

Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Баламирзоев Назим Лисидинович
Должность: Ректор
Дата подписания: 20.10.2026 11:41:59
Уникальный программный ключ:
5cf0d6f89e80f49a334f6a4ba58e91f3326b9926

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РФ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ

«ДАГЕСТАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ

К ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА ПО ДИСЦИПЛИНЕ «СОВРЕМЕННЫЕ
ЭФФЕКТИВНЫЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ» НА ТЕМУ
«ШПРЕНГЕЛЬНЫЕ БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»
ДЛЯ СТУДЕНТОВ НАПРАВЛЕНИЯ ПОДГОТОВКИ МАГИСТРОВ 08.04.01
СТРОИТЕЛЬСТВО

Махачкала 2025

УДК 624

Учебное пособие к выполнению курсового проекта по дисциплине «современные эффективные металлические конструкции» на тему «шпренгельные балочные конструкции»

для студентов направления подготовки магистров 08.04.01 строительство
Махачкала, ДГТУ, 2025 г., 65 с.

Учебное пособие содержит основные положения метода проектирования шпренгельных балочных конструкций. Здесь даны конкретные расчетные формулы и примеры конструирования шпренгельных балочных конструкций. Приведены таблицы, графики и соответствующие чертежи. Дана необходимая учебная и методическая литература.

Составители: д.т.н., профессор Юсупов А.К.
Старший преподаватель Калиева М.Х.
д.т.н., доцент Муселемов Х.М.

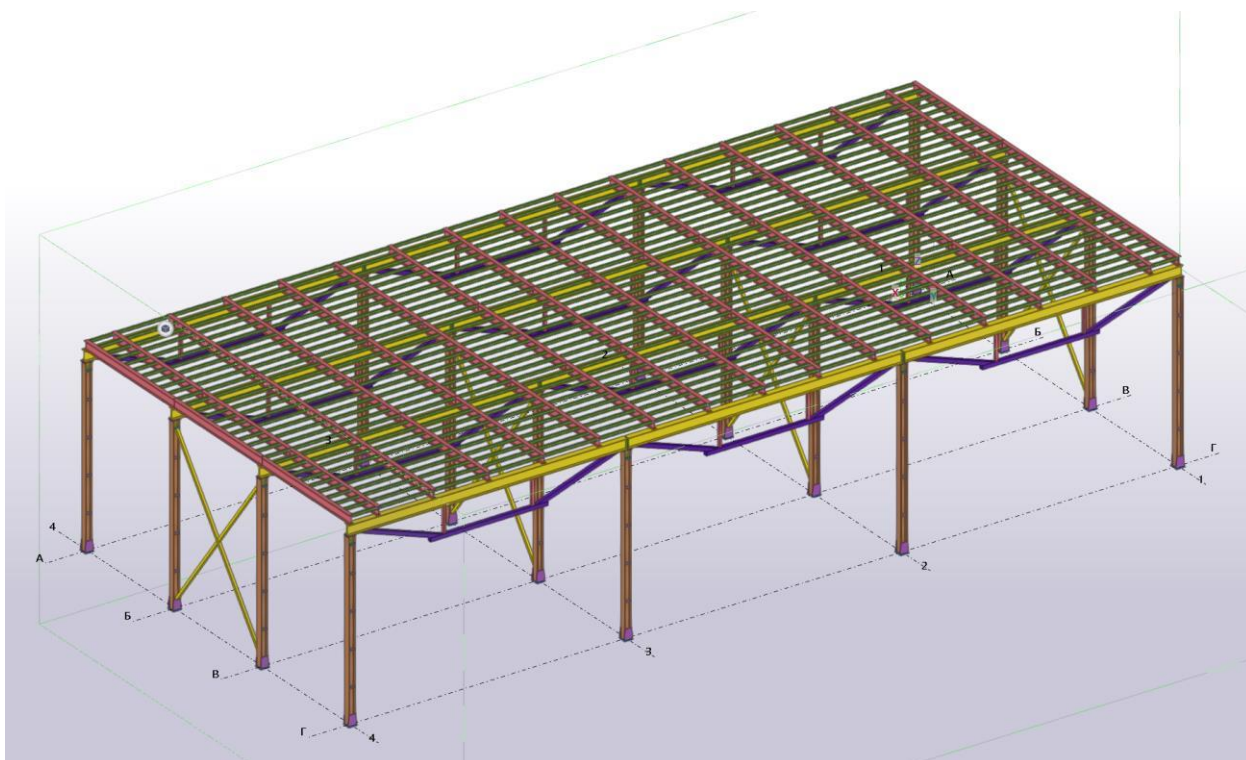
Рецензенты: к.т.н., доцент кафедры ПГС
ГАОУ ВО ДГУНХ,
Акаев А.И.

д.т.н., профессор каф. СМ,ТиСМ
ФГБОУ ВО ДГТУ
Муртазалиев Г.М.

Печатается по постановлению Совета Дагестанского государственного
технического университета №..... от 2025 г.

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	5
1. Порядок проектирования:.....	7
2. Настилы балочных клеток	7
2.1 Определение шага балок настила.....	8
2.2 Схема №1(Упрощенный тип балочной клетки).....	9
2.3 Схема №2(Усложненный тип балочной клетки).....	11
3. Компоновка и подбор составного сечения главной балки.....	16
3.1 Подбор сечения главной балки.....	16
3.2 Изменение сечения балки по ее длине.....	20
4. Проверка прочности, жесткости и общей устойчивости балок составного сечения.....	22
4.1 Проверка прочности балки, жесткости и общей устойчивости сварной балки.....	22
4.2 Проверка местной устойчивости главной балки	24
5. Проектирование балок составного сечения	26
5.1. Расчет поясных швов сварной балки	26
5.2. Расчет монтажного стыка сварной балки.....	27
6. Расчет шпренгельной балки	29
6.1. Расчет шпренгельной балки с одной стойкой.....	29
6.2. Расчет шпренгельной балки с двумя стойками	35
7. Расчет и построение колонны	43
6.1 Подбор сечения колонны.....	44
6.2 Расчет и конструирование оголовка колонны	46
6.3 Расчет и проектирование базы колонны.....	48
ОФОРМЛЕНИЕ ЧЕРТЕЖЕЙ.....	50
ЛИТЕРАТУРА	56



Здесь шпренгельные балки идут по колоннам.

ВВЕДЕНИЕ

Металлические конструкции находят широкое применение в практике проектирования и строительства. При проектировании и строительстве всегда возникает вопрос: как повысить эффективность конструкций? Эффективность означает, что конструкция имеет минимальную массу, она технологична при изготовлении, транспортировке и монтаже. Она должна отвечать условиям первой и второй групп предельных состояний. Конструкция должна быть экономически рациональной, надежной, архитектурно выразительной; Должна быть прочной, устойчивой и технологичной. Эти качества обеспечиваются следующими организационными, технологическими и конструктивными приемами. Перечислим эти приемы:

1. Единая модульная система;
2. Типизация и унификация элементов, конструкций и конструктивных систем;
3. Конструкция должна иметь переменные сечения;
4. Необходимо применять многостальные конструкции (сталь обычной прочности, повышенной прочности и высокопрочные стали);
5. Рационально применение в элементах конструкции сквозных сечений (решетки, стержни, отверстия);
6. Эффективны выпуклые и вогнутые конструкции, в которых на опорах возникает распор;
7. Сочетание гибких и жестких элементов;
8. Сочетание разнотипных материалов (металла с бетоном, металла с древесиной);
9. Эффективно оптимизация числа разнотипных элементов;
10. Придание кривизны тонкостенным конструкциям, оболочкам;
11. Устройство ребер жесткости;
12. Применение высокопрочных болтов;
13. Предварительное напряжение;
14. Рациональное сочетание шарнирных и жестких узлов;
15. Оптимизация числа, размеров и веса отправочных марок (отправочных элементов);
16. Применение автоматизированных систем изготовления конструкций;
17. Оптимизация «геометрии» конструктивной системы;

18. Оптимизация формы и размеров сечения элементов;

19. Применение эксцентричных соединений, уменьшающих внутренние усилия в сечениях элементов;

20. Устройство шпренгельных систем (шпренгельные балки, шпренгельные колонны, шпренгельные фермы, шпренгельные плиты).

Настоящее учебное пособие посвящено методам расчета и проектирования шпренгельных балочных конструкций.

Изложение методов расчета и проектирования шпренгельных балочных конструкций удобно вести применительно к конкретным исходным данным.

Цель работы: требуется выполнить расчет и конструирование элементов рабочей площадки: настила, балок настила, вспомогательных и главных балок, колонны, базы и оголовка колонны.

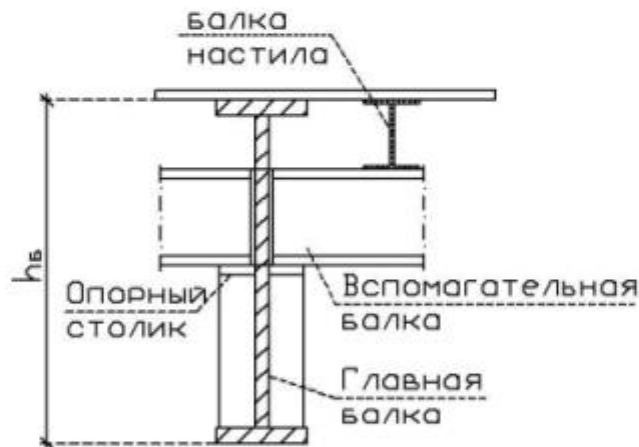
1. Порядок проектирования:

- разработка усложненных балочных клеток (2 и 3 схема)
- сравнение вариантов по расходу стали и выбор основного варианта
- расчет конструкций основного варианта
- оформление чертежей

Исходные данные:

- шаг колонн в продольном направлении
- шаг колонн в поперечном направлении
- относительный прогиб настила
- относительный прогиб балок
- сопряжение балок
- тип сечения колонн
- временная равномерно распределенная нагрузка на настил

$L=11.8$ м
 $B=7,6$ м
 $n_0^H = 230$
 $n_0^6 = 340$
пониженное
сплошной
 $q^{вр} = 19,0$ кН/м²



2. Настилы балочных клеток.

Простейшая конструкция несущего настила состоит из стального листа, уложенного на балки и приваренного к ним. Наиболее выгодное решение по расходу материала получается при минимальной толщине настила. Из опыта проектирования следует, что рационально использовать при нагрузке 19,0 кН/м² листы толщиной 10 мм.

2.1 Определение шага балок настила

Задавшись толщиной настила $t_n=10$ мм по формуле А.Л. Телояна определяем искомое отношение шага балок настила a к толщине настила t_n

$$\frac{a}{t} = \frac{4 * n_0}{15} * \left(1 + \frac{72 * E_1}{n_0 * q^{np}} \right) = \frac{4 * 210}{15} * \left(1 + \frac{72 * 2.263 * 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}}{230^4 * 19.0 * 10^{-4} \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}} \right) = 73.16$$

n_0 - относительный прогиб настила (по заданию)

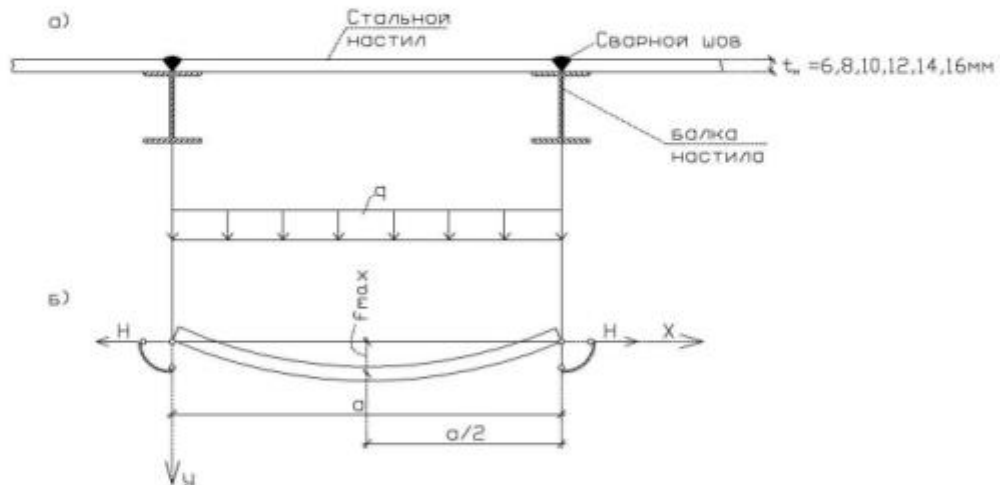
q^{np} - временная нормативная равномерно распределенная нагрузка на настил (по заданию)

E_1 - цилиндрическая жесткость настила (точнее: модуль упругости при цилиндрическом изгибе настила) определяется по формуле:

$$E_1 = \frac{E}{1 - \mu^2} = \frac{2.06 * 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}}{1 - 0.3^2} = 2.263 * 10^4 \text{кН/см}^2$$

E - модуль упругости стали

μ - коэффициент Пуассона, равный в упругой стадии от 0,27 до 0,35



Вычисляем расчетный шаг балок настила по формуле:

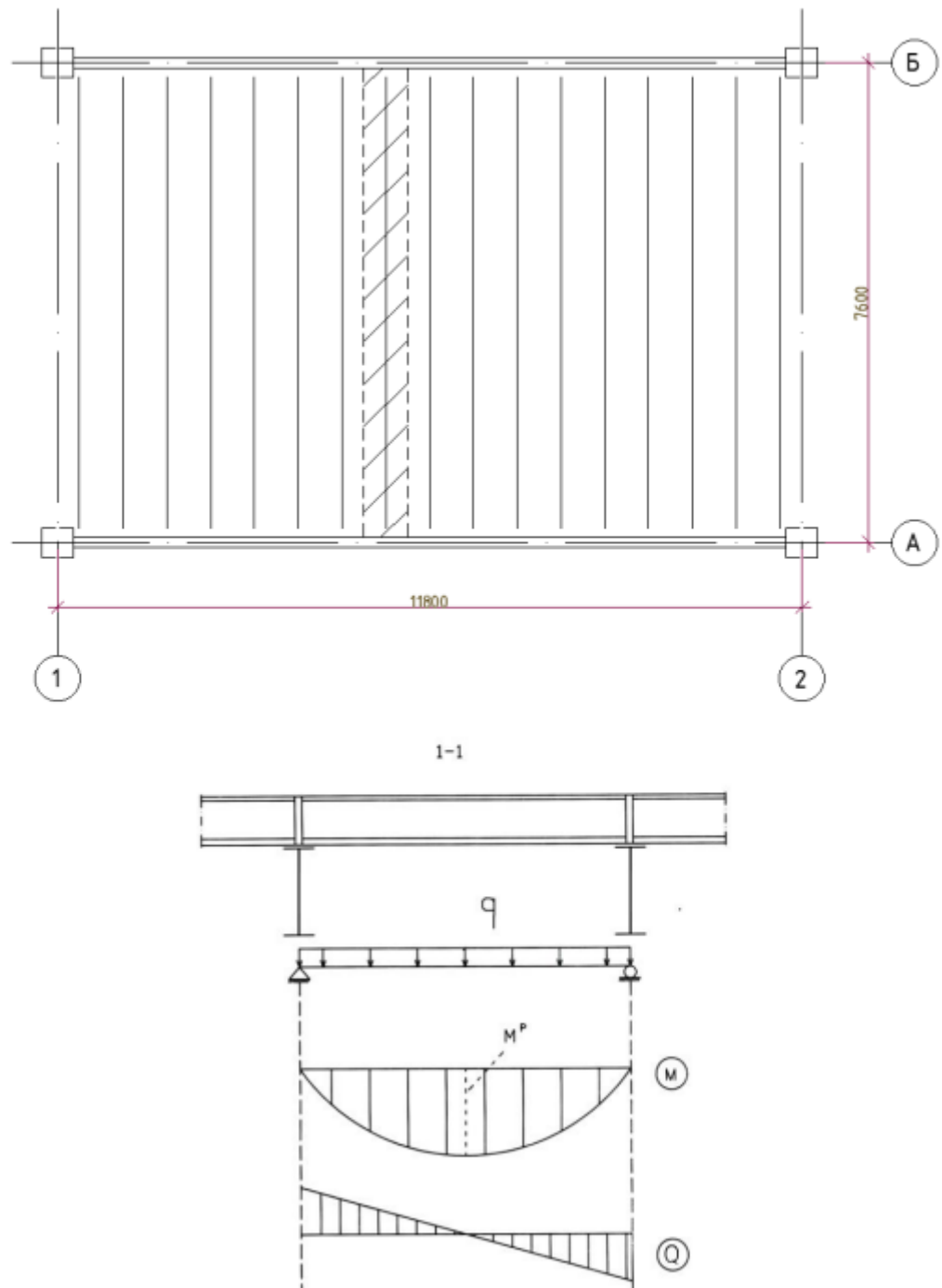
$$a_p = 73.16 * 10 = 731.6 \text{ мм}$$

Теперь исходя из расчетного шага можно найти конструктивный: находим количество шагов

$$\frac{L}{a_p} = \frac{760 \text{ см}}{73.16 \text{ см}} = 10.388 \approx 11 (y)$$

