

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА
BUILDING AND ARCHITECTURE

УДК 624.011

DOI: 10.21822/2073-6185-2022-49-4-194-203

Оригинальная статья / Original Paper

Особенности работы плоских большепролетных конструкций

А.К. Юсупов, Х.М. Муселемов, Р.И. Вишталов

Дагестанский государственный технический университет,
367026 г. Махачкала, пр. И.Шамиля, 70, Россия

Резюме. Цель. Целью исследования является доказательство особенностей работы плоских большепролетных конструкций, учитываемых также при их конструировании. **Метод.** Излагается методика, позволяющая уменьшить пролётные изгибающие моменты. Приводятся примеры рационального конструирования балочных ферм. **Результат.** Приведенные конструктивные схемы, а также анализ их работы позволяют проектировать большепролётные плоские системы в виде рамных и арочных конструкций, которые обладают высокой надёжностью, минимальным весом, а также высокой технологичностью при изготовлении, транспортировке и монтаже. **Вывод.** Конструктивные схемы, сечения и узлы сопряжения элементов находят применение в практике проектирования и строительства. Рациональные конструктивные решения позволяют уменьшить собственный вес плоских большепролетных конструкций, рам и арок за счёт оптимального выбора их конструктивной и расчётной схем.

Ключевые слова: плоские конструкции, рамные системы, арочные конструкции, распорные системы, надёжность, узлы, сечения

Для цитирования: А.К. Юсупов, Х.М. Муселемов, Р.И. Вишталов. Особенности работы плоских большепролетных конструкций. Вестник Дагестанского государственного технического университета. Технические науки. 2022; 49 (4):194-203. DOI:10.21822/2073-6185-2022-49-4-194-203

Features of the work of flat large-span structures

A.K. Yusupov, H.M. Muselemov, R.I. Vishtalov

Daghestan State Technical University,
70 I. Shamilya Ave., Makhachkala 367026, Russia

Abstract. Objective. The purpose of the study is to prove the features of the operation of large-span flat structures, which are also taken into account in their design. **Method.** A technique is presented that makes it possible to reduce span bending moments. Examples of rational design of beam trusses are given. **Result.** The given structural diagrams, as well as the analysis of their work, allow designing large-span flat systems in the form of frame and arch structures, which have high reliability, minimal weight, and high manufacturability in manufacturing, transportation and installation. **Conclusion.** The presented structural schemes, sections and junctions of elements are used in the practice of design and construction. Rational design solutions make it possible to reduce the own weight of flat large-span structures, frames and arches due to the optimal choice of their design and design schemes.

Keywords: flat structures, frame systems, arched structures, spacer systems, reliability, nodes, sections

For citation: A.K. Yusupov, Kh.M. Muselemov, R.I. Vishtalov. Features of the work of flat large-span structures. Herald of Daghestan State Technical University. Technical Sciences. 2022; 49(4): 194-203. (In Russ.) DOI:10.21822/2073-6185-2022-49-4-194-203.

Введение. К плоским большепролетным конструкциям можно отнести: балочные фермы; рамные системы; арочные конструкции. По затратам конструкционного материала плоские системы на 15-20% тяжелее, чем пространственные системы. Однако плоские большепролетные конструкции с точки зрения технологии изготовления, транспортировки и монтажа относи-

тельно просты и по этой причине находят широкое применение в практике проектирования и строительства [1-4]. В большепролетных зданиях широкое применение находят рамные и арочные конструкции. При этом различают по виду сечения рамы и арки сплошного сечения и сквозного сечения.

Постановка задачи. Целью исследования является разработка конструктивных приёмов арочных и рамных большепролетных конструкций с целью снижения собственного веса [5]. Элементы рам и арок по пролёту обычно выполняют переменного сечения [6,7] (сплошного (рис. - 1 и 4) и сквозного (рис. - 2 и 5) сечения).

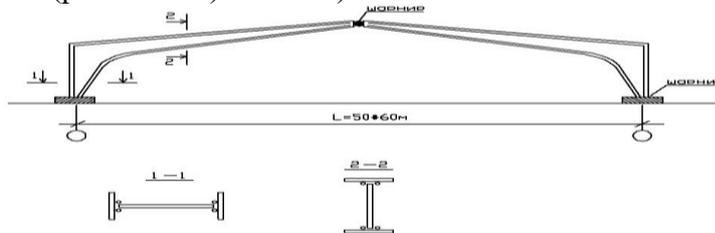


Рис.1. Трехшарнирная рама
 Fig.1. Tri-hinged frame

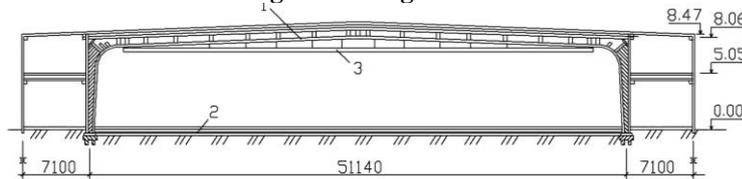


Рис.2. Двухшарнирная сплошная рама с застежкой: 1 –ригель; 2 –затяжка; 3 –монорельс
 Fig.2. Double-hinged solid frame with buckle: 1 - crossbar; 2 - puff; 3 - monorail

