4	2	-1.9	-171.05	3	31.00	62.90
Нижний пояс	Н-1	2	0.5	92.96	6	18.56	30.05
	Н-2	2	1.5	171.24	6	18.56	166.07
Раскосы	Р-1	2	-0.7	-118.82	3.9	15.36	41.95
	Р-2	2	0.8	71.55	3.9	12.16	36.46
	Р-3	2	-0.8	-36.57	4.1	15.36	15.76
	Р-4	2	0.8	4.55	1.1	12.16	0.68
Стойки	С-1	2	0.0	-21.69	3	15.36	0.00
	С-2	1	0.0	-6.26	3	15.36	0.00
						$\sum$	405.32

Вычисляем прогиб от расчётной нагрузки:

$$f = \sum \frac{\overline{N_i} N_{pi}}{EA_i} l_i = \frac{405{,}32 \cdot 10}{2060} = 1{,}97 \text{ см}.$$

Усреднённое значение коэффициента надёжности по нагрузке

$$\gamma_f = \frac{q+S}{q^{\text{н}}+S_0} = \frac{9{,}8+18}{8{,}9+12{,}6} = 1{,}3,$$

где q и S – расчётное значение соответственно постоянной и снеговой нагрузок на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия; $q^{\text{н}}$ и S_0 – нормативные значения постоянной и снеговой нагрузок на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия.

Проверяем условие жёсткости исходя из требований [СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия]. Согласно требованиям норм проектирования прогиб вычисляется от нормативной постоянной и длительной нагрузок:

$$f_{\text{п}} = \frac{f}{\gamma_f} \cdot \frac{q^{\text{н}}+0{,}7S_0}{q^{\text{н}}+S_0} = \frac{1{,}97}{1{,}3} \cdot \frac{8{,}9+0{,}7 \cdot 12{,}6}{8{,}9+12{,}6} = 1{,}3 \text{ см} < [f] = \frac{l}{250} = \frac{2360}{250} = 9{,}4 \text{ см},$$

где $f_{\text{п}}$ – прогиб от нормативной нагрузки; $[f]$ – вертикальный предельный прогиб, принимаемый по [СП 20.13330.2011, табл. Е. 1].

Жёсткость достаточна.

Согласно [СП 16.13330.2011, п. 15.2.6] определяем требуемый строительный подъём фермы:

$$[f_0] = \frac{f}{\gamma_f} + \frac{l}{200} = \frac{1{,}97}{1{,}3} + \frac{2360}{200} = 17{,}2\text{см}.$$

Величина строительного подъёма при требуемом уклоне $i = 0{,}025$

$$f_0 = \frac{l}{2} 0.025 = \frac{2360}{2} 0.025 = 13{,}32 \text{ см} > [f_0] = 17{,}2 \text{ см}.$$

Строительный подъём достаточен.

5. Сравнительная характеристика конструктивных решений

Характеристика	Фермы с поясами из тавров и решёткой из одиночных уголков	Фермы из гнутосварных профилей
Пролёт, м	24	24
Сечение поясов	Тавр	Гнутосварной пр-ль
Сечение стоек и раскосов	Уголок	Гнутосварной пр-ль
Масса, тонна	6,782	6,072
Марка стали	С345	С345
Стоимость, руб/т	50000	55000

Вывод: по стоимости конструкции за тонну и долговечности рациональнее принимать ферму с поясами из тавров и решёткой из одиночных уголков. Тавровое сечение поясов позволяет очень просто конструировать узлы, особенно при решетке из одиночных уголков. Также есть вероятность, что ферма из гнутосварных профилей будет негерметично проварена, что приведёт к образованию ржавчины, уменьшая её долговечность.

Список литературы

1) СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003;

2) СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* (с Изменением N 2);

3) ГОСТ 12.1.005-88 Система стандартов безопасности труда (ССБТ). Общие санитарно-гигиенические требования к воздуху рабочей зоны (с Изменением N 1)

4) ГОСТ 31174-2003 Ворота металлические. Технические условия;

5) ГОСТ 30674-99 Блоки оконные из поливинилхлоридных профилей. Технические условия (с Поправкой);

6) ГОСТ 6629-88 Двери деревянные внутренние для жилых и общественных зданий. Типы и конструкция;

7) Общесоюзный каталог типовых строительных конструкций и изделий. Сборник каталожных листов, 3.01 П-5.89, в 2-х томах, стальные конструкции и изделия одноэтажных зданий промышленных предприятий, М.: ЛПП ЦИТП, 1990;

8) С. В. Дятков, А. П. Михеев. Архитектура промышленных зданий. 3-е изд., перераб. и доп. –М.: изд-во АСВ, 1998. – 480 с. Рис. 227, табл. 31, библиогр. 48 назв;

9) И.А. Шерешевский. Конструирование промышленных зданий и сооружений. Учебное пособие для студентов строительных специальностей. – М.: «Архитектура – С», 2005. 168 с., ил.

10) Абрашитов В.С., Второв Б.М. Компановка и статический расчет поперечной рамы стального каркаса одноэтажного производственного здания. Пенза: ПГУАС, 1996.

11) Абрашитов В.С., Туманов В.А. Расчет и проектирование стропильных металлических ферм. Пенза: ПГУАС, 2010.

12) Багдоев С.Г. Проектирование поперечной рамы одноэтажного промышленного здания. Пенза: ПГУАС, 2010.

13) Григорьев А.В., Комаров В.А., Вдовина В.Я. Выбор монтажных приспособлений, оборудования и механизмов: Учебное пособие. –Пенза: ПГАСА, 1996.

14) Кузин Н.Я. Проектирование и расчет стальных ферм покрытия промышленных зданий. М.: ИНФРА-М, 2015.

15) Кудишин Ю.И., Беленя Е.И. Металлические конструкции. Москва: Академия, 2010.

16) Михеев А.П. Промышленные здания. М.: АСВ, 2013.

17) СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*, М.: ЦИТП Госстроя СССР, 2011.

18) СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* (с Изменением N 1), М.: ЦИТП Госстроя СССР, 2011.

19) СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87 (с Изменением N 1) - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 2012.

20) Агафонкина Н.В. Пособие по выполнению курсовой работы на тему: Проект производства работ на возведение надземной части здания. – Пенза, ПГУАС.

21) Пресняков А.В., Вдовина В.Я. Разработка технологических и организационных решений в проектах производства работ. Учебное пособие. – 2-изд. – Пенза, ПГУАС, 1999г.

22)СК-3.01.П-5.94 Сборник каталожных листов. Стальные конструкции и изделия зданий промышленных предприятий. Том 2

23) ЕНиР. Сборник Е4. Монтаж и устройство сборных и монолитных железобетонных конструкций. Выпуск 1. Здания и промышленные сооружения - М. Стройиздат. 1989г.

24) ЕНиР. Сборник Е22. Сварочные работы. Выпуск 1. Гоммтрой СССР. – М. Стройиздат. 1987г.

25) СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87. – М. Стройиздат. 2012г.

26) СП 48.13330.2011. Организация строительства. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004. – М. Стройиздат. 2011г.

27) ГЭСН-2001-01. Сборник №1. Земляные работы.

28) ГЭСН-2001-06. Сборник №6. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные.

29) ГЭСН-2001-07. Сборник №7. Бетонные и железобетонные конструкции сборные.

30) ГЭСН-2001-08. Сборник №8. Конструкции из кирпича и блоков.

31) ГЭСН-2001-09. Сборник №9. Строительные металлические конструкции.

32) ГЭСН-2001-11. Сборник №11. Полы.

33) ГЭСН-2001-12. Сборник №12. Крыши, кровли.

34) ГЭСН-2001-15. Сборник №15. Отделочные работы.

35) ЕНиР Сборник Е-2 Выпуск 1. Земляные работы. Выпуск 1. Ручные и механизированные работы.

36) ЕНиР Сборник Е-4 Выпуск 1. Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций. Выпуск 1. Здания и промышленные сооружения.

37) ЕНиР Е-5 Выпуск 1. Монтаж металлических конструкций. Выпуск 1. Здания и промышленные сооружения.

38) ЕНиР Е-7. Кровельные работы.

39) ЕНиР Е-8 Выпуск 1. Отделочные покрытия строительных конструкций. Выпуск 1. Отделочные покрытия.

40) ЕНиР Е-19. Устройство полов.

41) Инструкция о порядке разработки, согласования и утверждения проектной документации на строительство зданий и сооружений (СНиП 10-01-04). – М.: Минстрой России, 1995.

42) Как рассчитать эффективность инвестиций /Д.Э.Старик. – М.: Финстатинформ, 1996.

43) Методические рекомендации по оценке эффективности инвестиционных проектов и их отбору для финансирования: утв. Госстроем России, Минэкономики РФ, Минфином РФ, Госкомпрома России. – М.: Информэлектро, 1994.

44) Методические указания по определению стоимости строительства предприятий, зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1985.

45) Методические указания к выполнению раздела экономика и организация дипломного проекта по архитектурному проектированию /В.Н.Абрамова, В.И.Карасев. – Пенза: ИСИ, 1992.

46) Порядок определения сметной стоимости строительства и свободных (договорных) цен на строительную продукцию в условиях развития рыночных отношений. – М.: Госстрой РФ, 1994.

47) Примеры расчетов основных технико-экономических показателей жилых, общественных и промышленных объектов: Учеб.пособие /В.И.Карасев. – Пенза: ПГАСА, 1998.

48) СН 545-82. Инструкция по технико-экономической оценке типовых и экспериментальных жилых домов и общественных зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1982.

49) СН 546-82. Инструкция по технико-экономической оценке проектов жилых домов и общественных зданий и сооружений для конкретных условий строительства. – М.: Стройиздат, 1982.

50) СН 547-82. Инструкция по определению эксплуатационных затрат при оценке проектных решений и общественных зданий. – М.: Стройиздат, 1982.

51) СН 509-78. Инструкция по определению экономической эффективности использования в строительстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений. – М.: Стройиздат, 1979.

52) П 81-01-94. Свод правил по определению стоимости строительства в составе предпроектной и проектно-сметной документации. – М.: Минстрой РФ, 1995.

53) СНиП 2. 08.01-89. Жилые здания. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1989.

54) СНиП 2. 08.02-89. Общественные здания и сооружения. – М.: Стройиздат, 1989.

55) СНиП 2. 09.02-85*. Производственные здания. – М.: Стройиздат 1985.

56) СНиП 2.04.05-86. Отопление, вентиляция и кондиционирование. – М.: Стройиздат, 1986.

57) СНиП 2.07.01-89. Градостроительство, планировка и застройка городских и сельских поселений. – М.: Стройиздат, 1990.

58) Технико-экономическая оценка проектных решений жилых и общественных зданий / Ю.П.Панибратов. – Л.: Стройиздат, 1983.

59) Технико-экономическая оценка проектных решений объектов строительства: Учеб.пособие /В.И.Карасев. – Пенза, ПГАСА, 1998.

60) Управление проектами /В.Д.Шапиро и др. – М.: Два-Три, 1996. – 610 с.

61) Экономика строительства /Под ред. И.С.Степанова. – М.: Юрайт, 1997. – 416 с.

62) Экономические расчеты в курсовых и дипломных проектах / Ю.П.Панибратов и др. – М.: Высшая школа, 1984.

63) Экономика архитектурного проектирования и строительства /В.А.Варежкин, В.С.Гребенкин и др. – М.: Стройиздат, 1990.