Находим конструктивный шаг $\frac{L}{y} = \frac{760 \text{ см}}{11} = 69.09 \text{ см} (a_k); \frac{L}{y} = \frac{1180 \text{ см}}{11} = 69.09 \text{ см} (a_k)$

2.2 Схема №1 (Упрощенный тип балочной клетки)



Определяем постоянную нормативную нагрузку на балку настила

$$Q^n = (q^{вр} + g^n) \cdot a_k = \left(19,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} + 0,785 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}\right) \cdot 0,694 \text{ м} = 13,73 \text{ кН/м}$$

Здесь:

$q^{вр} = 19,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ – временная нормативная равномерно распределенная нагрузка на настил
 g^n – вес 1 м^2 стального листа толщиной 10 мм
 $a_k(\text{м})$ – конструктивный шаг балок настила

Расчетная нагрузка на балку настила:

$$q = (q^{вр} \cdot n_p + g^n \cdot n_g) \cdot a_k = \left(1,2 \cdot 19,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} + 1,05 \cdot 0,785 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}\right) \cdot 0,694 \text{ м} = 16,39 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Где: n_p и n_g – коэффициенты перегрузки, принимаемые по СП «Нагрузки и воздействия»
 Теперь можем вычислить максимальный расчетный изгибающий момент в середине пролета балки настила:

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 16,39 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot (7,6 \text{ м})^2 / 8 = 118,33 \text{ кНм};$$

Где:

L- 7,6 м пролет балки

Определяем требуемый момент сопротивления сечения при изгибе

$$W_{тр} = \frac{M_{max}}{c_1 R \gamma} = \frac{17478 \text{ кН} \cdot \text{см}}{1,1 \cdot 23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 0,9} = 519,7 \text{ см}^3$$

Где γ – коэффициент условия работы

По сортаменту принимаем двутавр №33, имеющий следующие характеристики:

$$I_x = 9840 \text{ см}^4$$

$$W_x = 597 \text{ см}^3$$

$$b = 140 \text{ мм}$$

$$g = 42,2 \text{ кг/м}$$

Проверяем прогиб балки:

$$f = \frac{5 q^n l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 5 \cdot 0,1373 \frac{\text{кН}}{\text{см}} \cdot 760^4 \text{ см}^4 / \left(384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 9840 \text{ см}^4\right) = 2,94 \text{ см}$$

$$> 2,12 \text{ см} = \frac{760 \text{ см}}{340}$$

Тогда по сортаменту принимаем двутавр №40, имеющий следующие характеристики:

$$I_x = 19062 \text{ см}^4$$

$$W_x = 953 \text{ см}^3$$

$$b = 155 \text{ мм}$$

$$g = 57,0 \text{ кг/м}$$

Проверяем прогиб балки:

$$f = \frac{5q^u l^4}{384 * E * I_x} = 5 * 0.1373 \frac{\text{кН}}{\text{см}} * 760^4 \text{ см}^4 / \left(384 * 2,06 * 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} * 19062 \text{ см}^4 \right) = 1,52 \text{ см}$$

$$< 2,12 \text{ см} = \frac{760 \text{ см}}{340}$$

Принятое сечение удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

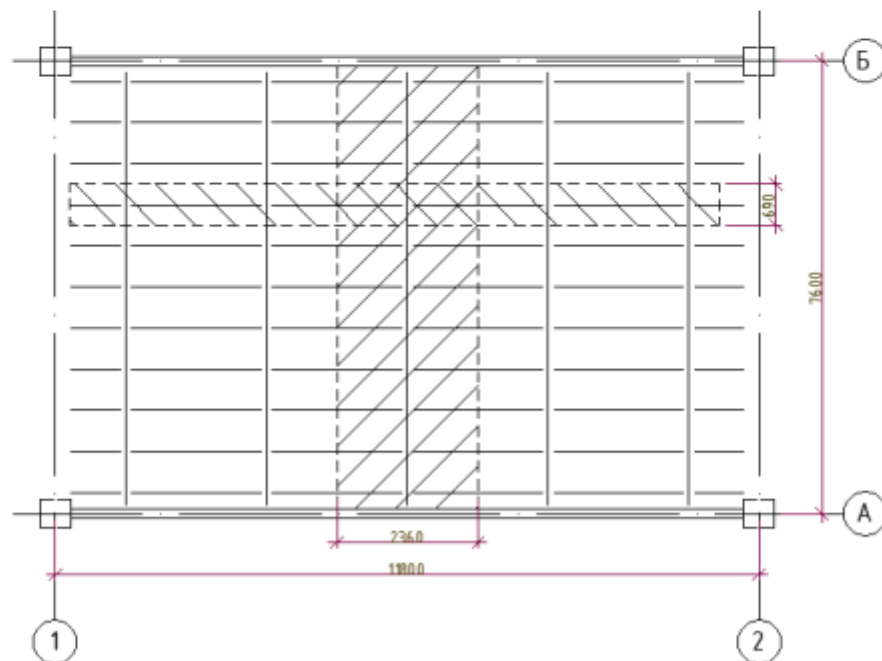
Теперь определим расход стали:

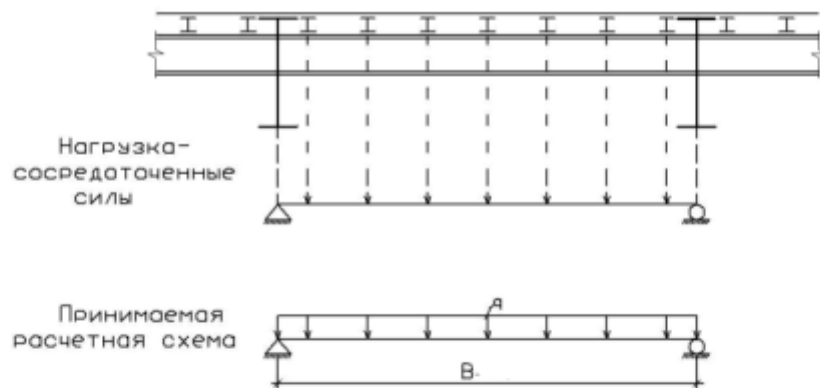
$$\text{От настила: } 78,5 \text{ кг/м}^2 * 7,6 \text{ м} * 11,8 \text{ м} = 7,04 \text{ т}$$

$$\text{От балок: } 57,0 \text{ кг/м} * 7,6 \text{ м} * 17 = 7,36 \text{ т}$$

$$\text{Общий расход стали: } 14,4 \text{ т}$$

2.3 Схема №2 (Усложненный тип балочной клетки)





Пролет вспомогательной балки делим на 11 частей по 69.09см, а пролет главной балки делим на 5 частей по 2,36м (пролет вспомогательных балок)

Определяем постоянную нормативную нагрузку на балку настила

$$Q^n = (q^{вп} + g^n) \cdot a_k = \left(19,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} + 0,785 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \right) \cdot 0,6909 \text{ м} = 13,67 \text{ кН/м}$$

Расчетная нагрузка на балку настила:

$q = (q^{вп} \cdot n_p + g^n \cdot n_g) \cdot a_k = \left(1,2 \cdot 19,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} + 1,05 \cdot 0,785 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \right) \cdot 0,6909 \text{ м} = 16,31 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ Теперь можем вычислить максимальный расчетный изгибающий момент в середине пролета балки настила:

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 16,31 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot \frac{(2,36 \text{ м})^2}{8} = 11,36 \text{ кНм}$$

Где:

L- 1,9 м пролет балки настила

Определяем требуемый момент сопротивления сечения при изгибе

$$W_{тр} = \frac{M_{max}}{c_1 R \gamma} = \frac{1136 \text{ кН} \cdot \text{см}}{1,1 \cdot 23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 0,9} = 49,89 \text{ см}^3$$

Принимаем по сортаменту принимаем двутавр №12, имеющий следующие характеристики:

$$I_x = 350 \text{ см}^4$$

$$W_x = 58,4 \text{ см}^3$$

$$B = 64 \text{ мм}$$

$$g = 11,5 \text{ кг/м}$$

Проверяем прогиб балки:

$$f = \frac{5q^n l^4}{384 * E * I_x} = \frac{5 * 0,1367 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} * 236^4 \text{ см}^4}{384 * 2,06 * 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} * 350 \text{ см}^4} = 0,76 \text{ см} > 0,69 \text{ см} = \frac{236 \text{ см}}{340}$$

Принимаем по сортаменту принимаем двутавр №14, имеющий следующие характеристики:

$$I_x = 572 \text{ см}^4$$

$$W_x = 81,7 \text{ см}^3$$

$$B = 73 \text{ мм}$$

$$g = 13,7 \text{ кг/м}$$

Проверяем прогиб балки:

$$f = \frac{5q^n l^4}{384 * E * I_x} = \frac{5 * 0,1367 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} * 236^4 \text{ см}^4}{384 * 2,06 * 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} * 572 \text{ см}^4} = 0,47 \text{ см} < 0,69 \text{ см} = \frac{236 \text{ см}}{340}$$

Принятое сечение удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

Определяем нормативную и расчетную нагрузки на вспомогательную балку:

Нормативная нагрузка:

$$Q^n = (q_{вр}^n + g^n)l + g = \left(19 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} + 0,785 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}\right) 2,36 \text{ м} + 0,47 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 47,16 \text{ кН/м}$$

Где:

$$L = 2,26 - \text{длина рабочей зоны балки настила}$$

$$g = 0,47 \text{ кН/м} - \text{погонный вес балки настила}$$

Расчетная нагрузка:

$$q = \left[n_p q_{вр}^n + n_g \left(g^n + \frac{g}{a_k}\right)\right] = \left[1,2 * 19 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} + 1,05 \left(0,785 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}\right)\right] 2,36 \text{ м} + 0,47 \frac{\text{кН}}{\text{м}} * 1,05 = 56,24 \text{ кН/м}$$

Теперь можем вычислить максимальный расчетный изгибающий момент в середине пролета балки настила:

$$M_{max} = \frac{q * l^2}{8} = 56,24 \frac{\text{кН}}{\text{м}} * \frac{(7,6\text{м})^2}{8} = 406,05 \text{кН} * \text{м}$$

$$W_{тр} = \frac{M_{max}}{c_1 R \gamma} = \frac{40605 \text{кН} * \text{см}}{1,1 * 23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} * 0,9} = 1783,28 \text{см}^3$$

По сортаменту принимаем широкополый двутавр марки 55Б1, имеющий следующие характеристики:

$$I_x = 54480 \text{ см}^4$$

$$W_x = 2000 \text{ см}^3$$

$$b = 215 \text{ мм}$$

$$g = 86,3 \text{ кг/м}$$

Далее проверяем жесткость балки. Прогиб в середине пролета балки от нормальной нагрузки равен:

$$f = \frac{5 q l^4}{384 * E * I_x} = \frac{5 * 0,47 \frac{\text{кН}}{\text{см}} * 760^4 \text{см}^4}{384 * 2,06 * 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} * 54480 \text{см}^4} = 1,82 \text{см} < 2,24 \text{см} = \frac{760 \text{см}}{340}$$

Суммарный расход стали составляет:

$$\text{Расход вспомогательной балки: } 86,3 \text{ кг/м} * 5 * 7,6 \text{м} = 3,28 \text{т}$$

$$\text{Расход балки настила: } 13,7 \text{ кг/м} * 11 * 11,8 = 1,78 \text{т}$$

$$\text{Расход настила: } 7,04 \text{т}$$

$$\text{Общий расход: } 12,1$$

$$\delta = (14,04 - 12,1) / 14,04 * 100\% = 13,82\%$$

Сравнивая оба варианта, приходим к выводу, что наиболее экономичным по расходу стали, является усложненный тип балочной клетки, поэтому для дальнейшего решения выбираем ее.

Расчетные величины и формулы	Результаты расчета		
	Схема №1	Схема №2	
	Балка настила	Балка настила	Вспомогательная балка
Толщина настила (мм)	10	10	
Вес настила g кН/м ²	0,785	0,785	
Нормативная нагрузка q ⁿ Кн/м	13,73	13,67	47,16
Расчетная нагрузка q ^p кН/м	16,39	16,31	56,24
Максимальный изгибающий момент M _{max} кНм	118,33	11,36	406,05
Требуемый момент сопротивления W _{тр} см ³	519,7	49,89	1783,28
Сечение W _x см ³ ; I _x см ⁴ ; (g) кг/м	953-19062-57	81,7-572-13,7	2000-54480-86,3
Проверка на жесткость (f); см	1,52	0,47	1,82
Расход стали; т	14,04	12,1	

3. Компонировка и подбор составного сечения главной балки

Подбор сечения состоит в определении размеров поясов и стенки балки, исходя из заданных эксплуатационных условий, экономичности, прочности, устойчивости и технологичности изготовления. Балки составного сечения применяют в случаях, когда прокатные балки не удовлетворяют условиям прочности, жесткости, общей устойчивости, т.е. при больших пролетах и больших изгибающих моментах или когда нет необходимых прокатных балок. Сечение сварных балок в простейшем случае состоит из 3 листов: вертикальной стенки и двух горизонтальных полок (поясов), которые свариваются на заводе автоматической сваркой. Высота балки определяется экономическими соображениями, прочностью, максимально допустимым прогибом балки и в ряде случаев строительной высотой конструкции перекрытия. Наибольшая высота h_{opt} в большинстве случаев диктуется экономическими соображениями. Из опыта проектирования следует учесть, что в балке оптимальной высоты масса стенки примерно равно массе двух поясов балки. Наименьшая рекомендуемая высота балки определяется жесткостью балки – её предельным прогибом (второе предельное состояние). Минимальная высота балок обеспечивает необходимую жесткость при полном использовании несущей способности материала. Высоту главной балки лучше всего взять ближе к оптимальной высоте. Она не должна превышать строительной высоты перекрытия и должна быть больше минимальной высоты. Толщина стенки после высоты балки является вторым основным параметром сечения, т.к. сильно влияет на экономичность сечения составной балки. В высоких балках целесообразно толщину стенки проектировать в пределах $1/200 \div 1/250$ высоты. Обычно минимальную толщину стенки принимают не менее 8 мм (и реже 6 мм). В сварных балках пояса обычно проектируют из листов универсальной полосовой стали. Толщину горизонтального поясного листа сварной балки обычно назначают равной 2 – 3 толщинам стенки. Применение поясных листов толщиной более 30 мм нерационально, так как толстые листы имеют пониженное расчетное сопротивление. Ширину поясных листов обычно принимают равной $1/2 \div 1/5$ высоты балки из условия обеспечения общей и местной устойчивости балки.

3.1 Подбор сечения главной балки

Определяем нагрузку P^1 , действующую на главную балку. Находим удвоенную опорную реакцию вспомогательной балки с учетом коэффициента собственного веса главной балки:

$$P^1 = 2V_A k = 2 \cdot 213,712 \text{ кН} \cdot 1,05 = 448,8 \text{ кН}$$

Здесь: $V_A = 213,712 \text{ кН}$ – опорная реакция одной вспомогательной балки

$K = 1,05$ – коэффициент, учитывающий собственный вес главной балки.

Полная нагрузка на главную балку:

$$P = nP^1 = 5 \cdot 448,8 \text{ кН} = 2244,0 \text{ кН}$$

Здесь:

$P^1 = 629,41 \text{ кН}$ – сосредоточенная сила на главную балку от вспомогательной балки, балки настила и самого настила

$n=5$ – число вспомогательных балок на одной главной балке

Главную балку рассчитываем с учетом развития пластических деформаций. Определяем требуемый момент сопротивления.

$$W_{тр} = \frac{M_{max}}{c_1 R_y} = \frac{344229,6 \text{ кНсм}}{1,1 * 23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} * 0,9} = 15117,68 \text{ см}^3$$

Теперь определяем оптимальную высоту балки, предварительно задавшись ее высотой $L/10=1,18$ м. и вычислив по формуле толщину стенки:

$$t_{ст} = 7 + 3h/1000 \text{ мм} = 7 + 3 * 1180/1000 = 10,54 \approx 10 \text{ мм}$$

Оптимальная высота балки:

$$h_{opt} = k \sqrt{\frac{W}{t_{ст}}} = 1,15 \sqrt{\frac{15117,6 \text{ см}^3}{1 \text{ см}}} = 141,4 \text{ см}$$

где k – коэффициент, зависящий от конструктивного оформления балок; величину k рекомендуется принимать для сварных балок равной $1,2 \div 1,15$; для клепанных $1,25 \div 1,2$ – СП «Стальные конструкции»; (назначаем $k = 1,15$);

$W = 15117,6 \text{ см}^3$ – момент сопротивления сечения при изгибе главной балки. Минимальную высоту главной балки определяем по формуле:

$$h_{min} = 5c_1 R I (q^H + g^H) / (24 E (q^H n_p + g^H n_g)) \left[\frac{I}{f} \right] = \frac{5 * 1,1 * 23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} * 1180 \text{ см} * 340}{24 * 2,06 * 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} * 1,2} = 85,54 \text{ см}$$

Здесь:

$E = 2,06 * 10^4 \text{ кН / см}^2$ модуль упругости стали

$f/I = 250$ относительный предельный прогиб

$\frac{(q^H + g^H)}{(q^H n_p + g^H n_g)} \approx 1,2$ из опыта проектирования

Сравнивая полученные значения высоты принимаем высоту балки $h = 139 \text{ см}$

Вычислим строительную высоту балки:

$$h_{стр} = h_{гб} + t_n = 139 \text{ см} + 1 \text{ см} = 140 \text{ см} \leq 160 \text{ см} \text{ (максимально допустимая высота)}$$

Здесь:

; $h_{гб} = 139 \text{ см}$ высота главной балки

$t_n = 1 \text{ см}$ – толщина настила

Теперь с помощью оптимальной высоты можем уточнить толщину стенки, по той же формуле:

$$t_{ст} = 7 + 3h/1000 = 7 + 3 \cdot 1390 \text{ мм} / 1000 = 11,17 \text{ мм} \approx 12 \text{ мм}$$

Из условия работы стенки на восприятие касательных напряжений на опоре имеем (при опирании балки с помощью опорного ребра):

$$t_{ст} = 3Q_{max} / 2h R_{ср} = 3 \cdot 1122,0 \text{ кН} / (2 \cdot 139 \text{ см} \cdot 13,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}) = 0,89 \text{ см}$$

где, Q_{max} – максимальная поперечная сила

$h = 139 \text{ см}$ – высота главной балки;

$R_{ср} = 13,5 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление стали на срез

Вычисляем толщину стенки из условия её местной устойчивости

$$t_{ст} = \frac{\left(h \sqrt{\frac{R}{E}} \right)}{5,5} = \frac{139 \text{ см} \sqrt{\frac{23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}}{2,06 \cdot 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}}}}{5,5} = 0,84 \text{ см}$$

Сравнивая полученную расчетным путем толщину стенки с принятой ранее ($t_{ст} = 12 \text{ мм}$), приходим к выводу, что она удовлетворяет условию прочности на действие касательных напряжений и не требует усиления ее ребрами жесткости для обеспечения местной устойчивости

Размеры горизонтальных поясных листов находим, исходя из необходимой несущей способности балки. Для этого вычисляем требуемый момент инерции сечения балки по формуле:

$$I = \frac{Wh}{2} = 15117,6 \text{ см}^3 \cdot \frac{139 \text{ см}}{2} = 1050673,2 \text{ см}^4$$

Находим момент инерции стенки балки, принимая толщину поясов равной 2 см:

$$h_{ст} = h - 2t_n = 139 \text{ см} - 2 \cdot 2 \text{ см} = 135 \text{ см}$$

$$I_{ст} = t_{ст} \cdot \frac{h_{ст}^3}{12} = 1,2 \text{ см} \cdot \frac{135^3 \text{ см}^3}{12} = 246\,037,5 \text{ см}^4$$

Здесь:

$h_{ст} = 135 \text{ см}$ – высота стенки

$t_{ст} = 1,2 \text{ см}$ – толщина стенки

$t_n = 2 \text{ см}$ толщина полки

Вычисляем необходимый момент инерции поясных листов относительно нейтральной оси балки:

$$I_{\Pi} = I - I_{CT} = 804635,7 \text{ см}^4$$

Теперь определяем требуемую площадь сечения одного пояса балки

$$A_{\Pi} = 2I_{\Pi}/h_0^2 = 2 * \frac{804635,7 \text{ см}^4}{137^2 \text{ см}^2} = 85,74 \text{ см}^2$$

по сортаменту принимаем пояса из универсальной полосовой стали 450х20мм

$$A_{\Pi}=90 \text{ см}^2$$

Уточняем ранее принятый коэффициент c_1 , учитывающий влияние пластических деформаций.

С этой целью вычислим отношение A/A_{CT}

$$A_{CT}=h_{CT}*t_{CT}=135\text{см}*1,2\text{см}=162 \text{ см}^2$$

$$A_{\Pi}/A_{CT}=0,56$$

По приложению принимаем коэффициент $c_1=1,115$

Проверяем принятую ширину исходя из условий:

$$\frac{b_{CB}}{t_{\Pi}} = \frac{(b_{\Pi} - 1 \text{ см})}{2 * t_{\Pi}} < 0,11h_0/h_{CT} < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R}}$$

$$11.0 \leq 12.56 \leq 14.96$$

По формуле проверяем несущую способность балки. Предварительно, исходя из условия устойчивости стенки в области пластических деформаций в пролетной части балки в месте действия максимального момента, где поперечная сила Q практически равна нулю вычисляем условную гибкость стенки:

$$\lambda_{CT} = h_{CT}/t_{CT} \sqrt{\frac{R}{E}} = 135\text{см}/1,2\text{см} \sqrt{\frac{23\text{кН/см}^2}{2,06 * 10^4\text{Н/см}^2}} = 3,76$$

Несущая способность балки при изгибе:

$$M_{max} < R\gamma h_0^2 t_{CT} (A_{\Pi}/A_{CT} + a) = 23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} * 0,95 * 137^2 \text{ см}^2 * 1,2\text{см} (0,56 + 0,219)$$

$$= 383363,96 \text{ кНсм} = 3833,6396 \text{ кНм}$$

$$M_{max} < M \quad 3833,6396 \text{ кНм} \geq 3442,296 \text{ кНм}$$

$$a=0.24-8.5*10^{-3}(\lambda_{CT}-2,2)^2=0,219$$

Подобранное сечение балки проверяем на прочность. С этой целью находим момент сопротивления сечения при изгибе балки

$$W=I*2/h=1050673.2\text{см}^4*2/139\text{см}=15117,6\text{см}^3$$

Наибольшее нормальное напряжение в балке определяем по формуле:

$$\sigma = M_{\max} / (c_1 W) = 344229,6 \text{ кНсм} / (1,1 * 15117,6 \text{ см}^3) = 20,7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$M_{\max}$ – расчетный изгибающий момент в середине пролета главной балки

W – момент сопротивления сечения при изгибе главной балки

$\gamma = 0,95$ – коэффициент условий работы

Подобранное сечение удовлетворяет условию прочности.

$$(20,7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} - 20,7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}) / 20,7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} * 100\% = 0,0\%$$

Недонапряжение менее 5%. Проверку прогиба балки делать не следует, так как принятая высота сечения больше минимальной и регламентированный прогиб будет обеспечен.

3.2 Изменение сечения балки по ее длине

Сечение главной балки, подобранное по максимальному изгибающему моменту, с целью уменьшения расхода стали можно уменьшить в местах снижения моментов. Изменение сечения балки по длине целесообразно проводить для балок пролетом более 10м. Для балок с небольшим пролетом изменение сечения не оправдано, поскольку это связано с технологическими затратами изготовления балки. В рассматриваемом проекте изменение сечения балки по её длине целесообразно, так как пролет главной балки составляет 12м. Изменить сечение балки можно многими способами. Например, уменьшив высоту сечения или ширину поясов балки, можно сэкономить расход стали. С точки зрения трудоемкости изменение высоты балки является сложным процессом, а потому применяется достаточно редко. Изменение же сечения балки вариациями ширины или толщины поясов является наиболее распространенным способом, а потому применяется часто. В данном проекте рассмотрим пример изменения сечения балки по длине за счет ширины поясов. Место изменения сечения обычно применяют на расстоянии 1/6 пролета балки от опоры. Сечения поясов соединяем в стык электродами Э42 ($R_{св} \cdot 0,85 = R$) без применения физических методов контроля.

Определяем расчетный момент и поперечную силу в сечении, находящемся от опоры на расстоянии:

$$X = 2,0$$

$$Q_1 = 673,2 \text{ кН}$$

$$M_1 = 1875,984 \text{ кНм}$$

Подбор измененного сечения выполняем в упругой стадии работы стали. Для этого определяем требуемый момент сопротивления изгибу и момент инерции измененного сечения:

$$W_1 = M_1 / (R_{св}) = 187598,4 \text{ кНсм} / (23 \text{ кН/см}^2 * 0,85) = 9595,83 \text{ см}^3$$

Теперь определим требуемый момент инерции поясов

$$I_1 = W_1 * h / 2 = 9595,83 \text{ см}^3 * 139 \text{ см} / 2 = 666910,19 \text{ см}^4$$

Здесь:

M_1 – расчетный изгибающий момент в измененном сечении

$R_{св} = 0,85 * R$ – расчетное сопротивление сварного стыкового соединения
растяжению

W_1 – требуемый момент сопротивления сечения

Теперь определим требуемый момент инерции поясов

$$I_{п1} = I_1 - I_{ст} = 666910,19 \text{ см}^4 - 246037,5 \text{ см}^4 = 420872,69 \text{ см}^4$$

Требуемую площадь сечения одного пояса определим так:

$$A_{п1} = 2 * I_{п1} / h_0^2 = 2 * 420872,69 \text{ см}^4 / 137^2 \text{ см}^2 = 44,85 \text{ см}^2$$

По сортаменту принимаем стальной лист с размерами 240x20 мм с площадью $A_{п1} = 48$

Далее вычисляем момент инерции и момент сопротивления уменьшенного сечения:

$$I_1 = I_{ст} + 2b_1t_n \left(\frac{h_0^2}{4} \right) = 246037,5 \text{ см}^4 + 2 * 24 \text{ см} * 2 \text{ см} (137^2 \text{ см}^2 / 4) = 696493,5 \text{ см}^4$$

$$W_1 = \frac{2I_1}{h} = 2 * \frac{696493,5 \text{ см}^4}{139 \text{ см}} = 10021,49 \text{ см}^3$$

Где

$I_{ст}$ – момент инерции стенки

h - высота главной балки

Определим максимальное напряжение уменьшенного сечения:

$$\sigma_{max} = \frac{M_1}{W_1} = \frac{187598,4 \text{ кНсм}}{9595,83 \text{ см}^3} = 19,55 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\text{Теперь проверяем условие } \sigma_{max} = 19,55 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 0,85 R = 19,55 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Убедившись, что выполняются все необходимые условия, сохраняем без изменения ранее принятые размеры уменьшенного сечения.

4. Проверка прочности, жесткости и общей устойчивости балок составного сечения

Проверка прочности сводится к проверке наибольших нормальных и касательных напряжений, а при упругопластической работе стали балки – к определению устойчивости стенки в области пластических деформаций

В разрезных балках места наибольших нормальных и касательных напряжений обычно не совпадают, и их проверяют раздельно. Из опыта проектирования следует, что проверку следует производить в сечениях наиболее неблагоприятного сочетания изгибающих моментов и поперечных сил. Такими местами в составных балках являются: сечение на опоре в месте изменения сечения разрезной составной балки и т.д. Прогиб балок определяют от действия нормативной нагрузки методами известными из строительной механики: прогиб не должен превышать значений, утвержденных СП «Стальные конструкции». Прогиб составных балок можно не проверять, если фактическая высота балки больше минимальной высоты

4.1 Проверка прочности балки, жесткости и общей устойчивости сварной балки

Проверяем наибольшие нормальные напряжения в поясах (в середине пролета)

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 W} = \frac{344229,6 \text{ кНсм}}{1,1 * 15117,6 \text{ см}^3} = 20,7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq R_y = 21,85 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Проверяем наибольшее касательное напряжение в стенке (на опоре балки) по формуле:

$$\tau = \frac{Q_{\max} S_1}{I_1 t_{\text{ст}}} = \frac{1122,0 \text{ кН} * 6843,75 \text{ см}^3}{696 493,5 \text{ см}^4 * 1,2 \text{ см}} = 9,18 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 13,05 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = R_{\text{ср}}$$

Здесь:

$Q_{\max}$ – наибольшая поперечная сила на опоре
 S_1 –

статический момент половины балки относительно ее нейтральной оси

I_1 – момент инерции измененного сечения

$t_{\text{ст}}$ – толщина стенки

Местных напряжений в стенке под балками настила нет, т.к. пониженное сопряжение и соответственно нет участка передачи нагрузки на стенку балки $\sigma_M=0$

Т.К. у нас нет местных напряжений, действующих на стенку балки, то и проверять совместное действие нормальных и касательных напряжений смысла нет, но в учебных целях можно. Проверяем приведенные напряжения по формуле в месте изменения сечения (где они будут наибольшими):

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = \sqrt{\left(18,18 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}\right)^2 + 3 * \left(2,65 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}\right)^2} = 18,75 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 1,15 R = 26,45 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_1 = M_1 h_{\text{ст}} / (W_1 h) = 187\,598,4 \text{ кНсм} \cdot 135 \text{ см} / (10\,021,49 \text{ см}^3 \cdot 139 \text{ см}) = 18,18 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\tau_1 = Q_1 S_{\Pi 1} / (I_1 t_{\text{ст}}) = 673,2 \text{ кН} \cdot 3\,288 \text{ см}^3 / 696\,493,5 \text{ см}^4 \cdot 1,2 \text{ см} = 2,65 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Здесь:

σ_1 – расчетное нормальное напряжение в уменьшенном сечении

τ_1 – расчетное касательное напряжение в уменьшенном сечении

M_1 – момент в уменьшенном сечении

Q_1 – поперечная сила в уменьшенном сечении

$S_{\Pi 1}$ – статический момент в уменьшенном сечении

I_1 – момент инерции в уменьшенном сечении

$t_{\text{ст}}$ – толщина стенки

В середине пролета балки, где развиваются пластические деформации, выясняем применимость формулы

$$I \geq h/b_n = 139/45 = 3,09 \leq 6$$

$$b_n/t_n = 45/2 = 22,5 \leq 35$$

$$\begin{aligned} \frac{I_0}{b_n} &< \delta \left[0,41 + \frac{0,0032b}{t} + (0,73 - 0,0016b/t)b/h_0 \right] \sqrt{\frac{E}{R}} \\ &= 0,1 \left[0,41 + 0,0032 \cdot \frac{24 \text{ см}}{2 \text{ см}} + \left(0,73 - 0,016 \cdot \frac{24 \text{ см}}{2 \text{ см}} \right) 24 \text{ см} / 137 \text{ см} \right] \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}}{23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}}} \\ &= 16,69 > 5,24 \end{aligned}$$

$\delta = 0,1$ – коэффициент, равный единице при упругой стадии работы стали

b – ширина уменьшенного пояса

t_n – толщина полки

h_0 – расстояние между осями полк

Обе проверки показывают, что общая устойчивость балки обеспечена.

Так как принятая высота балки больше минимальной $h = 139 \geq h_{\text{min}}$, то проверку прочности балки не проводим

4.2 Проверка местной устойчивости главной балки

Проверку местной устойчивости сжатого пояса производим в месте наибольших нормальных напряжений – в середине пролета балки, где возможны пластические деформации.

Вычислим отношение:

$$\frac{b_{св}}{t_n} = \frac{45 - 1}{2 \cdot 2} = 11,0 < \frac{0,11h_0}{t_{ст}} = \frac{0,11 \cdot 137}{1,2} = 12,56 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}}{23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}}} = 14,96$$

$$\frac{h_0}{t_{ст}} = \frac{137 \text{ см}}{1,2 \text{ см}} = 114,17 > 2,7 \sqrt{\frac{E}{R}} = 80,8$$

Проверка показывает, что местная устойчивость пояса обеспечена.