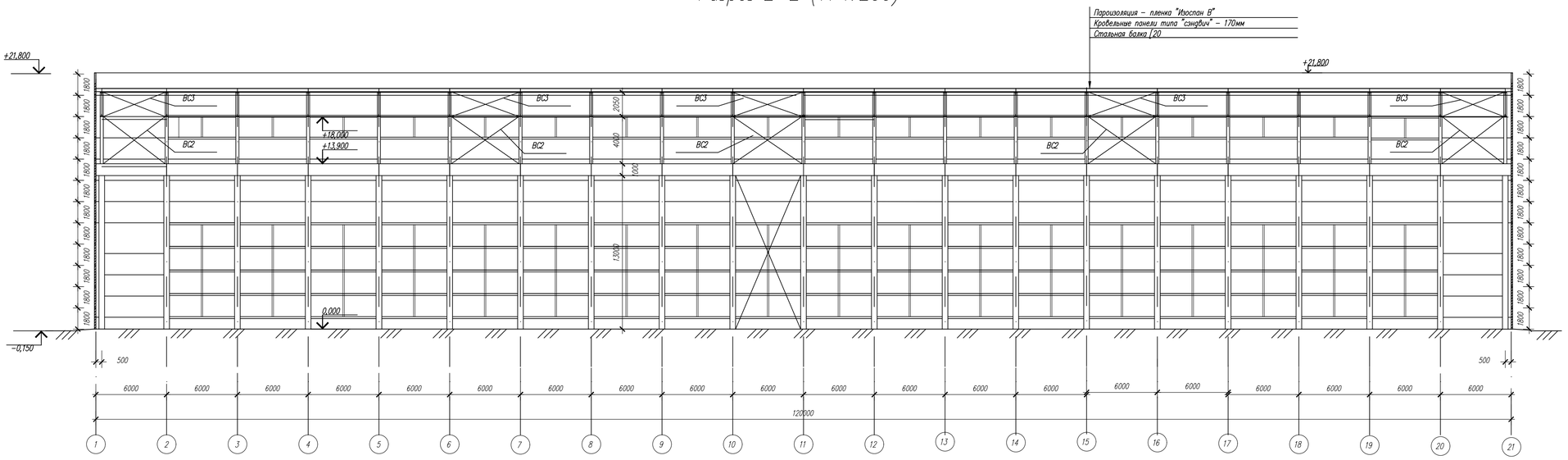
64) Экономика архитектурно-проектных решений /Л.П.Лукаев, В.В.Рузин, А.Г.Воронина. – М.: Стройиздат, 1972.

65) СП 12-135-2003 «Безопасность труда в строительстве.», . М.: ФГУ ЦОТС Госстроя России, 2003.

66) СП 4.13130.2009 «Системы противопожарной защиты», . М.: ФГУ ЦОТС Госстроя России, 2009.

67) СП 52.13330.2011 Естественное и искусственное освещение. Актуализированная редакция СНиП 23-05-95*

Разрез 2–2 (М 1:200)



Разрез 1–1(М 1:200)

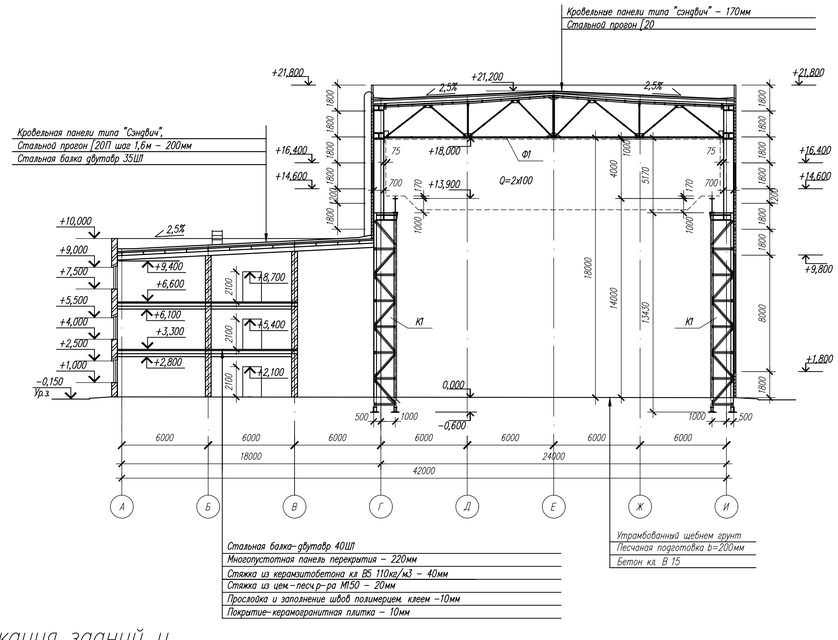
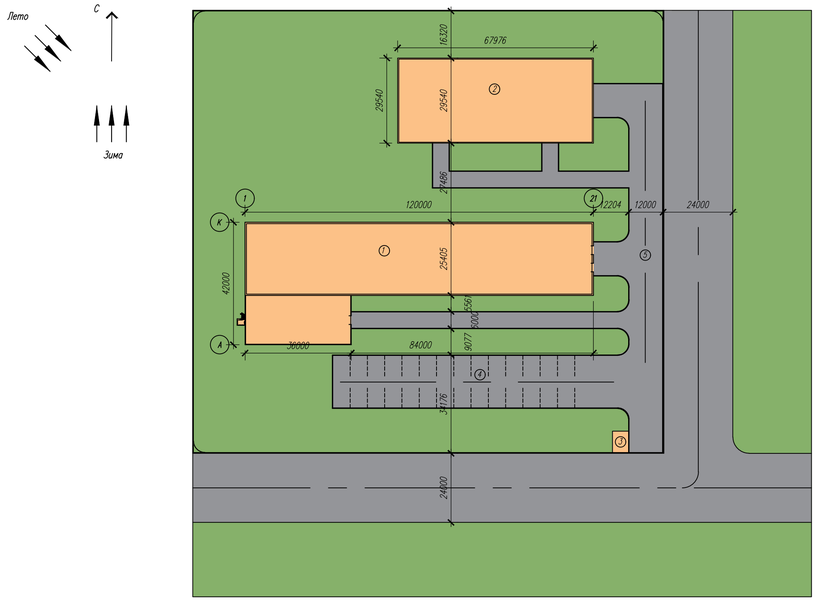


Схема организации земельного участка (м 1:800)



ТЭП схемы организации земельного участка

Номер п/п	Наименование	
1	Площадь территории	2,96 га
2	Площадь занятая зданиями и сооружениями	0,62 га
3	Площадь занятая откр–ми складами	0,16 га
4	Коэффициент застройки	47,5 %
5	Площадь занятая озеленением	17352 м²
6	Коэффициент озеленения	53,3 %
7	Площадь дорог и площадок	9211 м²
8	Протяженность ограждения	652 м

Условные обозначения:

- Здания на территории цеха
- Зеленые насаждения
- Дорога и тратуары
- Ограждение территории цеха

Экспликация зданий и сооружений

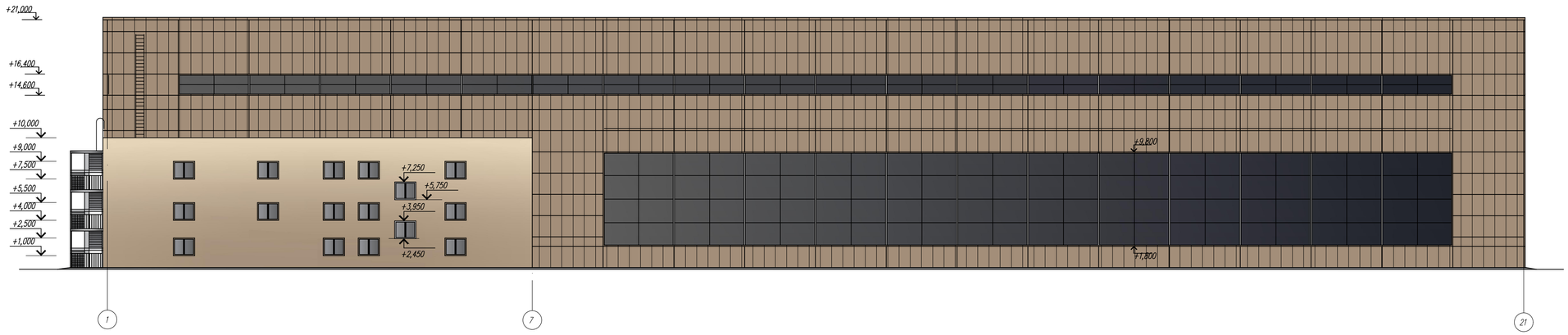
Номер п/п	Наименование	Примечание
1	Кузнечно–прессовый цех	
2	Склад	
3	Проходная	
4	Парковка для персонала	
5	Дорожки для транспорта	

Зав. кафедры	Лоськов Н.Н.			ВКР–2069059–080301–131147–17
Консультанты				
Арх–строит.	Пучков Ю.М.			Кузнечно–прессовый цех с административными помещениями в городе Пенза
Расч–констр.	Абрашитов В.С.			
Осн. и фунд.	Чичкин А.Ф.			
ТиО стр–ва	Карпова О.В.			Производственное здание
Экон–ка стр.	Сорьянов А.Н.			
Вопр.эк. и БЖД	Разживина Г.П.			
НИР	Абрашитов В.С.			Схема организации земельного участка, экспликация зданий разрез 1–1, разрез 2–2
Руководитель	ВКР Абрашитов В.С.			
Исполнил	Янина О.В.			

Стадия	Лист	Листов
У	3	8

ПГУАС каф. СК гр. Стп–43

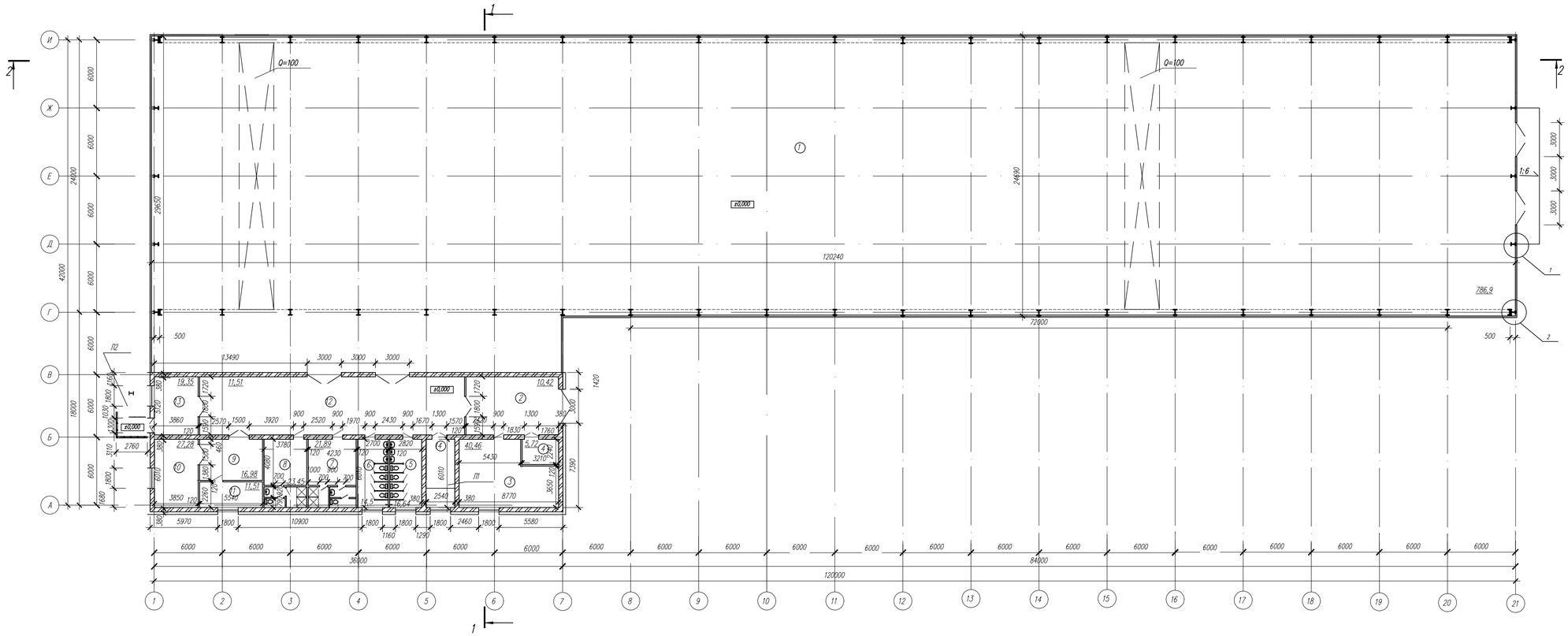
Фасад 1–21 (М 1:200)



Экспликация помещений на отм. 0,000

Номер по плану	Наименование	Площадь м2	Категория произв-ва
1	Кузнечно-прессовый цех	786,9	
2	Вестибюль	10,42	
3	Помещение операторов	40,46	
4	Помещение охраны	5,72	
5	Санузел М с участком уборочного инвентаря	16,64	
6	Санузел Ж участком уборочного инвентаря	14,5	
7	Гардеробная М санузлом и дешевой	21,89	
8	Гардеробная Ж санузлом и дешевой	23,45	
9	Карная	16,98	Д
10	Котельная	27,28	Г
11	Насосная	11,51	Д
12	Коридор	29,88	
13	Вход на пожарную лестницу	19,35	
14	Лестница	15,25	
	Итого	1039,8	

План на отм. 0,000 (М 1:200)



Примечания

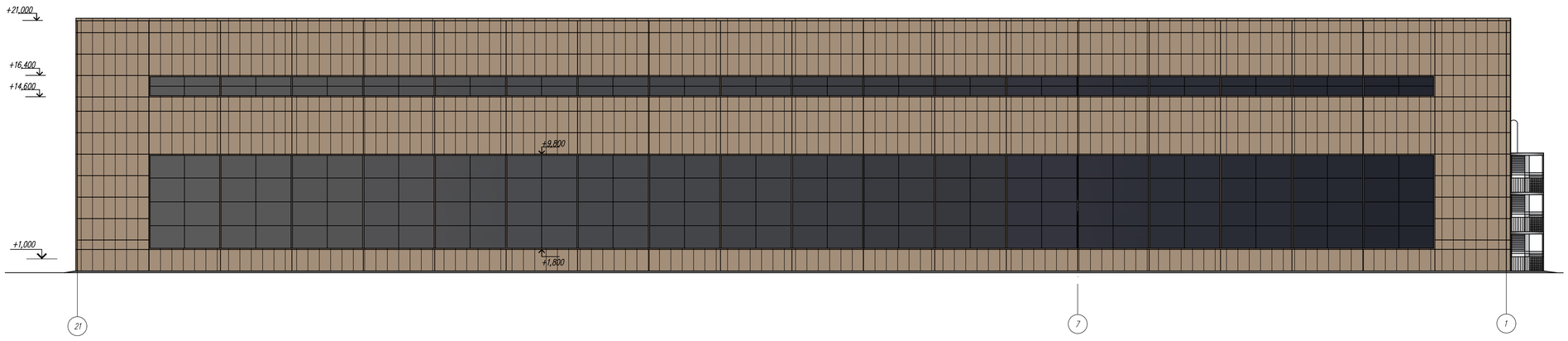
1. Внутренние стены выполнены из керамического полнотелого одинарного кирпича КОРПо 1НФ/100/2,0/25 по ГОСТ 530-2012 на цементно-песчаном растворе М50.
2. В санузлах и душевых смонтированы сантехнические перегородки заводского изготовления из влагостойкой ДСП "ПФ25М стандарт" на каркасе из нержавеющей стали.
3. Перегородки выполнены из гипсокартонных листов толщиной 12,0 мм в два слоя с каждой стороны на металлическом каркасе из оцинкованных профилей толщиной 0,6мм (ПН75(50)/40; ПС75(50)/50) в соответствии с серией шифр МВ.12/06.
Перегородки в насосной, коридоре выполнены из керамического полнотелого одинарного кирпича КОРПо 1НФ/100/2,0/25 по ГОСТ 530-2012 на цементно-песчаном растворе М50 толщиной 120мм с армированием сетками из арматуры Ø4Вр-I с ячейкой 80х80мм через 4 ряда кладки.
В санузлах, тамбуре стороны данных помещений облицовку каркаса выполнить из влагостойких ГКЛ в два слоя. В местах крепления сантехнического оборудования шаг стоечных профилей принять – 400мм.
4. Двери на путях эвакуации выполнить с уплотнением в притворах и оборудовать приборами для самозакрывания.
5. В санузлах и душевых по оси "1" выполнена облицовка стеновых сэндвич-панелей на высоту помещения из керамического полнотелого одинарного кирпича КОРПо 1НФ/100/2,0/35 по ГОСТ 530-2007 на цементно-песчаном растворе М50 толщиной 120мм с заведением гидроизоляционного слоя пола и облицовкой керамической глазурованной плиткой. По потолку из железобетонных плит выполнить пароизоляционное покрытие "Пенетрон" 2 слоя.
6. За условную отм.0,000 принят уровень чистого пола 1-го этажа здания, что соответствует абсолютной отметке 141,20.
7. См. совместно с листами 2 и 3

Зав. кафедры	Лоськов Н.Н.			ВКР-2069059-080301-131147-17
Консультанты				
Арх-строит.	Пучков Ю.М.			Кузнечно-прессовый цех с административными помещениями города Пенза
Расч-констр.	Абраимитов В.С.			
Осн. и фунд.	Чичкин А.Ф.			
ТиО стр-ва	Карпова О.В.			Производственное здание
Экон-ка стр.	Сорвянов А.Н.			
Вопр.эк. и БЖД	Разживина Г.П.			
НИР	Абраимитов В.С.			
Руководитель	ВКР Абраимитов В.С.			Фасад 1–21, план на отм. 0,000, экспл-ия помещений на отм. 0,000
Исполнил	Янина О.В.			

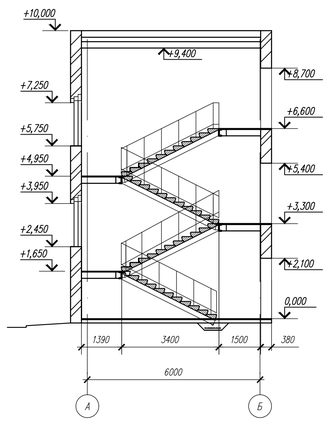
Стадия	Лист	Листов
У	1	8

ПГУАС каф. СК гр. СпГ-43

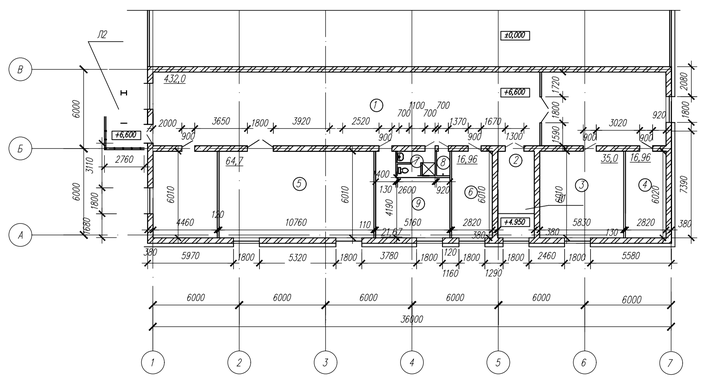
Фасад 21–1 (М 1:200)



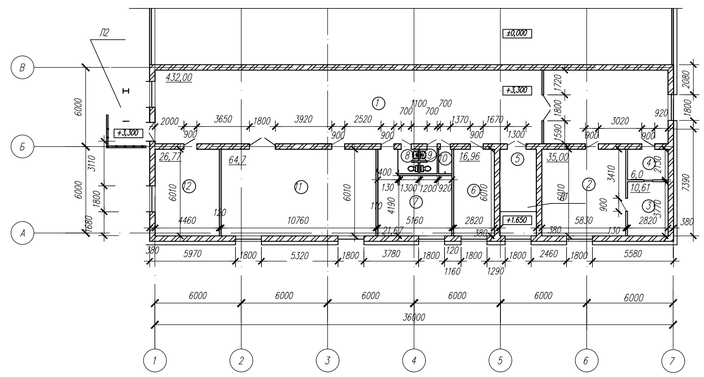
Л1(М 1:100)



План на отм.+6,600(М 1:200)



План на отм.+3,300 (М 1:200)



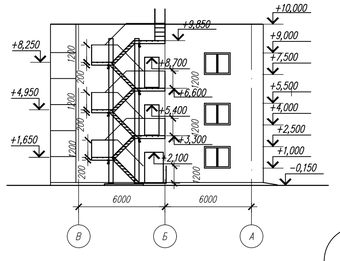
Экспликация помещений на отм.+6,600

Номер п/п	Наименование	Площадь м2	Катег-я прои-ва
1	Коридор	4,32	
2	Лестница	15,25	Д
3	Кабинет	35	
4	Архив	16,96	В4
5	Кабинет	64,7	
6	Кабинет директора	16,96	
7	Санузел	5,36	
8	Кладовая уборочного инвентаря	1,57	Д
9	Комната отдыха	21,67	Д
	Итого без лестницы	594,22	

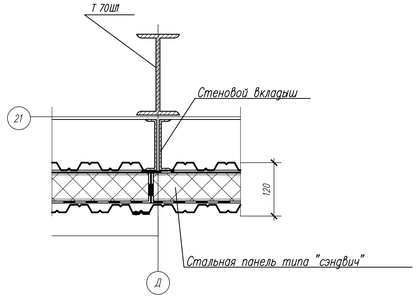
Экспликация помещений на отм.+3,300

Номер п/п	Наименование	Площадь м2	Катег-я прои-ва
1	Коридор	4,32	
2	Бухгалтерия	35	
3	Касса	10,61	
4	Тамбур	6	
5	Лестница	15,25	
6	Кабинет гл.бухгалтера	16,96	
7	Отдел продаж	21,67	
8	Санузел Ж	1,91	
9	Санузел М	2,07	
10	Кладовая уборочного инвентаря	1,57	Д
11	Комната персонала	64,7	
12	Кабинет медицинской помощи	26,77	
	Итого без лестницы	619,26	

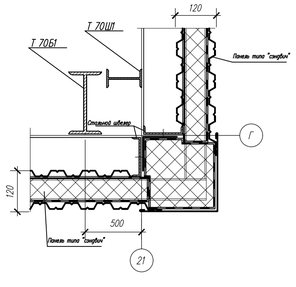
Л2 (М 1:200)