Проверка устойчивости стенки

В первую очередь определяем по гибкости необходимость в устройстве ребер жесткости:

$$\lambda_{ст} = \frac{h_{ст}}{t_{ст}} \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{135 \text{ см}}{1,2 \text{ см}} \cdot \sqrt{\frac{23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}}{2,06 \cdot 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}}} = 3,76 > 2,2$$

Здесь:

$h_{ст}=135 \text{ см}$ – высота стенки

$t_{ст}=1,2 \text{ см}$ – толщина стенки

$R=23 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление стали

Из формулы следует, что вертикальные ребра жесткости необходимы. Расстановку ребер жесткости производим под каждую вспомогательную балку, так как местные напряжения в стенке в этой зоне недопустимы.

Условие $\lambda_{ст}=3,76 \geq 2,2$ свидетельствует о том, что проверку устойчивости стенки необходимо производить. Проверяем второй отсек. Определяем средние значения усилий M и Q в сечении 2-2 на расстоянии $x=236 \text{ см}$ от опоры:

$M_2=2118,336 \text{ кНм}$

$Q_2=673,2 \text{ кН}$

После определения внутренних усилий вычисляем соответствующие напряжения – по формулам:

$$\sigma = M_2 h_{ст} / (Wh) = 211833,6 \text{ кНсм} \cdot 135 \text{ см} / (139 \text{ см} \cdot 15117 \text{ см}^3) = 13,61 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\tau = Q_2 / (h_{ct} t_{ct}) = 673,2 \text{ кН} / (135 \text{ см} * 1,2 \text{ см}) = 4,16 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\tau_{кр} = 10,3(1 + 0,76/\mu^2) R_{CP} / \lambda_{y_{ct}}^2 = 10,3(1 + 0,76/1,75^2) 13,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} / 3,16^2 = 17,38 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Здесь:

$h_{ct} = 135 \text{ см}$ – высота стенки

λ_{ct} – гибкость стенки

$a = 236 \text{ см}$ – расстояние между ребрами жесткости

$R_{cp} = 13,5 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление стали на срез

Итак имеем отношение размеров отсека:

$$\mu = a/h_0 = 236/135 = 1,75 \geq 1$$

$$\delta = \beta * b_n / (h_0 (t_n / t_{ct})^3) = (0,8 * 45 \text{ см} / (137 \text{ см}) * (2 \text{ см} / 1,2 \text{ см})^3) = 1,21$$

Здесь:

β – коэффициент, равный 0,8

$b_n = 45 \text{ см}$ – ширина пояса главной балки

$t_n = 2 \text{ см}$ толщина пояса

$t_{ct} = 1,2 \text{ см}$ толщина стенки

Далее определяем нормальное критическое напряжение по формуле:

$$\sigma_{кр} = c_{кр} R / \lambda_{ct}^3 = 31,86 * 23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} / 3,76^2 = 51,83 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

По формуле определяем $\sigma_{м.кр.}$:

$$\sigma_{м.кр.} = c_1 R / \lambda_a^2 = 37,82 * 23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} / 4,73^2 = 38,86 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\lambda_a = \frac{a}{2} / \left(t_{ct} \sqrt{\frac{R}{E}} \right) = \frac{236 \text{ см}}{2} / \left(1,2 \text{ см} \sqrt{\frac{23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}}{2,06 * 10^4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}}} \right) = 4,73$$

Теперь подставляем все вычисленные значения в условие местной устойчивости стенки между двумя сжатыми ребрами жесткости. Это условие записывается так:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{кр}} + \frac{\sigma_m}{\sigma_{м.кр.}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{кр}} \right)^2} < \gamma_1 \quad \text{или} \quad \sqrt{\left(\frac{13,61 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}}{51,83 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}} \right)^2 + \left(\frac{4,16 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}}{17,38 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}} \right)^2} = 0,126 < 1,1$$

Проверка свидетельствует о том, что устойчивость стенки обеспечена и устойчивость ребер жесткости с шагом, $a = 236 \text{ см}$ по длине балки – достаточно.

5. Проектирование балок составного сечения

Различают два типа стыков балок: заводские и монтажные). Заводские стыки представляют собой соединение отдельных частей какого-либо элемента балки (стенки, пояса), выполняемые из-за недостаточной длины имеющегося проката. Их расположение обусловлено длиной проката или конструктивными соображениями. Чтобы ослабление сечения балки этим стыком не было слишком велико, стыки отдельных элементов располагают в разных местах по длине балки, с перевязкой.

Монтажные стыки выполняются при монтаже конструкций. Эти стыки необходимы тогда, когда масса или размеры балки не позволяют транспортировать или монтировать ее целиком, например: ферма длиной 24 м. Расположение монтажных стыков обусловлено членением балки на отдельные отправочные элементы (отправочные марки). В монтажных стыках удобно все элементы балки соединять в одном сечении. Такой стык называется универсальным.

Стыки прокатных балок выполняют, как правило, в виде сварных швов. Наиболее удобное и распространенное соединение балок – соединение встык. При необходимости устройства стыка в сечении, где действует большой изгибающий момент, предусматривают прямое соединение балок встык (прямой шов), а полки усиливают накладками

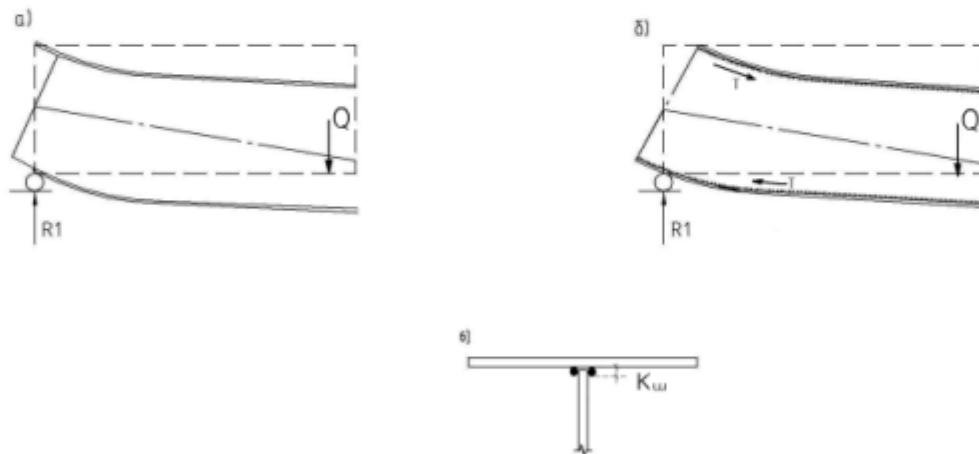


Рис 6.1 Работа поясных швов :
а– сдвиг не закрепленных поясов относительно стенки отсутствует ;
б– работа поясных швов на сдвиг ;
в– поясные швы

5.1. Расчет поясных швов сварной балки

Так как в рассматриваемом проекте нагрузки – статические, то расчеты ведутся с учетом пластических деформаций, а швы выполняются двусторонними, автоматической сваркой – сварочной проволокой СВ-0,8 А

Определяем толщину шва в сечении $x=2,0$ м, которое соответствует месту расположения второстепенной балки, где сдвигающая сила максимальна.

$$k_{ш} = \frac{\left[\frac{1}{n(\beta R_y^{CB})_{min}} \right] Q S_{n1}}{I_1} = \frac{(1/[2 * 18,97 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}]) * 1258,82 \text{кН} * 4410 \text{см}^3}{927727,29 \text{см}^4} = 0,1577 \text{см} \\ = 1,577 \text{мм}$$

$$(\beta R_y^{CB})_{min} =$$

$18,97 \text{ кН/см}^2$ – меньшее из произведений глубины проплавления и расчетного сопротивления, принимаемое по условному срезу шва или по приложению

Q – поперечная сила в опорном сечении стенки

$n=2$ – коэффициент, равный двум при относительно нейтральной оси сечения балки

S_{n1} – статический момент пояса относительно нейтральной оси сечения балки

I_1 – момент инерции сечения балки

F – опорная реакция вспомогательной балки

Далее определяем более опасное сечение шва

$$\beta_{ш} R_{yш}^{CB} = 1,1 * 18 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 19,8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > \beta_c R_{yc}^{CB} = 1,15 * 16,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 18,97 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Назначаем по приложению 15 минимально допустимый при толщине пояса 20 мм шов 7 мм, что больше получившегося по расчету 1,577мм.

5.2. Расчет монтажного стыка сварной балки

Чтобы избежать сварки при монтаже и концентрации остаточных сварочных напряжений, в последнее время монтажные стыки составных балок выполняются на высокопрочных болтах. В таких стыках каждый пояс балки перекрывают тремя накладками с двух сторон, а стенку- двумя вертикальными накладками, площадь сечения которых не должно быть меньше площади сечения перекрываемого элемента. Болты в стыке устраивают на минимальных расстояниях друг от друга: (2,5-3)d болта – чтобы уменьшить размеры и массу стыковых накладок.

Стык проектируем в середине пролета балки, где максимальный изгибающий момент $M=4028,224$ и отсутствует поперечная сила $Q=0$.

Стык осуществляем высокопрочными болтами диаметром $d=20$ мм из стали 40 X «селект», приведенный в приложении 16, табл. 1. Обработка поверхности – пескоструйным аппаратом с обеих сторон. Несущая способность болта вычислим по формуле:

$$Q^{вб} = R_p^{вб} A_{нт}^{б} \left(\frac{\gamma_{б\mu}}{\gamma_n} \right) k = 182,36 \text{кН}$$

Здесь:

$$R_p^{вб} = 77 \text{ кН/см}^2 \text{ – расчетное сопротивление болта}$$

$A_{нт}^6 = 2,45 \text{ см}^2$ – площадь сечения болта нетто по нарезке

$\gamma_6 = 0,85$ –

коэффициент условий работы болтового соединения, принимаемый по СНиП «Стальные конструкции»

$\mu = 0,58$ – коэффициент трения

$\gamma_n = 1,02$ – коэффициент надежности

$k = 2$ – число расчетных плоскостей трения одного болта

Стык поясов

Каждый пояс балки перекрываем тремя накладками: одну накладку с сечением 450x12 и две с сечением 220x12 – общей площадью сечения

$$A_n = 1,2(45 + 22 \cdot 2) = 106,8 \geq 45 \cdot 2 = 90 = A_n$$

Усилие N_n в поясе определяем по следующей формуле:

$$M_n = \frac{M I_n}{I} = \frac{3\,442,296 \text{ кНм} \cdot 804\,635,7 \text{ см}^4}{1\,050\,673,2 \text{ см}^4} = 2636,2 \text{ кНм}$$

$$N_n = \frac{M_n}{h_0} = \frac{2\,636,2 \text{ кНм}}{1,37 \text{ м}} = 1924,23 \text{ кН}$$

Здесь:

M – изгибающий момент в середине пролета

I_n – момент инерции двух поясных листов относительно нейтральной оси

I – момент инерции всего сечения балки

h_0 – расстояние между двумя осями полок

Далее определяем количество болтов n , необходимое для прикрепления накладок, по формуле: $n = \frac{N_n}{Q^{вб}} = \frac{1924,23}{182,36} = 10,55 \approx 12$. Принимаем количество болтов равным 12, и размещаем их согласно рисунку.

Стенку перекрываем двумя вертикальными накладками

$$M_{ст} = \frac{M I_{ст}}{I} = \frac{3\,442,296 \text{ кНм} \cdot 246\,037,5 \text{ см}^4}{1\,050\,673,2 \text{ см}^4} = 806,09 \text{ кНм}$$

Принимаем высоту накладки по формуле:

$$a_{max} = h_{ст} - 2 \cdot \phi \cdot 2 - 2 \cdot t = 1350 \text{ мм} - 80 \text{ мм} - 2 \cdot 12 \text{ мм} = 1246 \approx 1200$$

Находим коэффициент стыка по формуле:

$$a = M_{ст} / (m a_{max} Q^{пб}) = 80\,609 \text{ кНсм} / (2 \cdot 120 \text{ см} \cdot 182,36 \text{ кН}) = 1,84$$

принимаем 11 рядов болтов с шагом 112 мм. Проверяем стык по формуле:

$$N_{max} = \frac{M_{ст} a_{max}}{m \sum a_i^2} = \frac{806,09 \text{ кНм} \cdot 1,12 \text{ м}}{2 \cdot 2,76 \text{ м}^2} = 163,57 \text{ кН} < 182,36 \text{ кН}$$

Проверяем ослабление нижнего растянутого пояса отверстиями под болты $d_0 = 22$ мм (на 2 мм больше диаметра болта). Пояс ослаблен двумя отверстиями по краю стыка

$$A_{плт} = 2 \text{ см} (45 \text{ см} - 2 \cdot 2,2 \text{ см}) = 81,2 \text{ см}^2 \geq 0,85 A_{п} = 0,85 \cdot 90 = 76,5 \text{ см}^2$$

Ослабление можно не учитывать, так как выполняются необходимые условия.

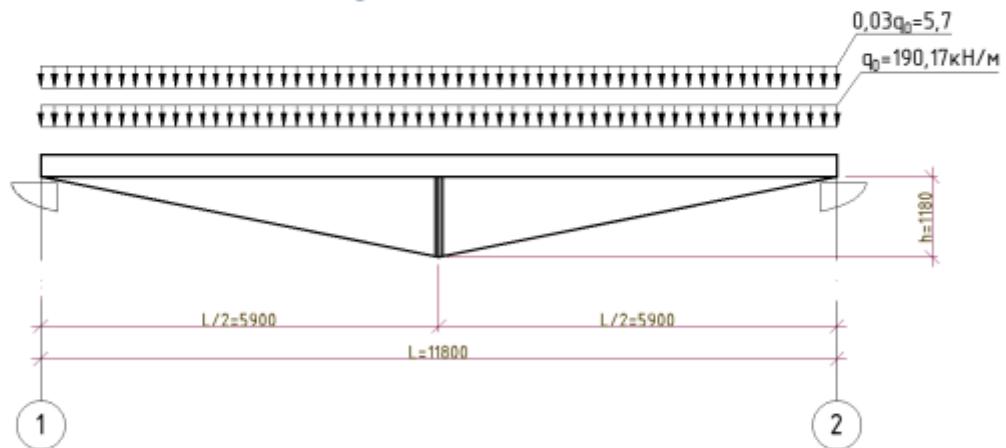
Определяем ослабление накладок в середине стыка 4 отверстиями:

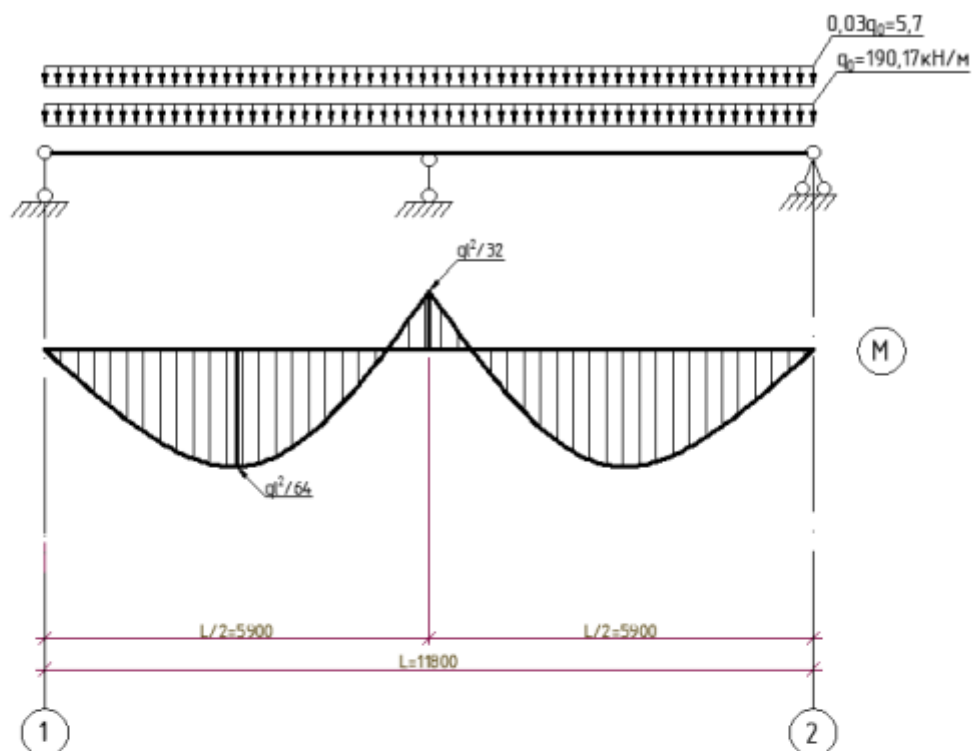
$$A_{плт}^{накл} = 106,56 \text{ см}^2 - 4 \cdot 2 \cdot 2,2 \text{ см} \cdot 1,2 \text{ см} = 85,44 \text{ см}^2 \geq 0,85 A_{п} = 0,85 \cdot 96 = 81,6 \text{ см}^2$$

Принятые размеры накладок соответствуют всем условиям, поэтому не меняем размеры накладок.