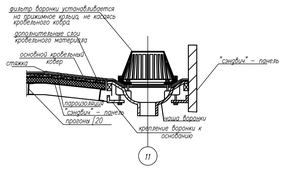
1/1



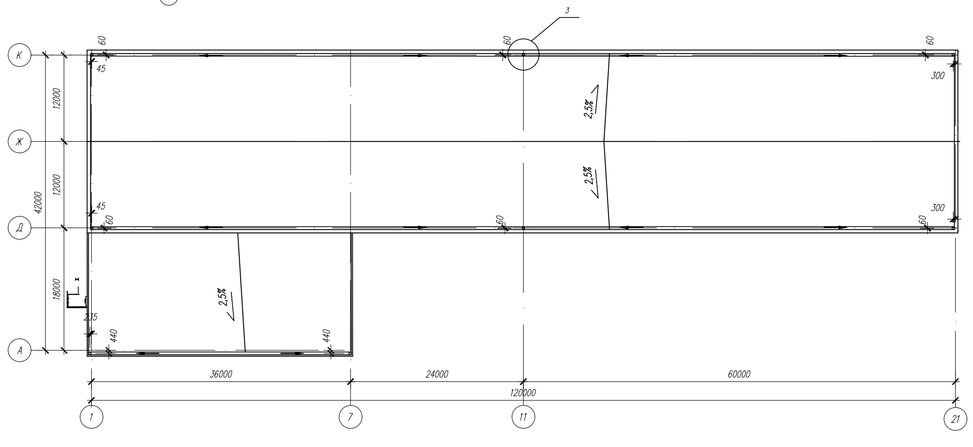
2/1



3



План кровли (М 1:400)



Примечания к Л1

1. На лестничных площадках выполнить покрытие из керамогранитной плитки по проскойке из полимерцементного раствора М150 толщиной 12мм по стяжке из цементно–песчаного раствора М150 толщиной 30мм (12,45м2).
2. Крепление косоуров к балкам выполнить через уголок 75х6 (поз.3) на болтах М16 кл.8.8. Косоуры монтировать на расстоянии 100мм от края железобетонных ступеней.
3. Сварку производить по ГОСТ 5264–82 электродами типа Э42 по ГОСТ 9467–75*.*
4. Ступени монтировать по слою цементно–песчаного раствора М100. Нижнюю ступень монтировать с использованием упоров на косоурах из уголка 32х32х4 (поз.4).
5. Все стальные элементы ограждения окрасить эмалью ПФ–115 в два слоя по грунтовке ГФ–021.
6. Нижние поверхности лестничных площадок и лестничных маршей оштукатурить по сетке и окрасить водостойкими красками на водной основе – 27,9м². Боковые поверхности железобетонных ступеней лестничных маршей затереть цементно–песчаным раствором и окрасить водостойкими красками на водной основе – 1,0м².

Примечания к плану кровли

1. В местах пропуска через кровлю воронок внутреннего водостока предусмотреть понижение на 15–20мм в радиусе 0.5м от уровня водоизоляционного ковра кнутри.
2. В местах примыкания к вертикальным поверхностям парапетов предусмотрена установка наклонных клиновидных бортиков из минплиты со стороной 100мм.
3. В местах пропуска через конструкции крыши труб рекомендуется предусматривать применение стальных патрубков с фланцами.
4. Все узлы по кровле и рекмендации по ее устройству см. "Руководство по проектированию и устройству кровель из битумно–полимерных материалов компании "Технониколь", 2012г.

Зав. кафедры	Лоськов Н.Н.			ВКР–2069059–080301–131147–17	
Консультанты					
Арх–строит.	Пучков Ю.М.			Кузнечно–прессовый цех с административными помещениями в городе Пензе	
Расч–констр.	Абраитов В.С.				
Осн. и фунд.	Чучкин А.Ф.				
ТиО стр–ва	Карпова О.В.			Производственное здание	Стадия: У; Лист: 2; Листов: 8
Экон–ка стр.	Сорьянов А.Н.				
Вопр.эк. и БЖД	Разживина Г.П.				
НИР	Абраитов В.С.			Фасад 21–1, план на отм.+3,300, экспл–ия помещений на отм.+3,300, план на отм.+6,600, экспл–ия помещений на отм.+6,600, план кровли, Л1, Л2, узлы	ПГУАС кор. СК, гр. Стм1–43
Руководитель	ВКР Абраитов В.С.				
Исполнил	Янина О.В.				

План на отм. 0,000 (М 1:200)

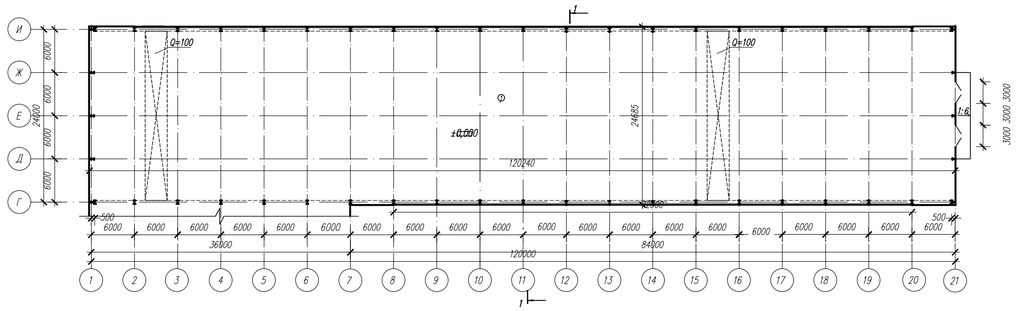


Схема расположения связей по нижнему поясу ферм

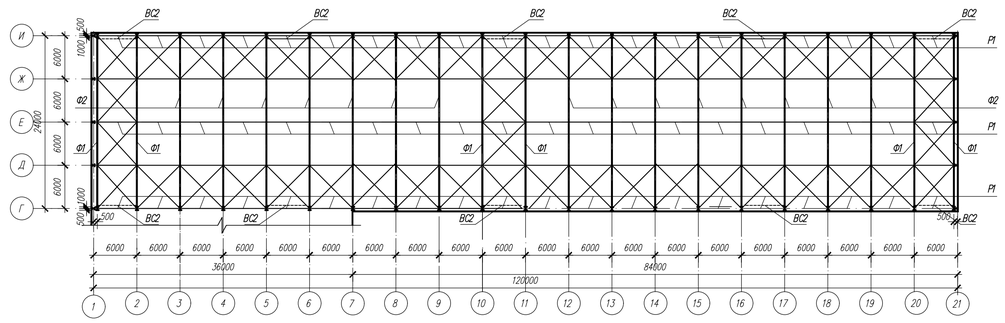
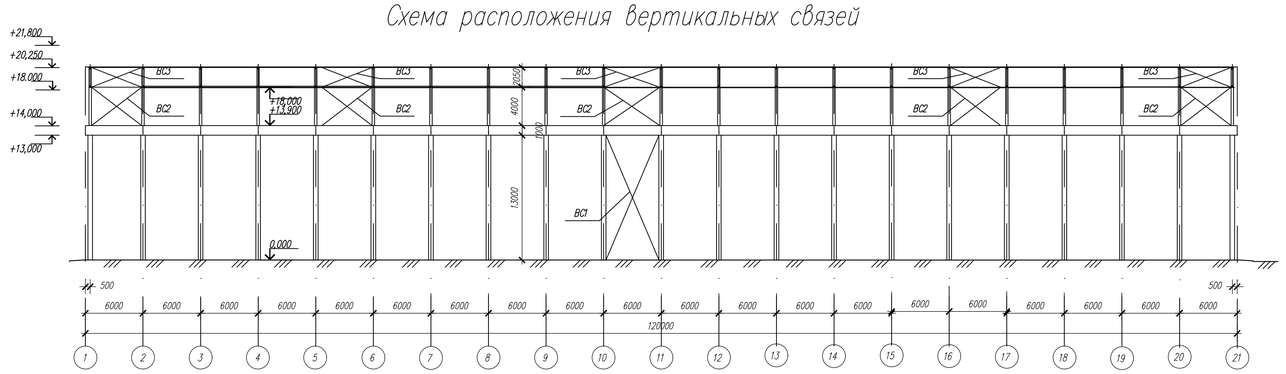
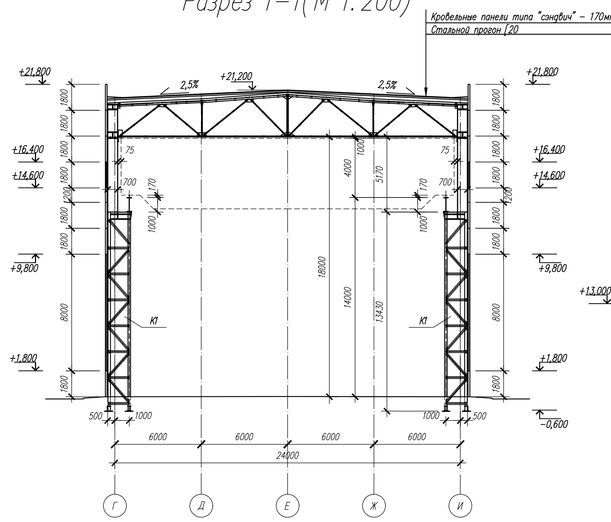


Схема расположения связей по верхнему поясу ферм

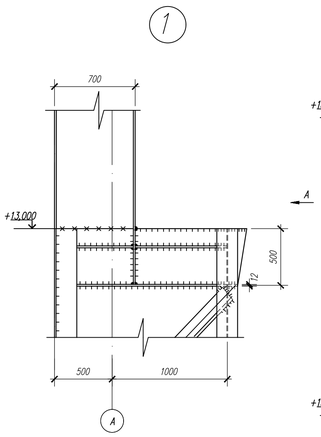
Схема расположения вертикальных связей



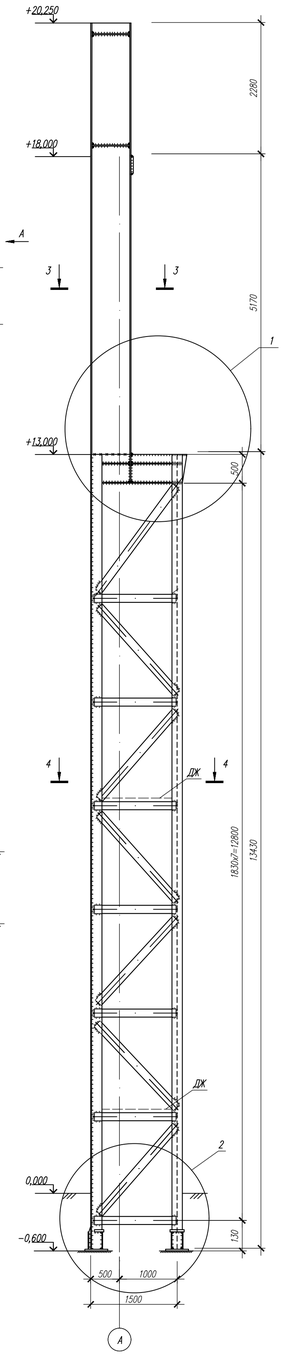
Разрез 1–1(М 1:200)



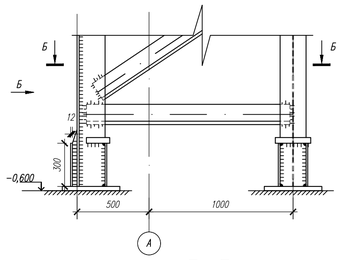
1



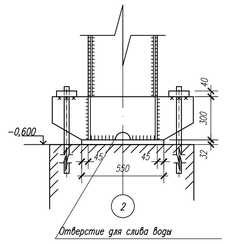
К–1



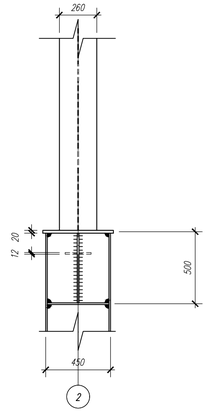
2



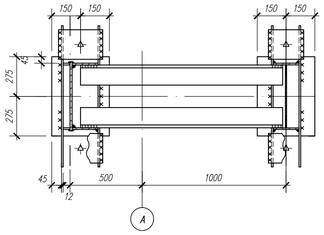
Вид Б



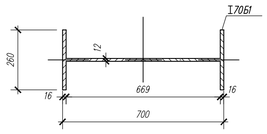
Вид А



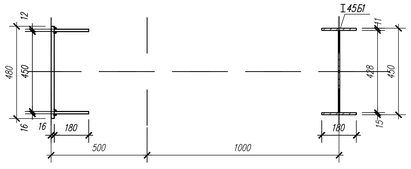
Б–Б



3–3



4–4

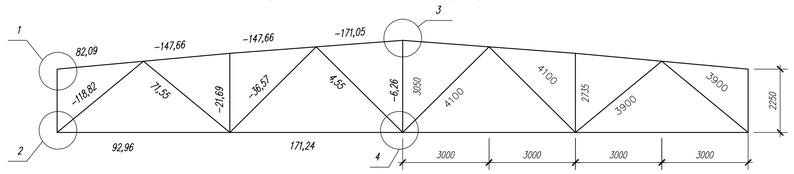


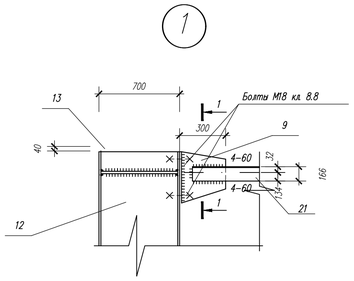
Условные обозначения

- Монтажный сварной шов
- Заводской сварной шов
- Отверстие
- Высокопрочный болт
- Болтовые соединения

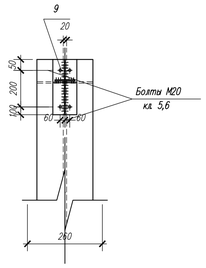
Зав. кафедрой	Лоськов Н.Н.			ВКР–2069059–080301–131147–17	
Консультанты					
Арх.–строит.	Пучков Ю.М.			Кузнечно–прессовый цех с административными помещениями в городе Пенза	
Расч.–констр.	Абрашитов В.С.				
Осн. и фунд.	Чичкин А.Ф.				
ТиО стр–ва	Карпова О.В.			Производственное здание	Стадия: У; Лист: 4; Листов: 8
Экон–ка стр.	Сорванов А.Н.				
Вопр.эк. и БЖД	Разживина Г.П.				
НИР	Абрашитов В.С.			План на отм.0,000, разрез 1–1, разрез 2–2, схема связей по верхнему и нижнему поясу фермы, К1, узлы	ПГУАС каф. СК, гр. Ст1–4.3
Руководитель	ВКР Абрашитов В.С.				
Исполнил	Янина О.В.				

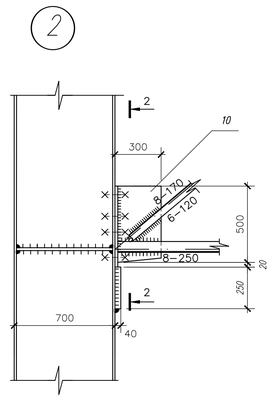
Геометрическая схема фермы Ф-2



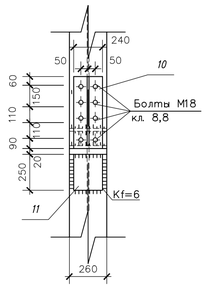


1-1

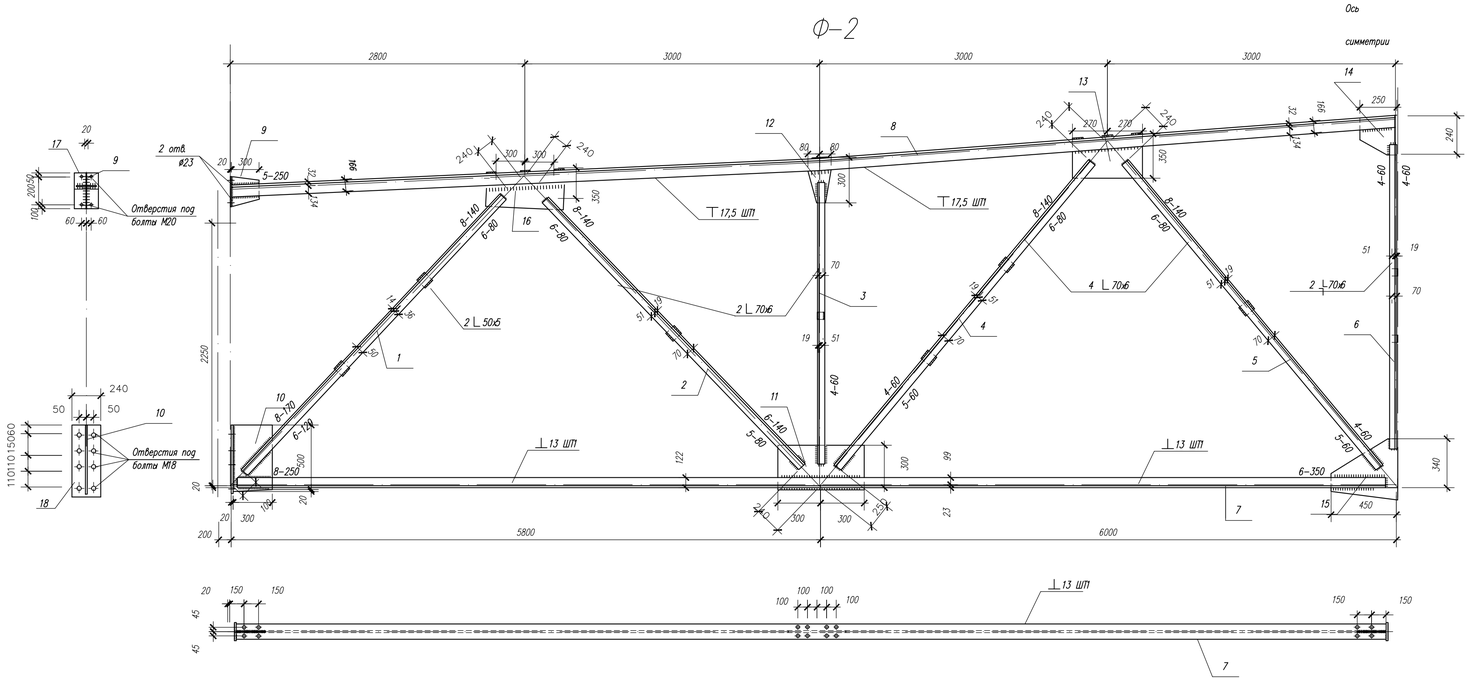


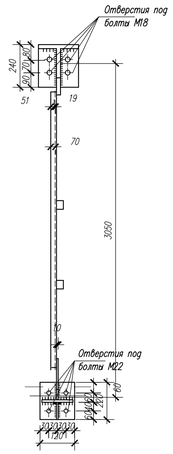


2-2



Ф-2





Условные обозначения

- Монтажный сварной шов
- Заводской сварной шов
- Отверстие
- Высокопрочный болт
- Высокопрочный болт
- Болтовые соединения

Требуется изготовить

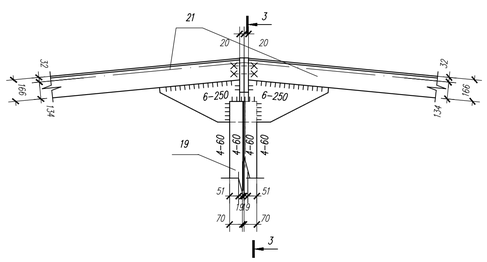
Марка отправочного элемента	кол-во	Масса, кг		Примечание
		марки	всех	
К-1	42	3541,4	148738,8	С345 ГОСТ 2777-88*
Ф-2	21	2199,5	46189,5	С345 ГОСТ 2777-88*
итого			194928,3	

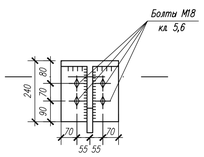
Спецификация стали фермы Ф2

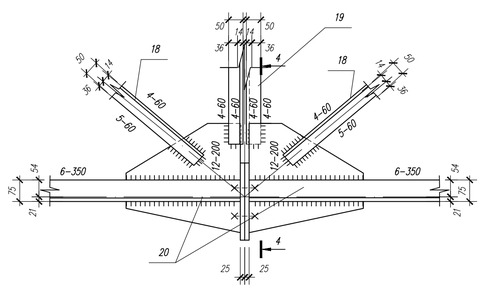
Марка элем.	Поз	Сечение, мм	Длина, мм	число дета-лей	Масса, кг			Марка стали	Примечание
					детали	всего	З-та		
Ф2	1	2 L 50х5	3480	2	26.24	26.24	1079.22	С345 ГОСТ 2777-88*	
	2	2 L 70х6	3500	2	44.73	44.73			
	3	2 L 70х6	3690	2	47.16	47.16			
	4	2 L 70х6	3680	2	47.03	47.03			
	5	2 L 70х6	3710	2	47.71	47.71			
	6	2 L 70х6	2510	2	32.08	32.08			
	7	⊥13 ШП	11600	1	280.14	280.14			
	8	T17,5ШП	11950	1	445.62	445.62			
	9	– 10	315х290	2	7.17	7.17			
	10	– 10	300х600	2	11.78	11.78			
	11	– 10	310х600	2	14.13	14.13			
	12	– 10	160х300	2	3.77	3.77			
	13	– 10	360х540	2	8.48	8.48			
	14	– 10	450х230	1	8.12	8.12			
	15	– 10	450х340	1	12.01	12.01			
	16	– 10	600х350	2	16.49	16.49			
	17	– 20	120х350	2	6.59	6.59			
	18	– 20	240х630	2	19.97	19.97			
	масса наплавляемого металла					10,8			

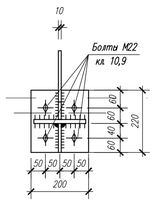
Примечания:

1. Материал конструкций – сталь марок С345 и С245 по ГОСТ 2777-88*
2. Сварка полуавтоматическая и ручная электродами Э-42
3. Электроды типа ГОСТ 9467-75