6. Расчет шпренгельной балки

6.1. Расчет шпренгельной балки с одной стойкой





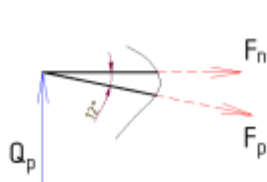
Так как сосредоточенные усилия равномерно распределены по пролету, то можно будет при расчете шпренгельной балки использовать равномерно распределенную нагрузку, которая будет составлять:

$$q_0 = n \cdot P / l = 5 \cdot 448,8 \text{ кН} / 11,8 \text{ м} = 190,17 \text{ кН/м}$$

Полную нагрузку с учетом собственного веса которого мы пока не знаем можно определить по опыту проектирования, которая будет составлять:

$$q = 1,03 \cdot q_0 = 1,03 \cdot 190,17 \text{ кН/м} = 195,87 \text{ кН/м}$$

Определение усилия в раскосе:



$$F_p = \frac{Q_p}{\sin 12^\circ} = \frac{5qL}{16 \cdot \sin 12^\circ} = \frac{5 \cdot 195,87 \text{ кН/м} \cdot 11,8 \text{ м}}{16 \cdot \sin 12^\circ} = 3473,93 \text{ кН}$$

Подбор сечения для растянутого элемента (раскоса):

((5) СП 16.13330.2017)

$$\begin{aligned} \frac{F_p}{A_n} &\leq R_y \cdot \gamma_c \rightarrow \frac{3473,93 \text{ кН}}{A_n} \leq 23,5 \cdot 0,9 \rightarrow A_n \\ &= \frac{3473,93 \text{ кН}}{23,5 \text{ кН/см}^2 \cdot 0,9} = 168,36 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

Где:

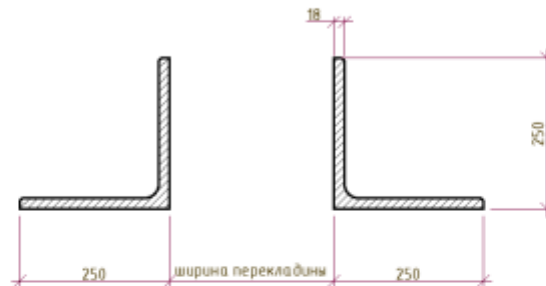
γ_c – коэф. условия работы из таблицы 1 СП 16.13330.2017

R_y –

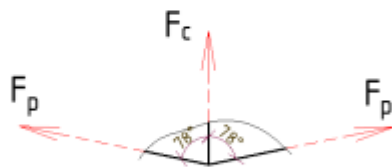
расчетное сопротивление стали сжатию, растяжению, изгибу по пределу текучести

Назначаем уголки равнополочные, в количестве – 2шт 250х250х18

$$A_{\text{нетто}} = 174,44 \text{ см}^2$$



Определение усилий в жестком элементе (стойке) шпренгельной балки:



$$F_c = 2 \cdot F_p \cdot \cos 78^\circ = 2 \cdot 3473,93 \text{ кН} \cdot \cos 78^\circ = 1444,54 \text{ кН}$$

Подбор сечения для сжатого элемента (стойки):
((7) СП 16.13330.2017)

Так как для определения устойчивости необходимо уже знать сечения, поэтому в первом приближении обойдемся без него:

$$\frac{F_c}{R_y \cdot \gamma_c} \leq A \rightarrow \frac{1444,56 \text{ кН}}{23,5 \cdot 0,9} = 70,01 \text{ см}^2$$

В первом приближении подберем сечение коробчатого сечения 200х200х10мм

Теперь проверим его по устойчивости:

$$\frac{F_c}{R_y \cdot \gamma_c \cdot \varphi \cdot A} \leq 1$$

$$\varphi = 0,5(\delta - \sqrt{\delta^2 - 38,48\bar{\lambda}^2})/\bar{\lambda}^2$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E} = 15,42 \sqrt{235 \text{ МПа}/206000 \text{ МПа}} = 0,52$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{118}{\sqrt{\frac{4249}{72,57}}} = 15,42$$

При значениях $\bar{\lambda} \leq 0,6$ для типов сечения а и в следует брать $\varphi = 1$, поэтому сечение оставим таким же.

Определение сечения перекладины (сжато-изгибаемый элемент) (105):

$$\left(\frac{F_n}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M}{c_x \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

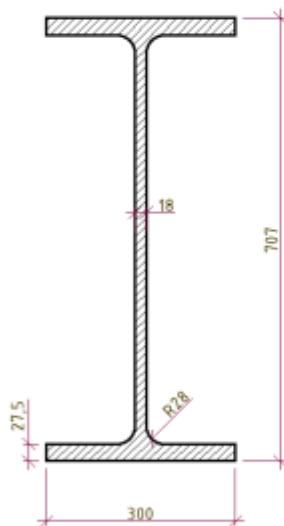
$F_n = 3398,02$ кН – продольное усилие в перекладине

$M = 852,28$ кНм – изгибающие момент в перекладине

W_x – момент сопротивления перекладины

A_n – площадь нетто перекладины

n, c_x – коэф. определяемые по СП 16.13330.2017 Приложение Е таблица Е. 1



В первой итерации возьмем двутавр 50Ш1:

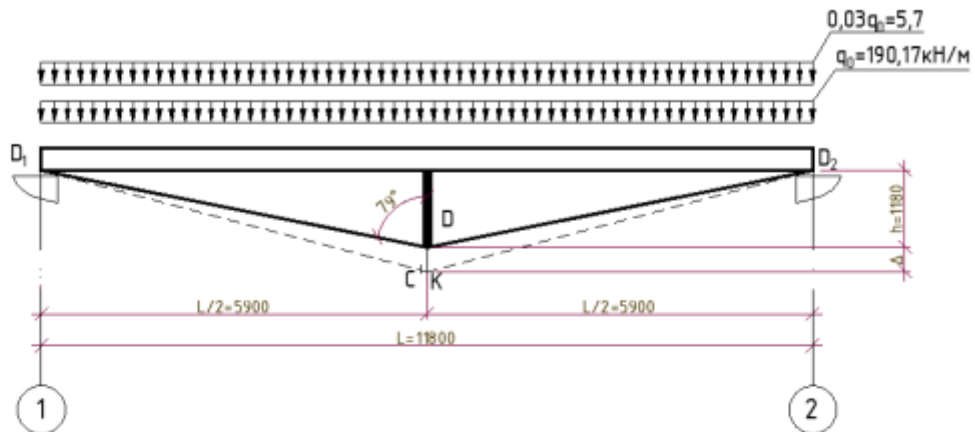
$$\left(\frac{3\,398,02 \text{ кН}}{145,52 \text{ см}^2 \cdot 23,5 \cdot 0,9} \right)^{1,5} + \frac{85\,228 \text{ кНсм}}{1,108 \cdot 2\,504,8 \cdot 23,5 \cdot 0,9} \geq 1$$

В второй итерации возьмем 70Ш3:

$$\left(\frac{3\,398,02 \text{ кН}}{289,09 \text{ см}^2 \cdot 23,5 \cdot 0,9} \right)^{1,5} + \frac{85\,228 \text{ кНсм}}{1,1452 \cdot 6761,6 \text{ см}^3 \cdot 23,5 \cdot 0,9} \leq 1$$

Вычисление прогибов:

Найдем прогиб шпренгельной балки в середине пролета (в точке пересечения горизонтальной перекладины со стойкой). Этот прогиб обеспечивается за счет растяжения раскосов и сжатия стойки шпренгельной балки.



Найдем абсолютную деформацию стойки при ее обжатии

$$\Delta_c = \frac{F_c \cdot h}{E \cdot A_c} = \frac{1\,444,54 \text{ кН} \cdot 118 \text{ см}}{20600 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 72,57 \text{ см}^2} = 0,114 \text{ см}$$

Для определения вертикальной просадки шпренгельной балки в середине пролета (за счет удлинения раскосов), рассмотрим схему деформированного состояния нижнего пролёта узла

При деформации балки точка «D» переходит в точку «K».

Величина прогиб «DK». Опуская перпендикуляр с точки «D» на прямую D1K, найдем точку «C».

С досточной высокой точностью можно считать D1C=D1D

Удлинение раскоса равно «СК» по закону Гука:

$$|CK| = \frac{F_p \cdot L_p}{E \cdot A_p} = \frac{3\,473,93 \text{ кН} \cdot 600,16 \text{ см}}{20600 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \cdot 174,44 \text{ см}^2} = 0,58 \text{ см}$$

$$|DK| = |CK| \cdot \cos 79^\circ = 0,58 \text{ см} \cdot \cos 79^\circ = 0,11 \text{ см}$$

Окончательное значение просадки шпренгельной балки в середине пролета:

$$\Delta = \Delta_c + \Delta_b = 0,11 \text{ см} + 0,114 \text{ см} = 0,224 \text{ см}$$

Относительный прогиб балки по условию эксплуатации $n_0 = 340$

$$\text{Тогда } \Delta = 0,224 \text{ см} \leq \Delta_n = 1180 \text{ см} / 340 = 3,47 \text{ см}$$

Определение напряжений в сечениях и условиях прочности:

Напряжение от изгиба определяется по формуле:

$$\sigma_n = \frac{M}{W} = \frac{85\,228 \text{ кНсм}}{6761,6 \text{ см}^3} = 12,6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 23,5 \cdot 0,9 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 20,63 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Напряжение от сжатия определяется по формуле:

$$\sigma_{сж} = \frac{F_p}{A} = \frac{3\,473,93 \text{ кН}}{289,09 \text{ см}^2} = 12,01 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 23,5 \cdot 0,9 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 20,63 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Касательные напряжения:

$$\tau = \frac{S \cdot Q}{I \cdot t_{ст}} = \frac{3\,867,01 \text{ см}^3 \cdot 722,27 \text{ кН}}{239\,021,1 \text{ см}^4 \cdot 1,8 \text{ см}} = 6,49 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 23,5 \cdot 0,9 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 20,63 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Условие прочности по 4-й теории прочности

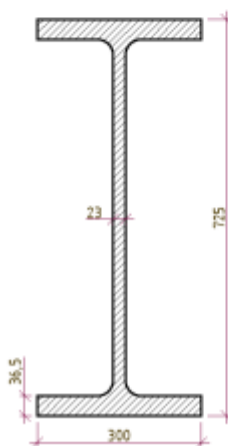
$$\sigma_{пр} = \sqrt{(\sigma_n + \sigma_{сж})^2 + 3\tau^2}$$

В середине сечения ($\sigma_n = 0$)

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\left(12,01 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}\right)^2 + 3 \cdot 6,49^2 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}} = 16,45 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 23,5 \cdot 0,9 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

В нижних фибрах перекладины:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\left(12,6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} + 12,01 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}\right)^2} = 24,61 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 23,5 \cdot 0,9 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 20,63 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$



Так как по прочности не проходит берем двутавр классом выше 70Ш15:

$$\sigma_n = \frac{M}{W} = \frac{85\,228 \text{ кНсм}}{8\,821,6 \text{ см}^3} = 9,66 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{сж} = \frac{F_p}{A} = \frac{3\,473,93 \text{ кН}}{375,69 \text{ см}^2} = 9,25 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{пр} &= \sqrt{\left(9,66 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} + 9,25 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}\right)^2} = 18,91 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 23,5 \cdot 0,9 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \\ &= 20,63 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \end{aligned}$$

Жесткости сечений:

Металлическое сечение

Состав Жесткость

Состав сечения: **7. Двутавр 180 x 180 x 12**

Профиль: 8589-93) <UG-GOST-8589-93.profiles.rtf> $\phi 6^{\circ}$

Материал: STL - сталь

E, т/м2: 2.18962e+08 G, т/м2: 7.95379e+00 R₀, т/м3

Описание:

Н = 18
T_н = 1.2
B_г = 0
T_г = 9
B_г = 18
T_г = 1.2
R₁ = 1.6
R₂ = 6.53
(все в см)

Сечение в профиле в файле
Аннотация: Угловые стальные перекрестные
рокаточные (ГОСТ 8589-93)
Профиль соответствует нормам: ГОСТ 8589-93
Сортировка профилей по возрастанию
параметра: Сортировка профилей по
возрастанию параметра:
Количество профилей в файле: 89

Поворот Сечение... Свойства... Комментарий: Золотая Цвет:

Коррозия: не задана Коррозия...

Состав Жесткость

Состав сечения: **8. Двутавр 78Ш1**

Профиль: <DU-8H_GOSTR-57837-2017.profiles.rtf> $\phi 6^{\circ}$

Материал: STL - сталь

E, т/м2: 2.18962e+08 G, т/м2: 7.95379e+00 R₀, т/м3

Описание:

Н = 66.2
T_н = 1.3
B_г = 30
T_г = 2
B_г = 30
T_г = 2
R₁ = 2.8
R₂ = 0
(все в см)

Сечение в профиле в файле
Аннотация: Двутавры стальные
параллельные с параллельными
полками. Тип 8H - Балочные широкополочные
двутавры (ГОСТ Р 57837-2017)
Профиль соответствует нормам: ГОСТ Р
57837-2017
Сортировка профилей по возрастанию
параметра: Площадь, A
Количество профилей в файле: 66

Поворот Сечение... Свойства... Комментарий: перекладина Цвет:

Коррозия: не задана Коррозия...

Состав Жесткость

Состав сечения: **10. Прямоугольная труба 146 x 5**

Профиль: 10) (ГОСТ 38245-94) <GR-KV94.profiles.rtf> $\phi 6^{\circ}$

Материал: STL - сталь

E, т/м2: 2.18962e+08 G, т/м2: 7.95379e+00 R₀, т/м3

Описание:

Н = 14
T_н = 0.5
B_г = 14
T_г = 0.5
B_г = 14
T_г = 0.5
R₁ = 0.5
R₂ = 0
(все в см)

Сечение в профиле в файле
Аннотация: Профиль стальной
закрытой сварной квадратной для
строительных конструкций (ГОСТ 38245-94)
Профиль соответствует нормам: ГОСТ
38245-94
Сортировка профилей по возрастанию
параметра: Сортировка профилей по
возрастанию параметра:
Количество профилей в файле: 59

Поворот Сечение... Свойства... Комментарий: СТ Цвет:

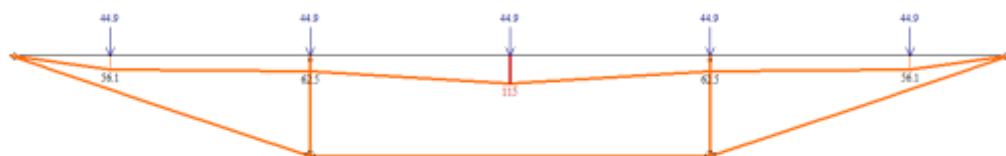
Коррозия: не задана Коррозия...