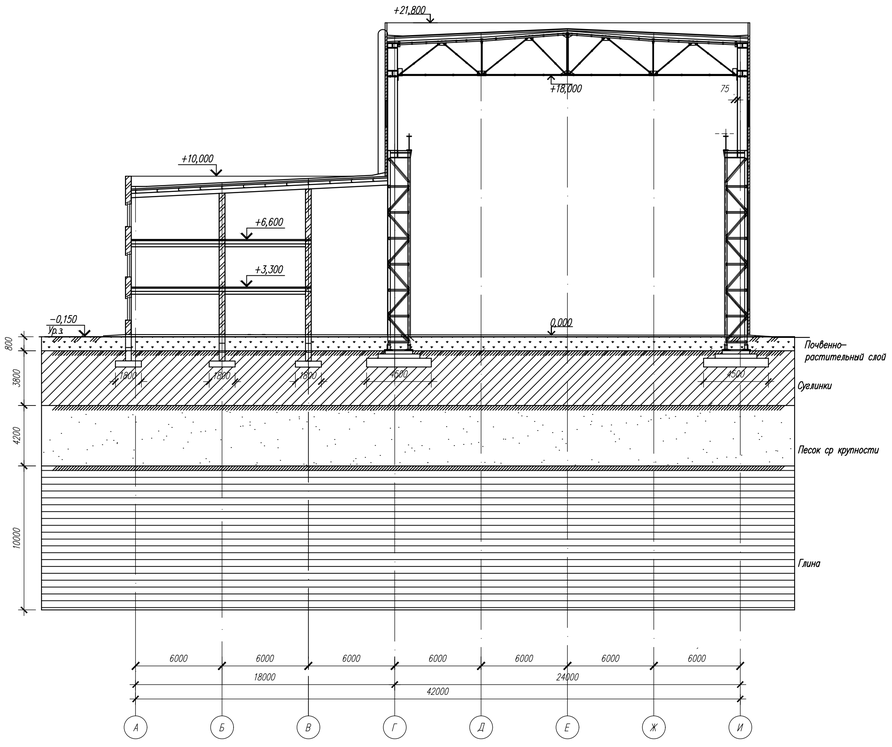




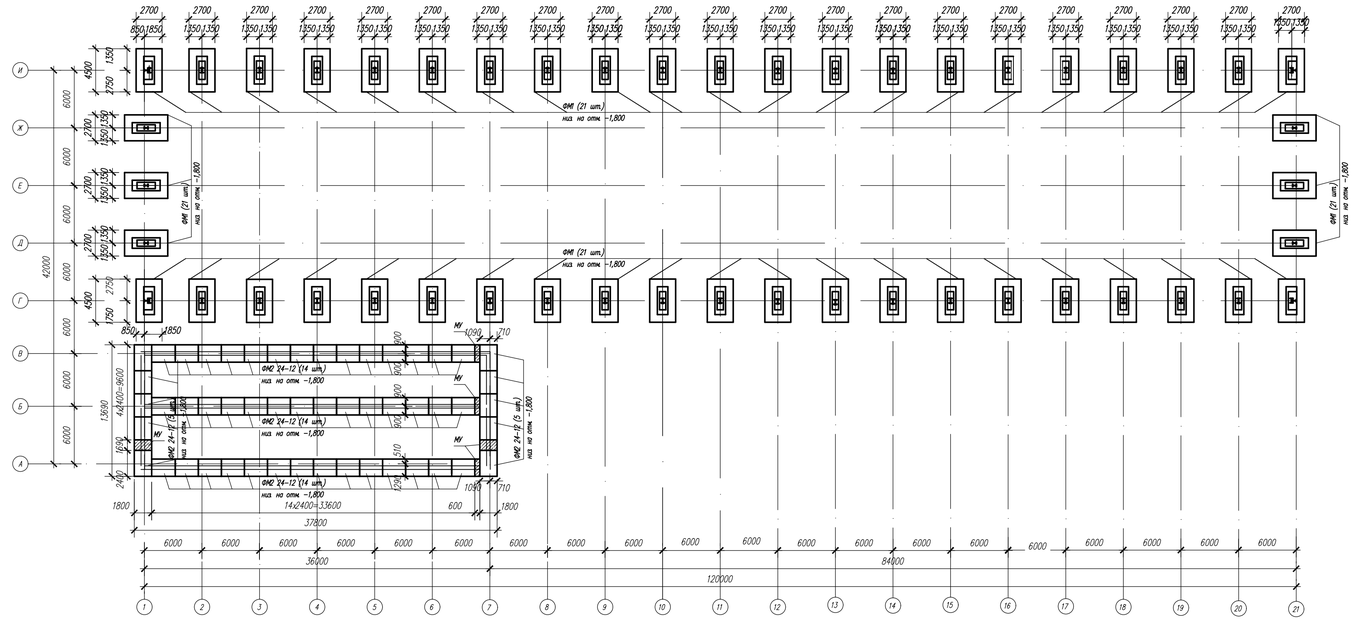


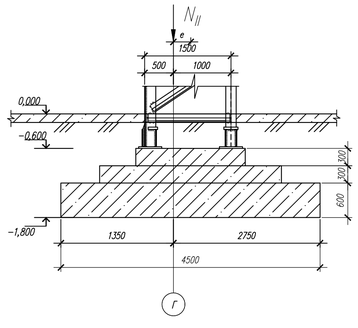
Зав. кафедрой	Ласьков Н.Н.			ВКР-2069059-080301-131147-17	
Консультанты				Кузнечно-прессовый цех с административными помещениями в городе Пенза	
Арх-строит.	Пучков Ю.М.				
Расч-констр.	Абрашитов В.С.				
Осн. и фунд.	Чичкин А.Ю.				
ТиО стр-ва	Карпова О.В.				
Экон-ка стр.	Сорвянов А.Н.			Производственное здание	Стадия: У; Лист: 5; Листов: 8
Вопр.эк. и БЖД	Разживина Г.П.				
НИР	Абрашитов В.С.			Геометрическая схема фермы, Ф2, укрупненные монтажные стыки	ПГУАС каф. СК, гр. Стл-43
Руководитель	ВКР Абрашитов В.С.				
Исполнил	Янина О.В.				

Геологический фундмент

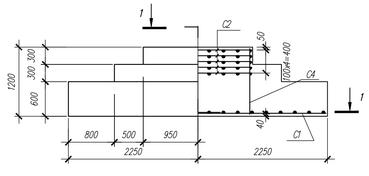


План фундаментов (1:300)

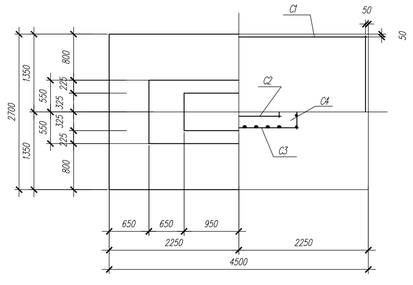


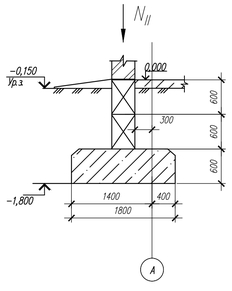


ФМ−1. Опалубка. Армирование.

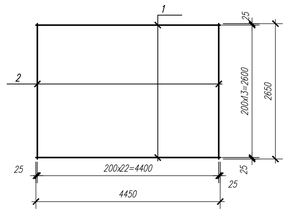


1−1

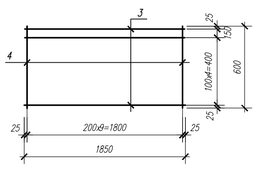




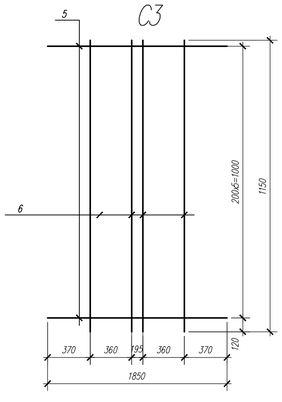
C1



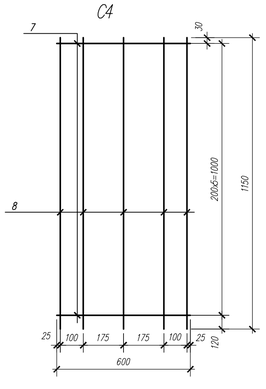
C2



C3



C4



Ведомость расхода стали, кг

Марка элемента	Изделия арматурные			Общ. расход
	Арматура класса			
	A−240		A−400	
	ГОСТ5781−82*			
	⌀4	⌀10	⌀12	
ФМ1	1,024	13,636	122,499	137,159

Спецификация фундамента ФМ1

Поз	Обозначение	Наименование	Кол	Масса,кг	Прим−ие
		Сборочные единицы			
	C1	Сварная сетка	1	109,445	
	C2	Сварная сетка	5	68,180	
	C3	Сварная сетка	3	30,936	
	C4	Сварная сетка	10	37,660	
		Итого:		246,221	
		C1			
1	ГОСТ5781−82*	⌀12 A−400, l=4450	14	55,322	
2	ГОСТ5781−82*	⌀12 A−400, l=2650	23	54,123	
		Итого:		109,445	
		C2			
3	ГОСТ5781−82*	⌀10 A−240, l=600	6	2,221	
4	ГОСТ5781−82*	⌀10 A−240, l=1850	10	11,415	
		Итого:		13,636	
		C3			
5	ГОСТ5781−82*	⌀12 A−400, l=1850	6	9,857	
6	ГОСТ5781−82*	⌀4 A−240, l=1150	4	0,455	
		Итого:		10,312	
		C4			
7	ГОСТ5781−82*	⌀12 A−400, l=600	6	3,197	
8	ГОСТ5781−82*	⌀4 A−240, l=1150	5	0,569	
		Итого:		3,766	
		Бетон тяжелый B15	3,69		м³
		Всего:		246,221	

Зав. кафедры	Лоськов Н.Н.			ВКР−2069059−080301−131147−17
Консультанты				
Арх−строит.	Пучков Ю.М.			Кузнечно−прессовый цех с административными помещениями в городе Пенза
Расч−констр.	Абрашитов В.С.			
Осн. и фунд.	Чичкин А.Ф.			
ТиО стр−ва	Карпова О.В.			Производственное здание
Экон−ка стр.	Сорьянов А.Н.			
Вопр.эк. и БЖД	Разживина Г.П.			
НИР	Абрашитов В.С.			План фундаментов, геологический разрез, ФМ1, опалубка, армирование, сетки C1, C2, C3, C4
Руководитель	ВКР Абрашитов В.С.			
Исполнил	Янина О.В.			

Стадия	Лист	Листов
У	6	8

ПГУАС каф. СК, гр. Стп−43

Стройгенплан

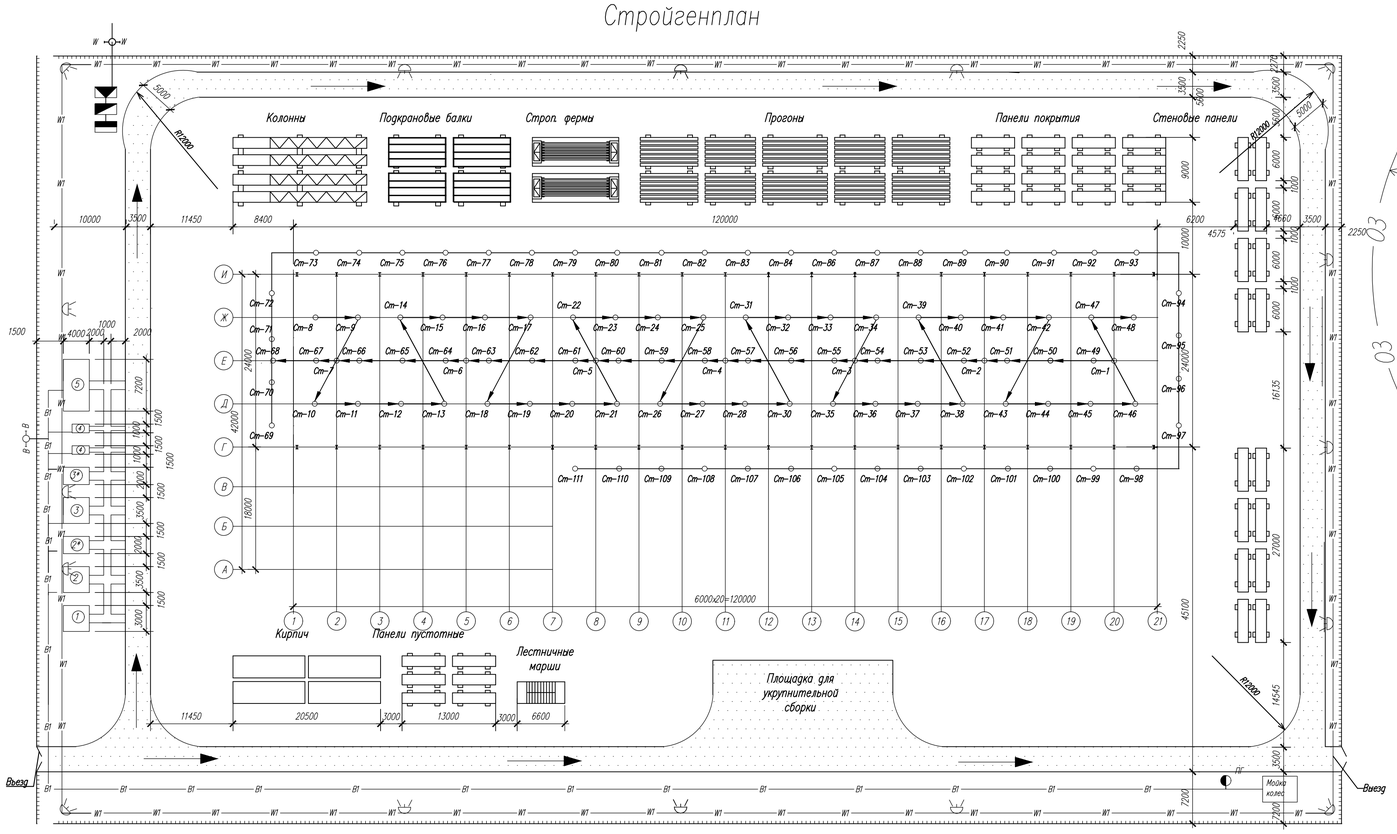
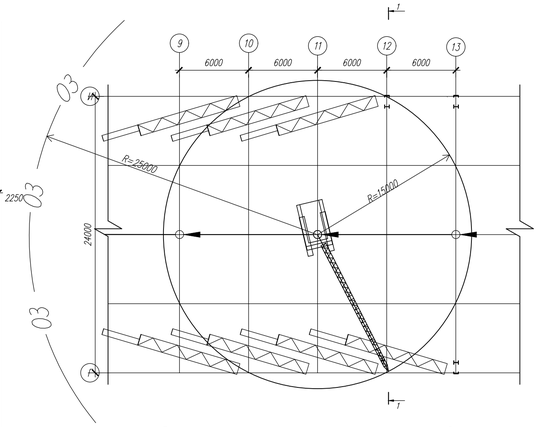


Схема монтажа колонн



1–1

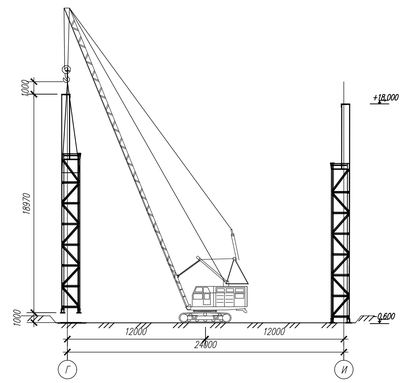
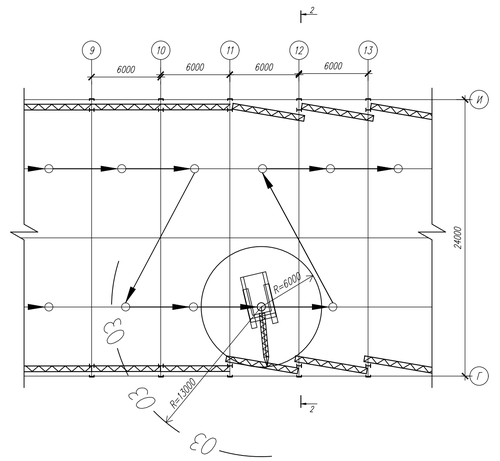


Схема монтажа подкрановых балок



2–2

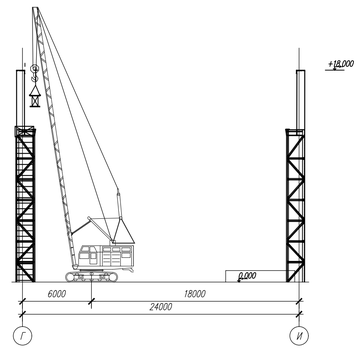
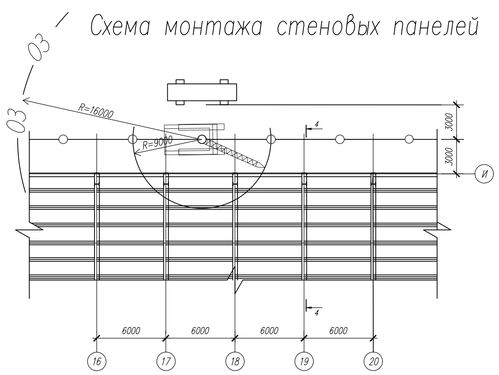
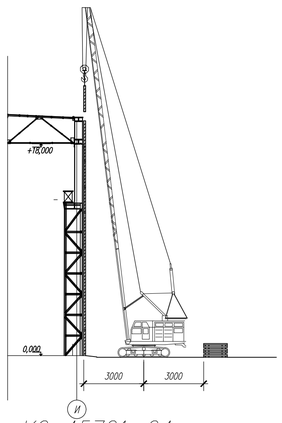


Схема монтажа стеновых панелей



4–4



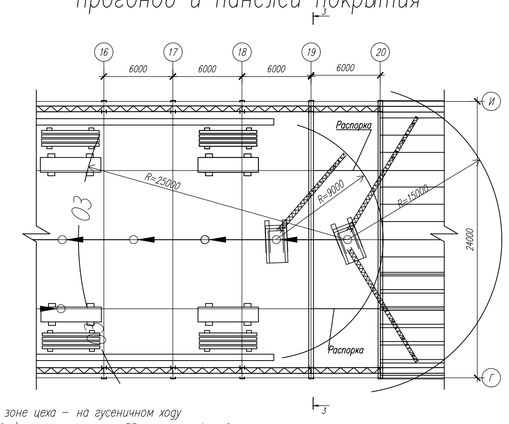
Технико–экономические показатели

1. Площадь строительной площадки, м2 – 19085;
2. Площадь застройки постоянными зданиями и сооружениями, м2 – 3528;
3. Площадь застройки временными зданиями и сооружениями, м2 – 59;
4. Площадь складов, м2 – 1475.

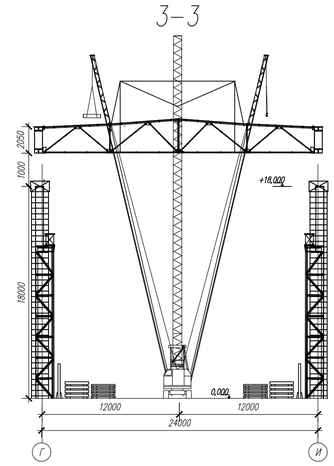
Экспликация временных зданий и сооружений

№	Показатель	Ед. изм.	Площадь	Габариты
1	Прорабская	$м^2$	9	3х3
2	Гардеробная мужская	$м^2$	7	3,5х2
2*	Гардеробная женская	$м^2$	4	2х2
3	Душевая мужская	$м^2$	7	3,5х2
3*	Душевая женская	$м^2$	4	2х2
4	Туалет	$м^2$	2	2х1
5	Помещение для отдыха, обогрева, приема пищи и сушки одежды	$м^2$	26	4х6,5

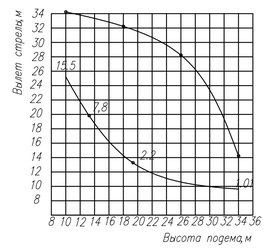
Схема монтажа стропильных ферм, прогонов и панелей покрытия



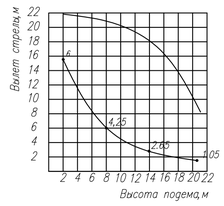
3–3



Харак–ка крана ДЭК–401 (длина стрелы 35м)



Харак–ка крана КС–45721–24 (длина стрелы 21,7м)



Условные обозначения:

- Строящееся здание
- Бытовые помещения
- Дороги проектируемые постоянные используемые в период строительства
- Прожектор
- Ящик с песком
- Щит движения транспортных средств
- Пожарный гидрант
- –В– Водопроводные сети
- –W– Электрокабель временный
- Забор
- –О3– Опасная зона крана
- Ст1 Стоянка крана
- Щит со средствами пожаротушения
- Трансформаторная подстанция
- Электрощитовой распределительный пункт
- Рубильник

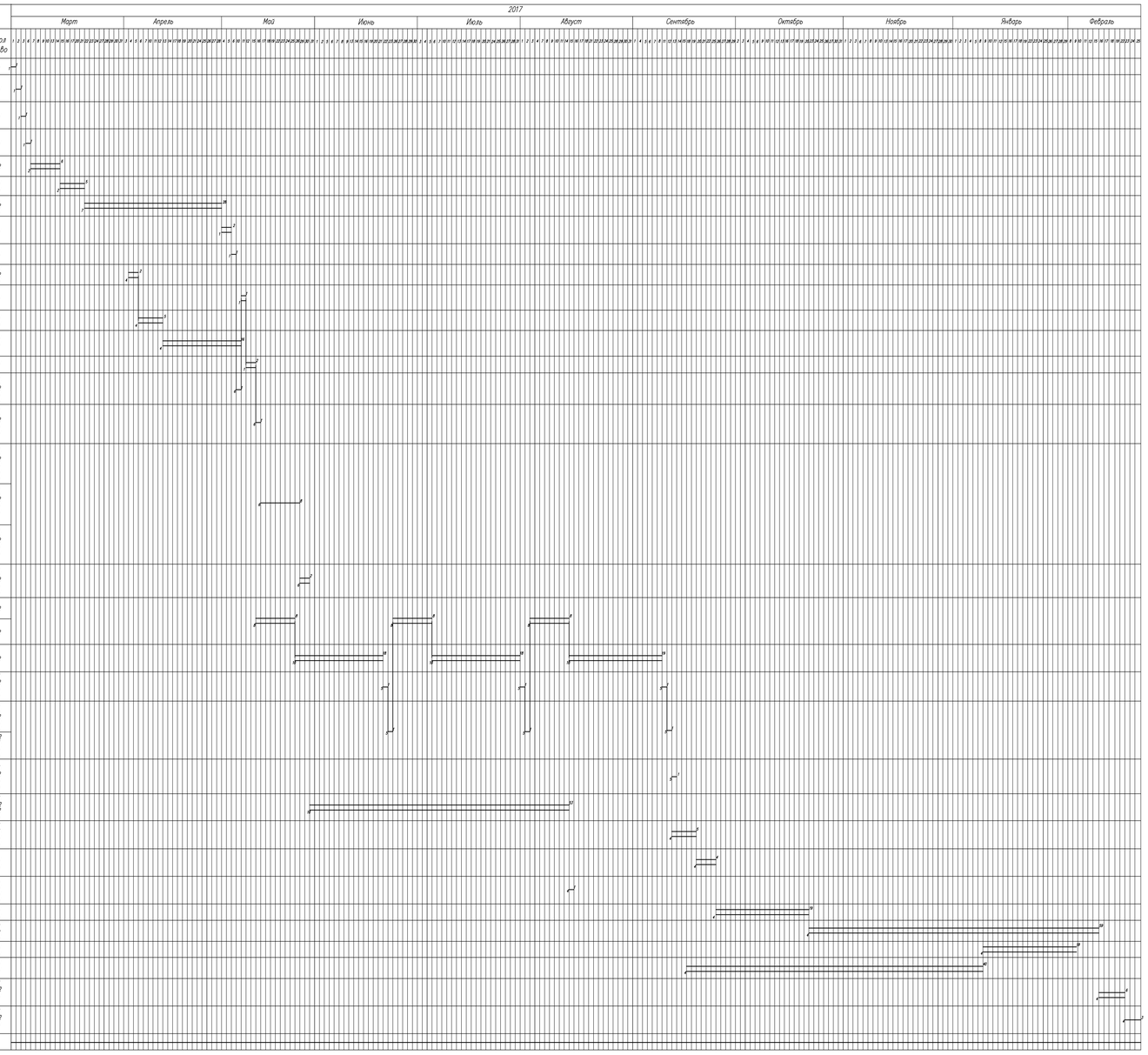
Примечания:

1. Кран для работ в зоне цеха – на гусеничном ходу марки ДЭК–401 (40т) с длиной стрелы 35 м; для работ в зоне пристройки – автокран КС–45721–24.
2. Работы производить в соответствии с СНиП 12–03–2001.
3. Монтаж колонн производят с стоянок Ст1–Ст7.
4. Монтаж подкрановых балок с стоянок Ст8–Ст48.
4. Монтаж балок и плит производят с стоянок Ст49–Ст68.
5. Монтаж стеновых панелей производят с стоянок Ст69–Ст111.
6. Стоянки монтажа административно–бытовой части усл–но не показывается.
7. Выезды в зону монтажа условно не показываются.
8. Технико–экономические показатели ППР см в поясн–ой записке.