Характеристики сечений:

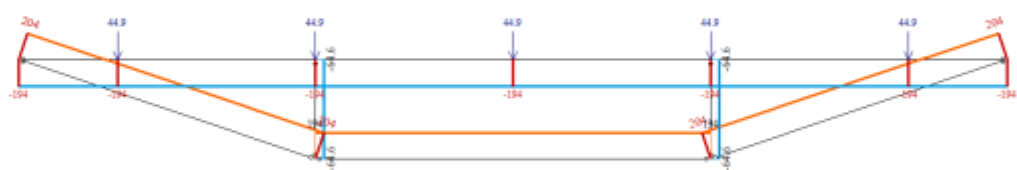
Нормы проектирования	СП 16.13330.2017	Нормы проектирования	СП 16.13330.2017
Номер	2	Номер	3
Комментарий	Затяжка	Комментарий	перекладина
Тип элемента		Тип элемента	
Ферменный	☒	Ферменный	☐
Колонна	☐	Колонна	☐
Балка	☐	Балка	☒
Универсальный	☐	Универсальный	☐
Алюминиевый сплав	☐	Алюминиевый сплав	☐
Коэффициенты условий работы и надежности		Коэффициенты условий работы и надежности	
Ус устойчивости	1	Ус устойчивости	0.95
Ус прочности	1	Ус прочности	1
Ус особое	1,1	Ус особое	1,1
Дополнительный Ус=0.8	☐	Уп*	1
Уп*	1	Уfy	1.6
Предельная гибкость		Уfz	1.6
элемент пояса или опорный раскос фермы	☐	Напряженно-деформированное состояние	1-й класс
неопорный элемент решетки фермы	☒	Чистый изгиб	☐
одиночный элемент структурной конструкц...	☐	Ребра жесткости	
прочий	☐	устанавливать ребра	☐
На скатие	210-60a	шаг ребер, м	0
На растяжение	300	Расчет по прогибу	
Расчетные длины		Длина пролета L, м	Авто
Kz	1	Максимально допустимый прогиб	1/1
Ky	1	Консоль	☐
использовать коэффициенты плиты	☒	для прогибов плитатем	☒
Нормы проектирования	СП 16.13330.2017		
Номер	5		
Комментарий	Ст		
Тип элемента			
Ферменный	☒		
Колонна	☐		
Балка	☐		
Универсальный	☐		
Алюминиевый сплав	☐		
Коэффициенты условий работы и надежности			
Ус устойчивости	1		
Ус прочности	1		
Ус особое	1,1		
Дополнительный Ус=0.8	☐		
Уп*	1		
Предельная гибкость			
элемент пояса или опорный раскос фермы	☐		
неопорный элемент решетки фермы	☒		
одиночный элемент структурной конструкц...	☐		
прочий	☐		
На скатие	210-60a		
На растяжение	300		
Расчетные длины			
Kz	1		
Ky	1		
использовать коэффициенты плиты	☒		

Анализ расчета:

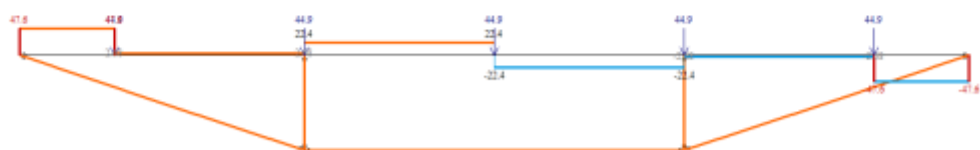
Эпюра моментов (т*м)



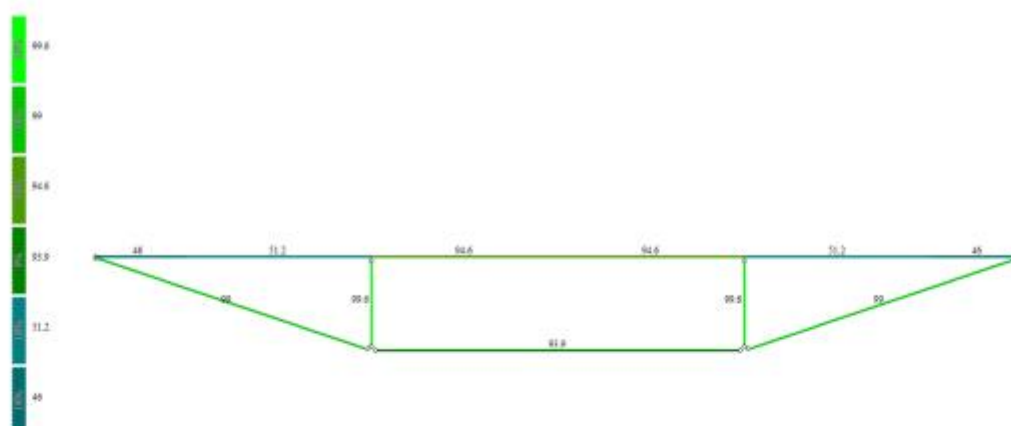
Продольные усилия(т):



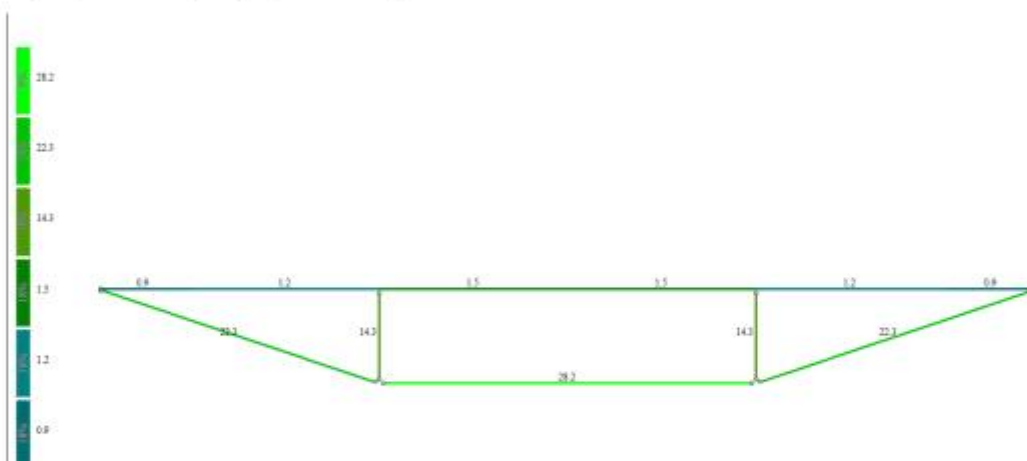
Поперечные усилия(т):



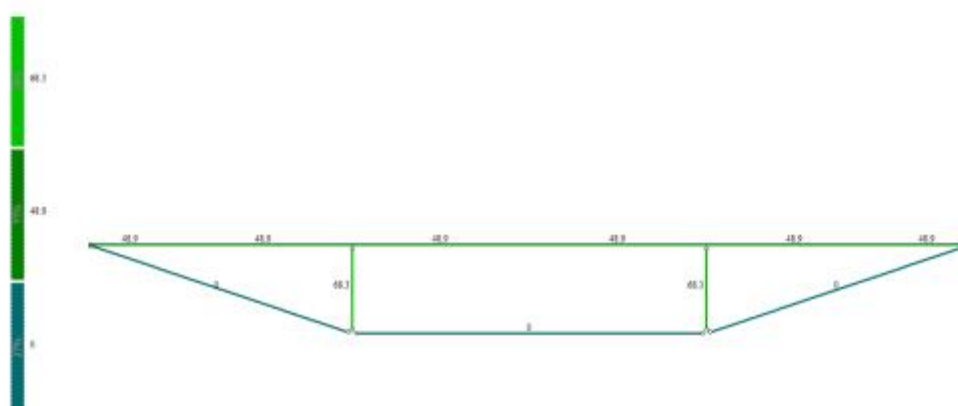
Проверка усилий по первому предельному состоянию:



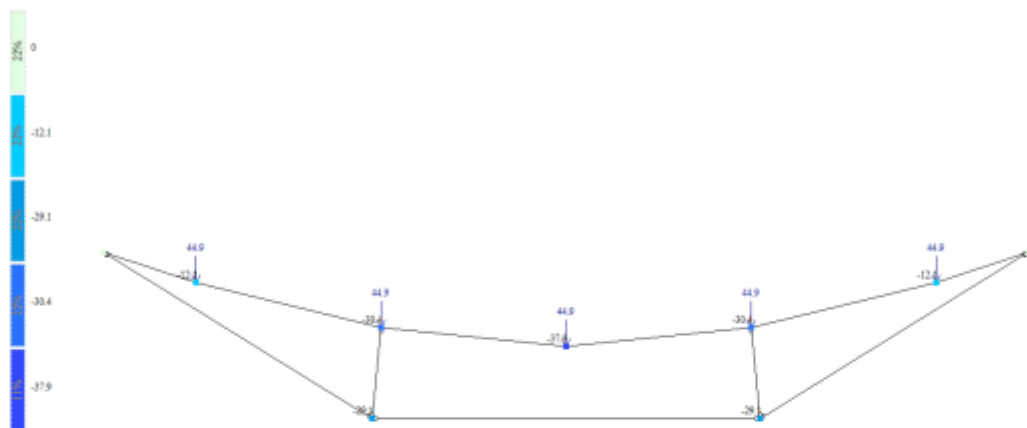
Проверка по второму предельному состоянию:



Проверка по местной устойчивости:



Проверка на прогиб (мм):



Вывод:

Исходя из расчета проверку прошли сечения:

Перекладина-двутавр 70Ш1

Затяжки – равнополочные уголки 2х180х180х12

Стойка – коробчатое сечение 140х5

Прогиб составляет 37,9мм что меньше допустимого $11800/200=59\text{мм}$

Ведомость расхода стали на одну отправочную марку							
Сталь марки ВСт 3 пс 6-1							
марка	Поз.	сечение	Длина, мм	Кол- во шт	Масса , кг		
					1 шт	Общая	марки
Б1	1	1350x12	11800	1	1 500,606	1 500,606	3 375,98кг
	2	1350x20	219	6	46,417	278,502	
	2.1	1350x20	114	8	24,162	193,296	
	3	240x20	2000	4	75,36	301,44	
	4	450x20	7800	2	551,07	1102,14	
		На сварные швы 1%					32,8
Ш1	5	70Ш15	11800	1	3479,82	3479,82	5251,67кг
	6	250x250x18	6000	4	413,16	1 652,64	
	7	200x200x10	1180	1	67,21	67,21	
		На сварные швы 1%				52,00	
Ш2	5	70Ш1	11800	1	1958,8	1958,8	2842,56кг
	6	180x180x12	12180	2	403,4	806,8	
	7	140x140x5	1180	2	24,41	48,82	
		На сварные швы 1%				28,14	

Вывод:

Исходя из анализа объемов материалов различных вариантов можно придти к выводу, что наиболее выгоден будет шпренгельная балка с двумя стойками, но также видно, что шпренгель с одной стойкой уступает составной балке, это связано с тем, что при подборе сечения в шпренгельной балке была принята в перекладине прокатный двутавр, что сильно сказалось на весе конструкции, если же брать не составную балку а

обычный прокат и ставить в одинаковые условия, то шпренгельная балка будет куда выгоднее чем брать просто обычный прокат это будет видно в следующем расчете:

						шпренгель с одной стойкой				балка				кг
						N	Q	M		M	Q			
						3473	722,27	85228		348100	1122			
Номер	A	b	s	I	W	N	тау	M	сигма	тау	M	сигма		
30Ш1	72,38	8	429,51	11338,3	771,3	47,9829	3,42007	110,499	158,482	5,31286	451,316	451,316		
45Ш6	380,5	25	3633,74	153856	6254,3	9,12746	0,68234	13,6271	22,7546	1,05996	55,6577	55,6577	298,7	
50Ш1	145,52	11	1395,56	60366,8	2504,8	23,8661	1,51795	34,0259	57,892	2,35804	138,973	138,973		
50Ш2	176,34	14,5	1666,63	71863	2951,3	19,6949	1,15522	28,8781	48,573	1,79456	117,948	117,948		
50Ш3	198,86	15,5	1912,66	83437,2	3384,9	17,4645	1,06818	25,1789	42,6434	1,65935	102,839	102,839		
50Ш4	221,38	16,5	2161,4	95277,6	3818,7	15,688	0,99302	22,3186	38,0065	1,5426	91,1567	91,1567		
50Ш5	260,8	19	2578,55	114960	4526	13,3167	0,85266	18,8308	32,1475	1,32455	76,9112	76,9112	207,4	
50Ш6	309,84	22	3106,5	140248	5415	11,209	0,7272	15,7392	26,9483	1,12965	64,2844	64,2844	243,2	
50Ш7	372,92	26	3797,96	174204	6549	9,31299	0,60565	13,0139	22,3269	0,94083	53,1532	53,1532	292,7	
50Ш8	442,84	30	4598,03	214880	7842,3	7,84256	0,51517	10,8677	18,7103	0,80029	44,3875	44,3875	347,6	
60Ш1	174,49	12	1981,3	102710	3529,6	19,9037	1,16106	24,1466	44,0504	1,80364	98,6231	98,6231		
60Ш2	217,41	16	2438,84	126193	4285	15,9744	0,87242	19,8898	35,8643	1,35525	81,2369	81,2369		
60Ш3	252,37	18	2869,72	150035	5026,3	13,7615	0,76749	16,9564	30,7179	1,19225	69,2557	69,2557	198,1	
60Ш4	287,33	20	3305,39	174450	5767	12,0871	0,68426	14,7786	26,8657	1,06295	60,3607	60,3607	225,6	
60Ш5	338,13	23	3941,46	210467	6833,4	10,2712	0,58809	12,4723	22,7433	0,91356	50,941	50,941	265,4	
60Ш6	412,99	27	4907,09	266240	8452,1	8,4094	0,49305	10,0836	18,4931	0,76591	41,185	41,185	324,2	
60Ш7	480,93	31	5788,14	318172	9881,1	7,22143	0,42385	8,62536	15,8468	0,65843	35,2289	35,2289	377,5	
60Ш8	574,05	36	7047,57	394964	11896,5	6,05	0,358	7,16412	13,2141	0,55613	29,2607	29,2607	450,6	
70Ш1	211,49	13	2814,39	172424	4983,4	16,4216	0,90687	17,1024	33,524	1,40876	69,8519	69,8519	166	
70Ш2	242,53	15	3233,41	198780	5695,7	14,3199	0,78324	14,9636	29,2834	1,21672	61,1163	61,1163	190,4	
70Ш3	289,09	18	3867,01	239021	6761,6	12,0136	0,64918	12,6047	24,6183	1,00846	51,4819	51,4819	226,9	
70Ш4	329,39	20,5	4426,46	275127	7695,9	10,5437	0,56685	11,0745	21,6182	0,88057	45,2319	45,2319	258,6	
70Ш5	375,69	23	5099,3	319782	8821,6	9,24432	0,50076	9,66129	18,9056	0,7779	39,46	39,46	294,9	
70Ш6	458,21	27	6334,98	403258	10898,9	7,57949	0,42024	7,81987	15,3994	0,65282	31,939	31,939	359,7	
70Ш7	549,27	32	7693	496467	13099,4	6,32294	0,34975	6,50625	12,8292	0,54331	26,5737	26,5737	431,2	
70Ш8	660,25	38	9389,94	616075	15796,8	5,26013	0,2897	5,39527	10,6554	0,45003	22,0361	22,0361	518,3	
80Ш1	209,71	13,5	3018,9	205458	5254,7	16,561	0,78612	16,2194	32,7803	1,22119	66,2455	66,2455	164,6	
80Ш2	243,45	14	3644,1	253655	6405,4	14,2658	0,74117	13,3056	27,5714	1,15136	54,3448	54,3448	191,1	
90Ш1	243,96	15	3861,2	292583	6642,1	14,2359	0,63545	12,8315	27,0674	0,98713	52,4081	52,4081	191,5	
90Ш2	270,87	15	4457	345335	7760,3	12,8216	0,62146	10,9826	23,8042	0,96539	44,8565	44,8565	212,6	
100Ш1	293,82	16	5234	446000	9011	11,8202	0,52976	9,45822	21,2784	0,82295	38,6306	38,6306	230,6	
100Ш2	328,9	17	5980	516400	10350	10,5594	0,492	8,23459	18,794	0,76429	33,6329	33,6329	258,2	
100Ш3	364	18	6736	587700	11680	9,54121	0,45991	7,29692	16,8381	0,71444	29,8031	29,8031	285,7	
100Ш4	400,6	19	7470	655400	12940	8,6695	0,43377	6,5864	15,3559	0,67306	26,9011	26,9011	314,5	

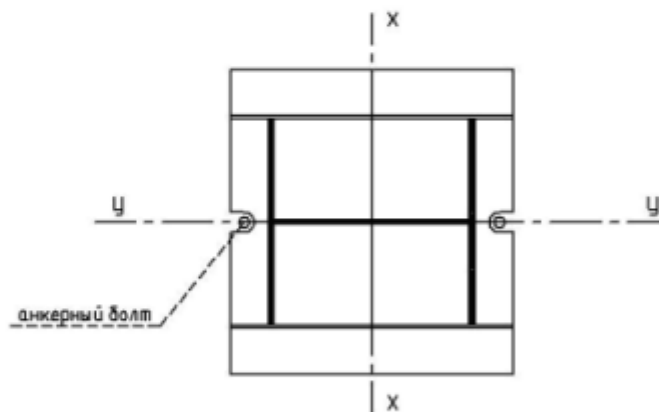
Исходя из этого видно, что для простой балочной системы требуется 70Ш8, а для шпренгельной самый выгодный вариант перекладины будет 100Ш1 и тогда окончательный вес их будет составлять: Балочная система – 6115,94 кг, а для шпренгельной системы – 4492,93 кг. И разница составляет 36% что доказывает эффективность шпренгельной системы над балочной в большепролетных конструкциях, но составная балка показывает преимущество перед шпренгельной системой с одной стойкой.