Зав. кафедры	Лоськов Н.Н.			ВКР–2069059–080301–131147–17	
Консультанты					
Арх–строит.	Пучков Ю.М.			Кузнечно–прессовый цех с административными помещениями в городе Пенза	
Расч–констр.	Абрашитов В.С.				
Осн. и фунд.	Чичкин А.Ф.				
ТиО стр–ва	Карпова О.В.			Производственное здание	Стадия: У; Лист: 8; Листов: 8
Экон–ка стр.	Сорванов А.Н.				
Вопр.эк. и БЖД	Разживина Г.П.				
НИР	Абрашитов В.С.				
Руководитель	ВКР Абрашитов В.С.			Стройгенплан, схемы монтажа конструкций, характеристики кранов, эксп–ия временных зданий и сооружений	ППУАС каф. СК, гр. Ст1–43
Исполнил	Янина О.В.				

Календарный план производства работ

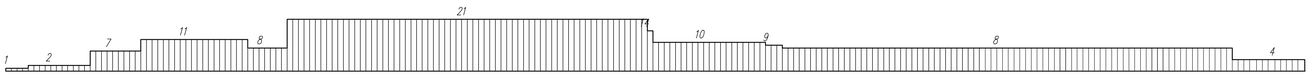
№	Наименование работ	Объем: Ед. изм	Объем: Кол.	Затраты труда чел-см	Потребность в механизмах: Наименов-е	Потребность в механизмах: Кол. маш-см	Продолж-ть, дн	Сменн-ость	Числ. состав	Проф. состав звена: Профессия	Проф. состав звена: Разр.	Проф. состав звена: Кол-во
1	План-ка бульдозером площадки строительства(грубая)	1000 м²	19,09	–	Бульдозер ДЗ-109Б	0,6	1	1	1	Машинист	6	1
2	Верт-ая планка со срезкой расти-тельного гр й кат. бульд и перемещ. гр на расст до 30 м	1000 м³	6,5	–		6,0	1	1	1	Машинист	6	1
3	Разраб-ка арй кат. экскм емк. ковша 0,65 м3 в котл-не (траншее) гл. до 4 м с погруз в тр-т	1000 м³	9,07	0,1	Экскаватор ЭО-4121А	30,2	1	1	1	Машинист	6	1
4	Разработка грунта в отбал экскаваторами с ковшом вместимостью 0,65 (0,5-1) м3, группа грунтов 2	1000 м³	0,5	0,66		1,42	1	1	1	Машинист	6	1
5	Доработка грунта в котловане бурную	100 м³	0,95	33,43	–	–	3	2	2	Землекоп	2	2
6	Устройство песчаной подготовки под фундамент	100 м³	0,81	18,22	Растворонасос	4,86	5	2	2	Бетонщик	4 2	1 1
7	Устройство железо-бетонных фундаментов стаканного типа под колонны объемом	100 м³	7,69	386,63	Кран на гусеничном ходу ДЭК – 401	22,6	28	2	7	Монтажник Машинист	5 3 6	1 2 1
8	Засыпка котлованов бульдозерами мощностью 59 (80) кВт (л.с.), 2 группа грунтов до отм. –0,600	1000 м³	3,46	–	Бульдозер ДЗ-109Б	3,3	2	2	1	Машинист	6	1
9	Планировка площадки механизированным способом, группа грунтов 2 группы	1000 м²	2,88	–		0,4	1	1	1	Машинист	6	1
10	Монтаж лент фундаментов из сбор железобетонных блоков и бет эле-ов (подушки, блоки)	100 шт.	0,48	8,05	Автокран КС-45721-24 «ЧЕЛЯБИНЕЦ»	2,36	2	2	4	Монтажник Машинист	5 3 6	1 2 1
11	Засыпка котлованов бульдозерами мощностью 59 (80) кВт (л.с.), 2 группа грунтов до нулевой отметки	1000 м³	1,73	–	Экскаватор ЭО-4121А	1,64	1	2	1	Машинист	6	1
12	Устройство вертикальной изоляции по фунд-ам из 2-х сл. рубероида	100 м²	6,48	37,4	–	–	5	2	4	Гидроизолировщик	4 2	1 1
13	Устройство вертикальной обмазочной изоляции по фунд-ам в один слой толщиной 2 мм	100 м²	36,17	121,94	–	–	16	2	4	Гидроизолировщик	4 2	1 1
14	Уплотнение грунта оснований под полы промышленных цехов	100 м²	28,8	–	Бульдозер ДЗ-109Б	2,92	2	2	1	Машинист	6	1
15	Монтаж колонн одноэтажных и многоэтажных зданий и крановых эстакад высотой до 25 м составного сечения массой до 15 т	100 шт.	0,52	0,6	Кран на гусеничном ходу ДЭК – 401	0,09	1	1	6	Монтажник Машинист	6 5 4 3 6	1 1 2 1 1
16	Монтаж подкрановых балок полной заводской готовности на отметке до 25 м пролетом до 12 м массой до 2,0 т	100 шт.	0,4	1,09		0,15	1	1	6	Монтажник Машинист	6 5 4 3 6	1 1 2 1 1
17	Монтаж стропильных на высоте до 25 м пролетом до 36 м массой до 5,0 т	100 шт.	0,22	0,65		0,085	1	1	6	Монтажник Машинист Сварщик	6 5 4 3 6 4	1 1 2 1 1 1
18	Монтаж прогонов при шаге ферм до 12 м при высоте здания до 25 м	100 шт.	4,0	8,67		0,66	2	1	6	Монтажник Машинист	6 5 4 3 6	1 1 2 1 1
19	Монтаж кровельного покрытия из многослойных панелей заводской готовности при высоте до 50 м	100 шт.	4,0	27,97		1,71	5	1	6	Монтажник Машинист	6 5 4 3 6	1 1 2 1 1
20	Монтаж ограждающих конструкций стен из многослойных панелей заводской готовности при высоте здания до 50 м	100 шт.	1,94	50,05		4,02	2	2	6	Монтажник Машинист	6 5 4 3 6	1 1 2 1 1
21	Кладка стен кирпичных наружных простых при высоте этажа до 4 м	1 м³	228	165,3	Автокран КС-45721-24 «ЧЕЛЯБИНЕЦ»	11,4	12	2	8	Каменщик	3	2
22	Кладка стен кирпичных внутренних при высоте этажа до 4 м	1 м³	257,2	180,4		12,86	12	2	8	Каменщик	3	2
23	Кладка перегородок из кирпича неармированных толщиной в 1/2 кирпича при высоте этажа до 4 м	1 м³	60,9	1096,12		250,3	55	2	10	Каменщик	3	2
24	Монтаж стальных прогонов из внутрен прогиля	100 м	9	14,4		0,06	3	1	5	Монтажник Машинист Сварщик	4 3 6 4	1 2 1 1
25	Установка пустотных панелей перекрытий с опиранием по контуру площадью до 15 м²	100 шт	0,48	23,35		3,2	3	1	5	Монтажник Машинист	6 5 4 3 6	1 1 2 1 1
26	Установка лестничных площадок при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т с опиранием на стену	100 шт	0,04	1,04		0,3	1	1	5	Монтажник Машинист	4 3 6 6	2 1 1 1
27	Монтаж лестниц прямолинейных и криволинейных, пожарных с ограждением	100 шт	0,06	0,24		0,04	1	1	5	Монтажник Машинист Сварщик	4 3 2 4	1 2 1 1
28	Монтаж витражей с одинарным остеклением в одноэтажных зданиях	100 м²	18,288	963,09	Кран на гусеничном ходу ДЭК – 401	0,27	53	2	10	Монтажник Машинист	5 4 3 6	1 2 2 1
29	Монтаж оконных блоков из алюминиевых многокамерных профилей с герметичными стеклопакетами	100 м²	0,6	32,8	Автокран КС-45721-24 «ЧЕЛЯБИНЕЦ»	1,34	5	2	4	Монтажник Машинист	5 4 3 6	1 1 1 1
30	Установка коробок в кирпичных стенах в проемах дверных площадью до 3 м2	100 м²	0,63	28,04	–	–	4	2	4	Плотник	4 2	1 1
31	Монтаж каркасов ворот большепролетных зданий, ангаров и др. без механизмов открывания	100 м²	0,18	1,04	Кран на гусеничном ходу ДЭК – 401	0,09	1	1	4	Монтажник Машинист Сварщик	5 4 6 3	1 1 1 1
32	Изоляция стен утеплителем минеральная вата	1 м³	60	150,3	–	–	19	2	4	Теплоизолировщик	4 2	1 1
33	Улучшенная штукатурка цементно-известковым раствором наружных стен	100 м²	6	53,16	Растворонасос	3,4	59	2	4	Штукатур	4 3 2	1 2 1
34	Устройство полов бетонных толщиной 30 мм	100 м²	30,01	151,66	Вибратор поверхностный	14,85	19	2	4	Бетонщик	4 2	1 1
35	Устройство полов мозаичных терраций, толщиной 20 мм с рисунком	100 м²	18,48	469,23		129,85	40	2	4	Облицовщик-мозаичник	4 2	1 1
36	Оштукатуривание простое поверхностей цементно-песчаным раствором по камню и бетону стен	100 м²	2,4	46,29	Растворонасос	1,64	6	2	4	Штукатур	4 3 2	1 2 1
37	Окраска обоями стен по монолитной штукатурке и бетону простыми и средней плотности	100 м²	2,4	10,09	–	–	3	1	4	Маляр	4 3 2	1 2 1
39	Прочие работы											



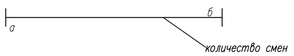
Технико-эконом-е показатели

Продолжительность выполнения работ	231дн
Общие затраты труда	4184,1 чел-см
Общая машиноемкость	512,64 маш-см
Удельная трудоемкость	1,45 чел-дн/м2
Удельная машиноемкость	0,18 маш-см/м2
Коэффициент совмещения работ	0,64
Уровень механизации	75 %

График движения рабочих



Условные обозначения:



а – количество рабочих

б – продолжительность работы, дн.

1 – дифферициальный график

2 – интегральный график

Зав. кафедры	Ласьков Н.Н.		
Консультанты			
Арх-строит.	Пучков Ю.М.		
Расч-констр.	Абрашитов В.С.		
Осн. и фунд.	Чичкин А.Ф.		
ТиО стр-ва	Карпова О.В.		
Экон-ка стр.	Сафьянов А.Н.		
Вопр.эк. и БЖД	Разживина Г.П.		
НИР	Абрашитов В.С.		
Руководитель	ВКР Абрашитов В.С.		
Исполнил	Янина О.В.		

ВКР-2069059-080301-131147-17

Кузнечно-прессовый цех с административными помещениями в городе Пензе

Производственное здание	Стадия	Лист	Листов
	У	8	8

Календарный план производств работ, график движения рабочих по объекту, ТЭП

ПГУАС каф. СК, гр. Ст1-43