7. Расчет и построение колонны

Обычно сечение сплошной колонны проектируют в виде широкополочного двутавра, прокатного или сварного, наиболее удобного в изготовлении с помощью автоматической сварки и позволяющего просто осуществлять примыкания поддерживаемых конструкций.

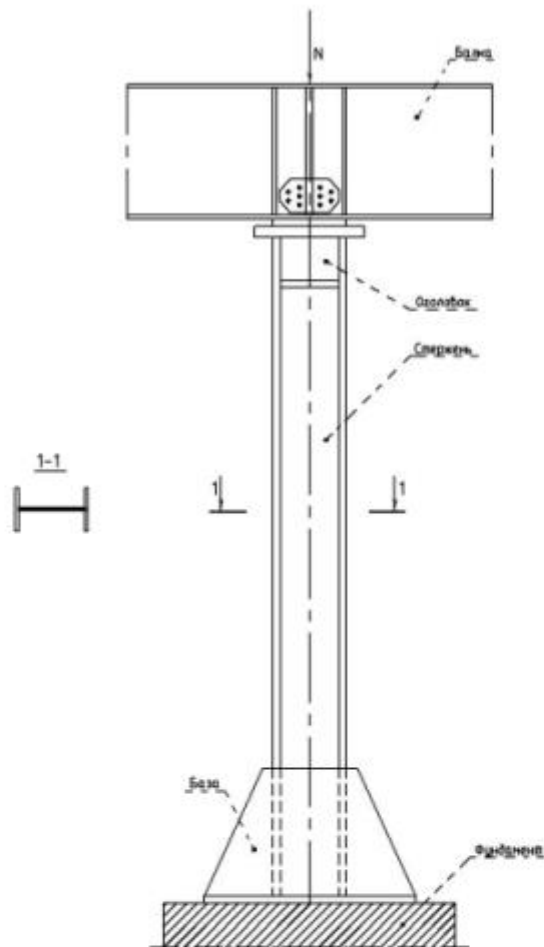
Чтобы колонна была равноустойчивой, гибкость ее в плоскости ост $x-x$ $i_x=0,24b$. Следовательно, для получения равноустойчивого сечения нужно, чтобы $0,43h=0,24b$ или $b\approx 0,43h$, что приводит к весьма неудобным в конструктивном отношении сечения, практически не применяемым. Обычно (узкополочный) прокатный двутавр меньше всего отвечает требованиям равноустойчивости и применяется редко.

У широкополочного прокатного двутавра может быть $b\approx h$, что не удовлетворяет требованиям равноустойчивости, но все же дает сечение, вполне пригодное для колонн.



Сварные колонны, состоящие из трех листов достаточно экономичны по затрате материала, так как могут иметь развитое сечение, обеспечивающее колонне необходимую жесткость. Сварной двутавр является основным типом сечения сжатых колонн.

Автоматическая сварка обеспечивает дешевый, индустриальный способ изготовления таких колонн.



6.1 Подбор сечения колонны

Отметка верха настила за вычетом толщины настила и высоты главной балки составляет:

$$H = 0.7L - h_n - h_b + 0,6\text{м} = 0,7 \cdot 11,8\text{м} - 0,01\text{м} - 1,39\text{м} + 0,6\text{м} = 7,46\text{м}$$

Принимаем шарнирное крепление оголовка и защемление базы колонны. Расчетная длина колонны при $\mu=0,7$ составит: $l_0 = 0.7H = 0.7 \cdot 7,46\text{м} = 5.222\text{м}$

Усилия в колонне можно принять равным сумме двух опорных реакций главной балки с коэффициентом 1,03, учитывающим вес колонны:

$$N = 2 \cdot Q \cdot 1,03 = 2 \cdot 1\,122\text{кН} \cdot 1,03 = 2\,311,32\text{кН}$$

Задаемся гибкостью $\lambda=80$ и найдем по приложению 5 соответствующий коэффициент продольного изгиба: $\varphi = 0,686$

Определим требуемую площадь сечения сплошной колонны по формуле:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N_k}{\varphi R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2\,311,32 \text{ кН}}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,95 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}} = 147,78 \text{ см}^2$$

Где

N – продольное усилие в колонне

φ – коэффициент продольного изгиба

R – расчетное сопротивление стали

Вычислим радиус инерции сечения колонны:

$$i_{\text{тр}} = \frac{l_0}{\lambda} = \frac{522,2 \text{ см}}{80} = 6,53 \text{ см}$$

Найдем требуемую ширину колонны при двутавровом сечении колонны:

$$b_{\text{тр}} = \frac{i_{\text{тр}}}{\alpha} = \frac{6,53 \text{ см}}{0,24} \approx 27,2 \text{ см}$$

возьмем колонну шириной 30 см для более лучшей опоры

Принимаем сечение полки равное: $A_{\text{п}} = 30 \text{ см} \cdot 1,8 \text{ см} \cdot 2 = 108 \text{ см}^2$

$$\text{Стенки: } A_{\text{ст}} = 26,4 \text{ см} \cdot 1,6 \text{ см} = 42,24 \text{ см}^2$$

$$A = A_{\text{ст}} + A_{\text{п}} = 42,24 \text{ см}^2 + 108 \text{ см}^2 = 150,24 \text{ см}^2 >$$

$$A_{\text{тр}} = 147,78 \text{ см}^2$$

Вычислим момент инерции принятого сечения относительно оси у-у по формуле:

$$I_y = 2 \cdot t_{\text{п}} \cdot \frac{b_{\text{п}}^3}{12} = 2 \cdot 1,8 \text{ см} \cdot \frac{(30 \text{ см})^3}{12} = 8\,100 \text{ см}^4$$

$$\text{Радиус инерции сечения: } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{8\,100 \text{ см}^4}{155,52 \text{ см}^2}} = 7,22 \text{ см}$$

Проверку устойчивости выполняем по оси у-у

$$\text{Уточним гибкость принятого сечения: } \lambda_y = \frac{l_0}{i_y} = \frac{522,2 \text{ см}}{7,22 \text{ см}} = 72,33$$

Найдем соответствующий коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,738$

Проверим напряжения в принятом сечении по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{A \varphi} = \frac{2\,311,32 \text{ кН}}{150,24 \text{ см}^2 \cdot 0,738} = 21,03 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,95 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 22,8 \text{ кН/см}^2$$

Недо напряжение составляет: $\delta = \frac{22,8-21,03}{22,8} * 100\% = 7,78\%$

Подобранное сечение удовлетворяет требованиям общей устойчивости.

Далее проверим местную устойчивость стенки. Условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{ст} = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}} = 72,33 * \sqrt{\frac{24 \text{ кН/см}^2}{2,06 * 10^4 \text{ кН/см}^2}} = 2,47$$

Согласно таблице 1 приложения 20 устойчивость стенки проверяем по формуле:

$$\frac{h_0}{t_{ст}} \leq (0,36 + 0,8\lambda_{ст}) \sqrt{\frac{E}{R}} \leq 2,9 \sqrt{\frac{E}{R}} \rightarrow 17,625 < 68,44 < 70,31$$

Местную устойчивость полки определим по формуле:

$$\frac{b_0}{t_n} = \frac{b_n - t_{ст}}{2 * t_n} \leq (0,36 + 0,1\lambda_{ст}) \sqrt{\frac{E}{R}} \rightarrow 7,1 < 29,297$$

$$\frac{30 \text{ см} - 1,6 \text{ см}}{2 * 1,8 \text{ см}} \leq (0,36 + 0,1 * 2,47) \sqrt{\frac{2,06 * 10^4 \text{ кН/см}^2}{24 \text{ кН/см}^2}}$$
$$7,89 \leq 17,78$$

Расчеты показали, что стенка и полка удовлетворяют требованиям устойчивости. Для обеспечения устойчивости колонны при транспортировке и монтаже, назначаем поперечные ребра жесткости с шагом 1100 мм

6.2 Расчет и конструирование оголовка колонны

Принимаем плиту оголовка толщиной $t_{пл}=25\text{мм}$ и размером 330х300

Принимаем ширину ребер 140 мм, что обеспечивает необходимую длину участка смятия

$$b_{см} = b_{опр} + 2t_{пл} = 240\text{мм} + 2 * 25\text{мм} = 290\text{мм}$$

Толщину ребер находим из условия смятия:

$$t_p \geq \frac{N}{b_{см} * R_{см}} = \frac{2\,311,32\text{кН}}{29\text{см} * 35,5 \text{ кН/см}^2} = 2,25\text{см}$$

Принимаем $t_p=2,5\text{см}$

Длину ребра l_p находим из расчета на срез швов Д его прикрепления. Примем $k_{ш}=9\text{мм}$.
Вычислим длину шва по формуле:

$$l_{ш} = \frac{N}{4\beta_{ш}k_{ш}R_{ус}^{св}} = \frac{2\,311,32\text{кН}}{4 * 0,7 * 0,9\text{см} * 21,5\text{ кН/см}^2} = 42,66\text{ см}$$

Где:

$\beta_{ш} = 0,7$ принята по приложению 18, при ручной полуавтоматической сварке,
проволокой Св-0,8 Г2с

$R_{ус}^{св} = 21,5\text{ кН/см}^2$ - расчетное сопротивление на срез металла углового шва (по прил. 2)

Принимаем $l_p = 43\text{ см.}$, при этом выполняется условие: $l_{ш} < 0,85\beta_{ш}k_{ш} = 0,85 * 0,7 * 0,9 = 53,55\text{см}$

Шов Е выполняется таким же как и шов Д

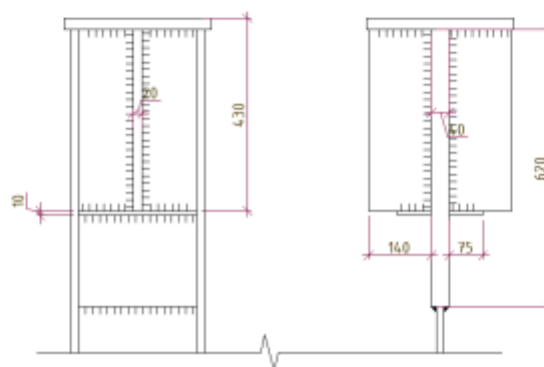
Проверяем стенку на срез вдоль ребра по формуле:

$$\tau = \frac{N}{2 * l_p * t_{см}} = \frac{2\,311,32\text{кН}}{2 * 43\text{см} * 1,6\text{см}} = 16,8\text{ кН/см}^2 > R_{ср} = 14\text{ кН/см}^2$$

Условие не выполняется, необходимо устройство вставки в верхней части стенки.
Принимаем ее толщину 40 мм, а длину: $l_{вст} = l_p + 140\text{мм} = 430\text{мм} + 140\text{мм} = 620\text{мм}$

$$\tau = \frac{N}{l_p * t_{вст}} = \frac{2\,311,32\text{кН}}{43\text{см} * 4\text{см}} = 13,44\text{ кН/см}^2 < R_{ср} = 14\text{ кН/см}^2$$

Торец колонны фрезеруем после ее сварки, поэтому швы можно не рассчитывать.
Принимаем конструктивно минимально допустимый катет шва $k_{ш}=7\text{мм}$. Стенку колонны у конца ребра укрепляем поперечными ребрами.



6.3 Расчет и проектирование базы колонны

$$R_{\phi} = R_b \sqrt[3]{\frac{A_{\phi}}{A_{пл}}}$$

R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию

$$\sqrt[3]{\frac{A_{\phi}}{A_{пл}}} = \gamma = \{1,2; 1,3; 1,4; 1,5\}$$

Принимая коэффициент $\gamma=1,5$ и расчетное сопротивление бетона сжатию $R_b=0,7 \text{ кН/см}^2$, для бетона класса В15, получим $R_{\phi} = R_b \gamma = 0,7 \text{ кН/см}^2 * 1,5 = 1,05 \text{ кН/см}^2$

Принимаем плиту размером 500х500мм

Тогда $A_{пл}=50*50=2500 \text{ см}^2$

Среднее напряжение под плитой базы будет равно:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{A_{пл}} = \frac{2\,311,32 \text{ кН}}{2500 \text{ см}^2} = 0,92 \text{ кН/см}^2 < 1,05 \text{ кН/см}^2 = \gamma R_b$$

Участок 1

Отношение сторон: $b/a=264/142=1.86$

$\alpha=0.09672$ (табл.1 прил.19)

изгибающий момент вычисляется по формуле:

$$M_{пл1} = a^2 * \alpha * \sigma_{\phi} = 0,09672 * 0,92 \text{ кН/см}^2 * (14,2 \text{ см})^2 = 17,94 \text{ кНсм}$$

Участок 2 - консольный

так как отношение $b/c=264/100 \geq 2$, то изгибающий момент вычисляется по формуле:

$$M_{пл2} = \sigma_{\phi} * c^2 / 2 = 0,92 \text{ кН/см}^2 * (10 \text{ см})^2 / 2 = 46 \text{ кНсм}$$

Участок 3

Работает так же, как консольный участок, так как отношение сторон $l/d=300/100 \geq 2$

Изгибающий момент вычисляется по формуле: $M_{пл3} = \sigma_{\phi} * d^2 / 2 = 0,92 \text{ кН/см}^2 * (10 \text{ см})^2 / 2 = 46 \text{ кНсм}$

Толщину плиты найдем по наибольшему изгибающему моменту, из условия $M_{max}/W_{пл} < R(1)$

Момент сопротивления плиты шириной 1 см равен $W_{пл} = 1 \text{ см} * t_{пл}^2 / 6 = 1 \text{ см} * 3,6^2 \text{ см}^2 / 6 = 2,16 \text{ см}^3$ (2)

Из условий (1) и (2) получим формулу для вычисления толщины опорной плиты:

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6 * M_{max}}{R}} = \sqrt{\frac{6 * 46 \text{ кН} * \text{см}}{24 \text{ кН/см}^2}} = 3.39 \text{ см}$$

Принимаем $t_{пл} = 3,6 \text{ см}$ (см. прил.13 табл.5)

Прикрепление траверсы к колонне выполняем полуавтоматической сваркой в углекислом газе сварочной проволокой Св-08Г2 с соответствующими : $\beta_{ш} = 0,7$; $R_y^{св} = 21,5 \text{ кН/см}^2$ (см. прил. 14 и 18, а также прил.30, табл.56)

Находим требуемую величину катета по формуле:

$$k_{ш} = \frac{1}{\beta_{ш}} \left(\sqrt{\frac{N}{4 * 85 * R_y^{св}}} \right) = \frac{1}{0,7} \left(\sqrt{\frac{2\,311,32 \text{ кН}}{4 * 85 * 24 \text{ кН/см}^2}} \right) = 0,76 \text{ см}$$

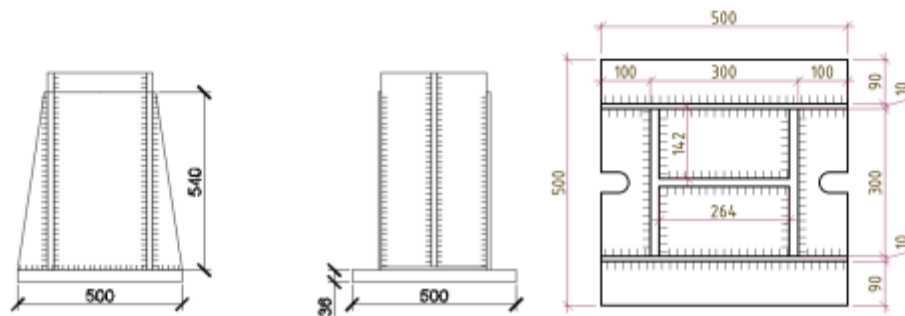
Принимаем $k_{ш} = 9 \text{ мм}$ (см. приложение 15)

При этом требуемая длина шва равна:

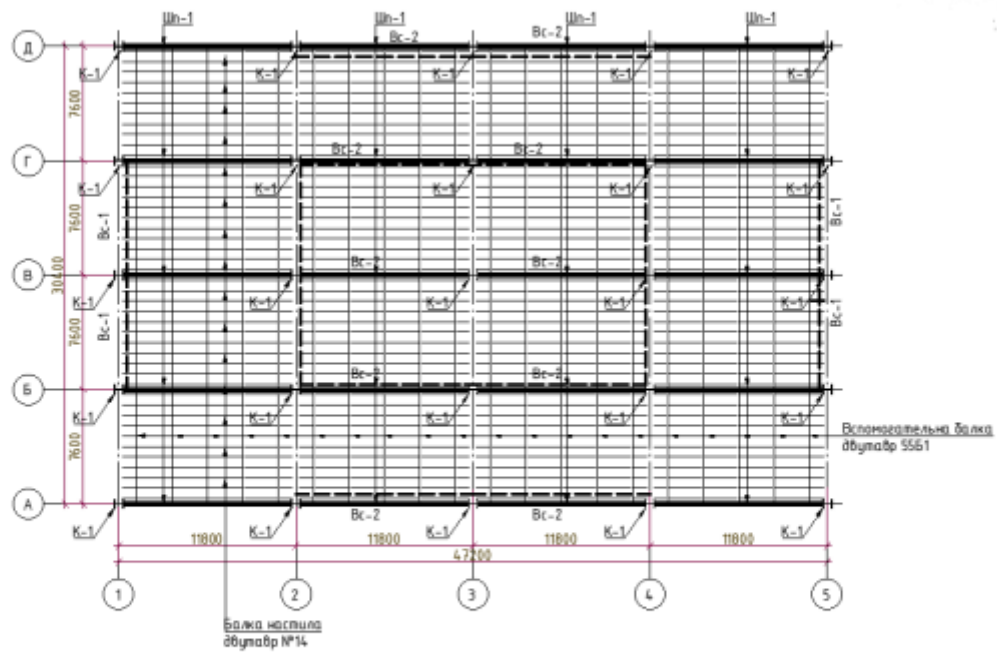
$$l_{ш} = 0,85 \beta_{ш} k_{ш} = 0,85 * 0,7 * 0,9 \text{ см} = 53,55 \text{ см}$$

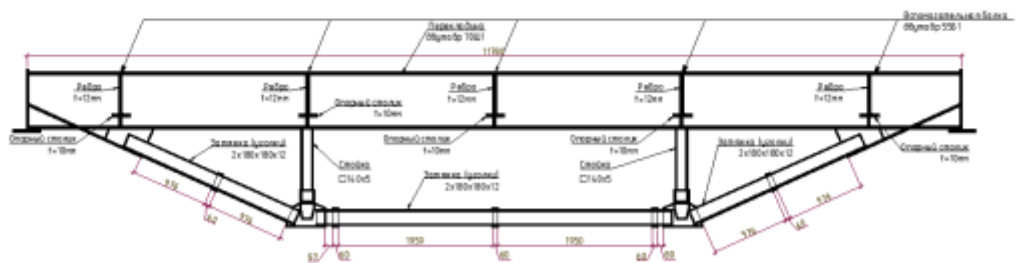
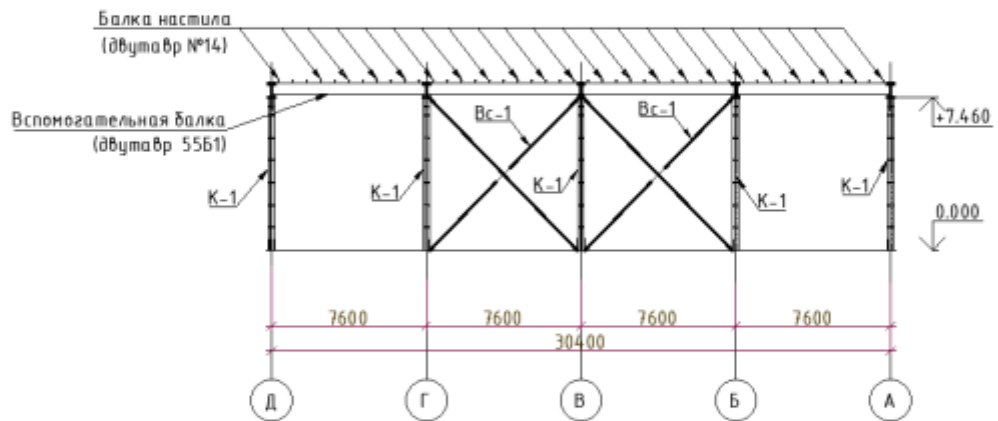
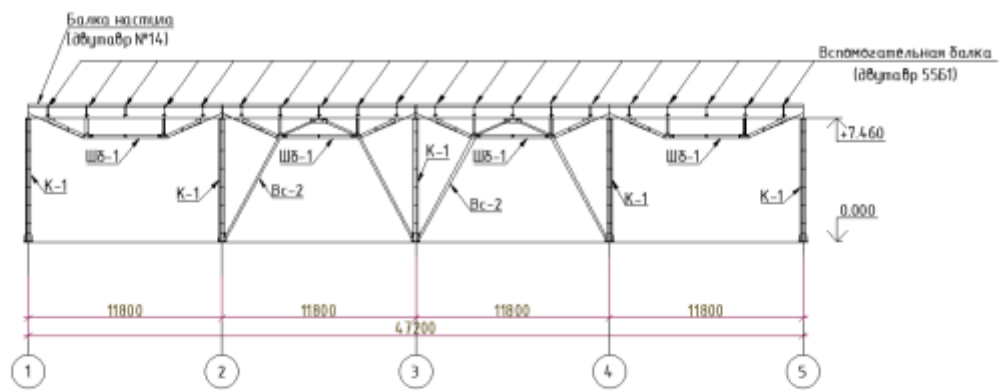
Принимаем высоту траверсы равным 540 мм

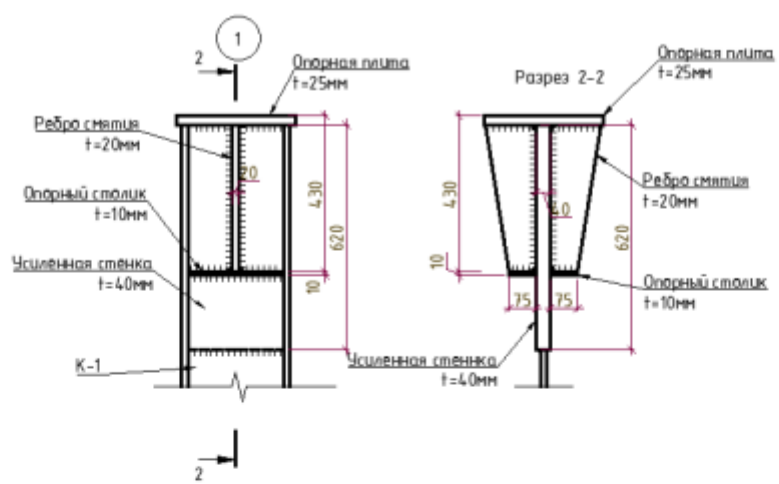
Прочность траверсы на изгиб и срез можно не проверять, так как вылет консольной части мал при относительно большой высоте траверсы.



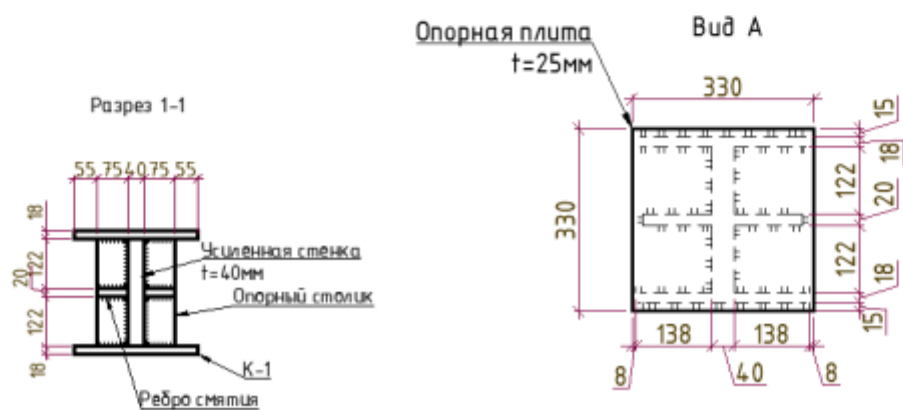
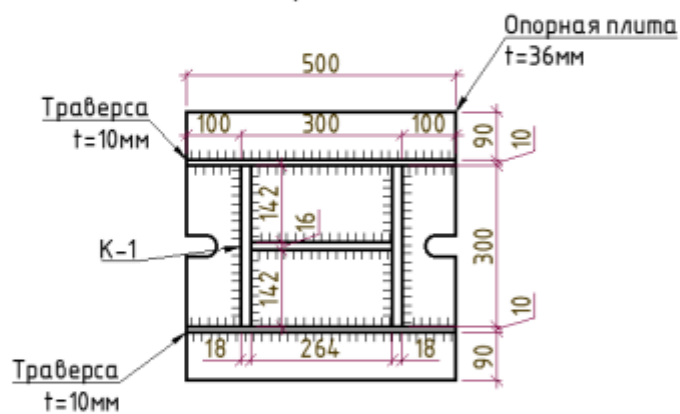
ОФОРМЛЕНИЕ ЧЕРТЕЖЕЙ

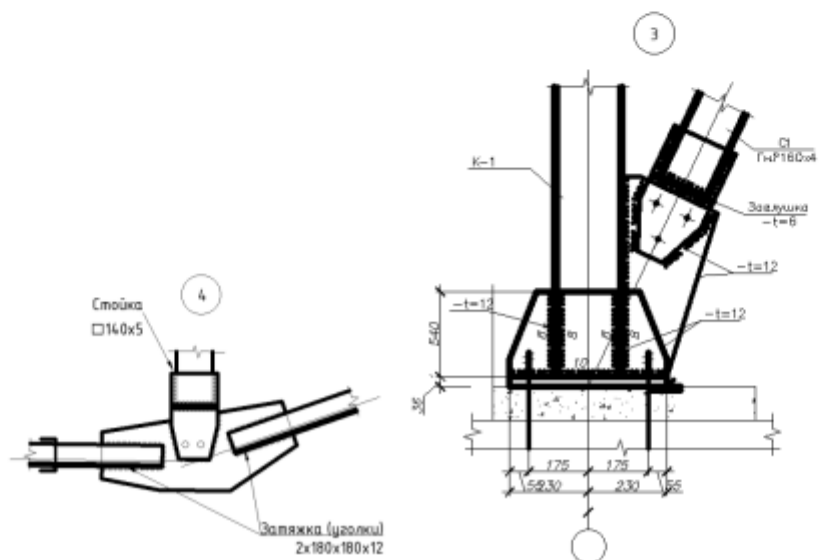
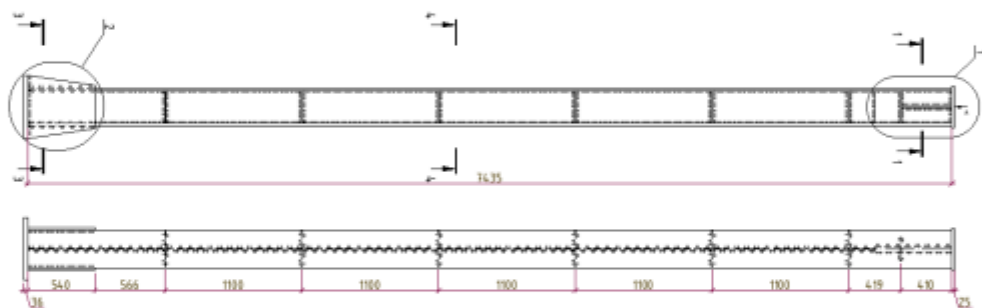
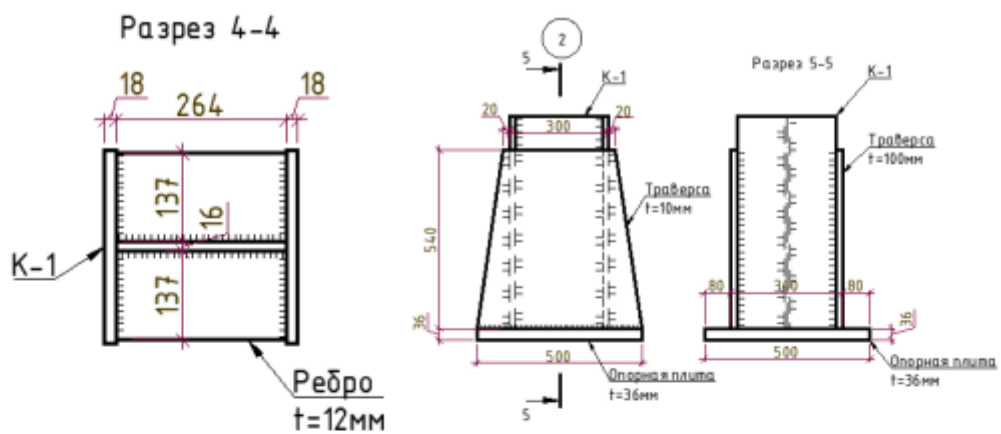


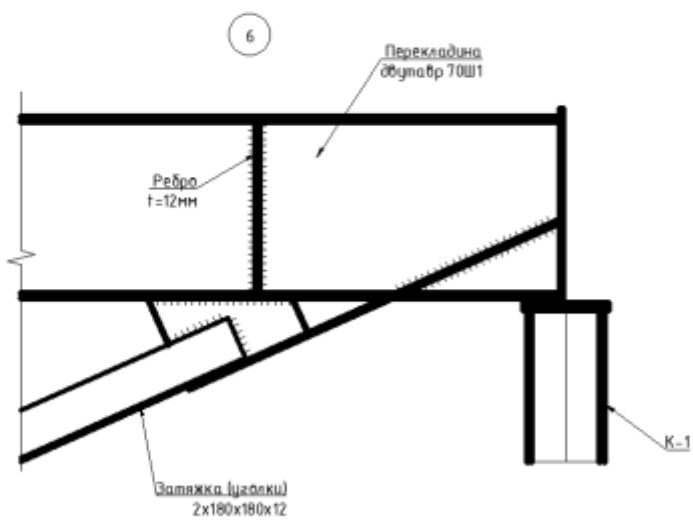
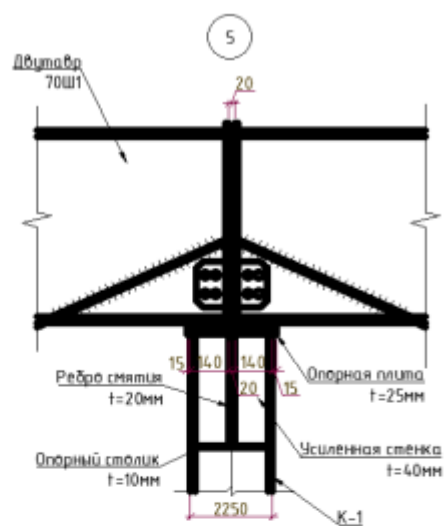




Разрез 3-3







Ведомость расхода стали на одну отправочную марку							
Сталь марки С-245							
марка	Поз.	сечение	Длина, мм	Кол- во шт	Масса , кг		
					1 шт	Общая	марки
Ш2	1	70Ш1	11800	1	1958,8	1958,8	2930,22кг
	2	180x180x12	12180	2	403,4	806,6	
	3	140x140x5	1180	2	24,41	48,82	
	4	140x12	660	10	8,7	87,0	
		На сварные швы 1%					28,9290084
Б2	5	№55Б1	7600	1	676,4	676,4	676,4
Б3	6	№14	11800	1	161,66	161,66	161,66
К1	7	264x16	6800	1	224,04	224,04	1 092,66
	8	300x18	7460	2	314,21	628,43	
	9	264x40	660	1	54,36	54,36	
	10	500x36	500	1	70,2	70,2	
	11	330x25	330	2	21,23	42,46	
	12	264x10	75	2	1,54	3,08	
	13	264x12	140	12	3,45	41,4	
	14	$\left(\frac{340 + 500}{2}\right) \times 10$	540	1	17,69	17,69	
		На сварные швы 1%					11,0

Б1 – Шпренгельная балка

Б2 – вспомогательная балка

Б3 – балка настила

К1 - колонна

ЛИТЕРАТУРА

1. «Металлические конструкции» - под редакцией Ю.И.Кудишина. Москва, Академия, 2008г.
2. Файбишенко В.К. «Металлические конструкции». Москва, стройиздат, 1984. 336с.
3. О.В. Евдокимцев, О.В. Умнова. Тамбов, ТГТУ, 2005г.
4. Справочник конструктора «Металлические конструкции» - под редакцией В.В.Кузнецова. Москва, АСВ, 1998г.
5. СП 20.13330.2018. Нагрузки и воздействия.