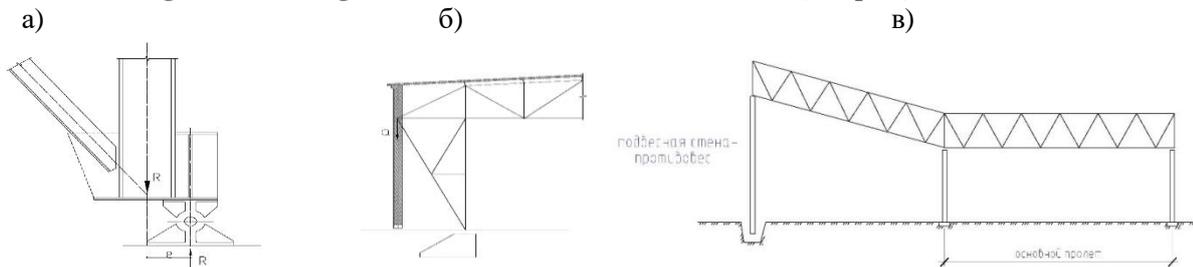


Рис.3. Примеры конструктивных схем, позволяющие уменьшить пролётный изгибающий момент:
 а) и б) эксцентричная посадка; в) устройство противовеса (подвесная стена)
 Fig.3. Examples of design schemes that allow to reduce the span bending moment:
 a) and b) eccentric fit; c) counterweight device (suspended wall)

Эксцентричная посадка колонны на фундаменты (рис. 3, а, б), а также устройство противовесов (рис. 3, в) вызывают изгибающие моменты обратного знака, которые, складываясь с моментами от собственного веса, уменьшают пролётный изгибающий момент.

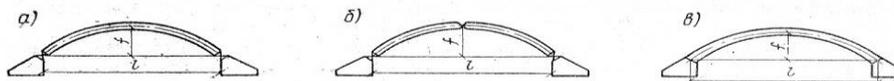


Рис. 4. Системы арок: а –двухшарнирная; б –трехшарнирная; в –бесшарнирная.
 Fig. 4. Arch systems: a - two-hinged; b - three-hinged; c - hingeless

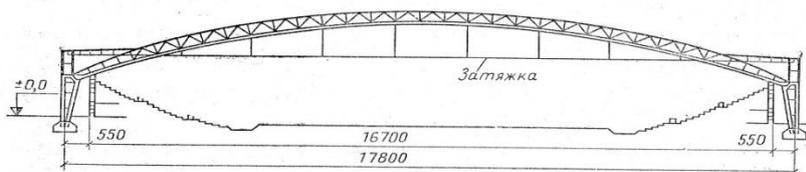


Рис. 5. Арка с приподнятой затяжкой образует рамно-арочную систему
 Fig. 5. An arch with a raised puff forms a frame-arch system

Методы исследования. Для снижения собственного веса арок и рам применяются различные конструктивные приёмы: опоры выполняют с эксцентричной посадкой, которые вызывают изгибающий момент обратного знака по отношению к моментам от собственного веса покрытия (рис.3); несущие конструкции выполняются переменного сечения по пролёту; для повышения жёсткости конструкции при минимальном весе предусматриваются пролётных строениях несущих конструкций сквозные сечения (за счёт захвата пространства при минимальном весе существенного увеличивается момент инерции сечения); с целью уменьшения пролётного изгибающего момента рамные и арочные системы обладают распором на опорах; для повышения несущей способности и жёсткости арочные и рамные системы предварительно напрягают с помощью высокопрочных канатов или высокопрочной полосовой стали; в трёхпролётных конструкциях применяются подвесные стены, которые играют роль противовесов, что существенно уменьшает изгибающие моменты в основном (среднем) пролёте (рис.4 и 5); рамные и арочные несущие конструкции выполняют из различных сталей (многостальные конструкции).

Удачно сочетая стали обычной и повышенной прочности, можно добиться существенного снижения собственного веса пролётного строения; применяя гибкие элементы (полосовые стали повышенной прочности, канаты), удаётся существенно увеличить пролёт рамной и арочной конструкции; рационально подбирая очертание арки, можно построить арку безмоментного контура (в виде параболы, когда действует равномерно-распределённая нагрузка); предусматривая в нужных местах шарнирное или жёсткое сопряжения, можно регулировать уровень напряжённого состояния несущих элементов пролётного строения. Сочетая различным способом приведенные выше конструктивные приёмы, можно получить множество вариантов арок и рам, при это наиболее рациональное сочетание этих приёмов следует установить с помощью вариантного проектирования.

В практике проектирования арочных конструкций широкое применение находят арки кругового и параболического очертания. Каждая из этих очертаний арок имеет свои преимущества и недостатки.

Арка параболического очертания. Поскольку основной нагрузкой для большепролетной конструкции является её собственный вес, которая более или менее равномерно распределяется по пролету, то будем говорить именно относительно этой нагрузки. Арка параболического очертания от воздействия равномерно распределенной нагрузки – *безмомента*. Это позволяет уменьшить собственный вес арки. Естественно это является преимуществом параболического очертания. Однако, поскольку кривизна параболической арки – *переменная*, приходится компоновать такую арку из отправочных марок с различной кривизной. Это приводит к увеличению числа разнотипных отправочных марок, из которых компонуется параболическая арка. Усложняется технология изготовления и монтажа строительных конструкций. Естественно это является недостатком параболической арки.

Арка кругового очертания. *Преимущества:* поскольку арка кругового очертания имеет постоянную кривизну по пролету, то все отправочные марки можно проектировать одной кривизны. Если подобрать сечение арки для наиболее перегруженного участка и сохранить это сечение для всех остальных отправочных марок, то можно добиться высочайшей эффективности технологии изготовления и монтажа арки кругового очертания. Здесь число разнотипных отправочных марок, из которых компонуется арка круглого очертания *равно единице*. *Недостатки:* однако такое решение приводит к перерасходу металла. Как показывает опыт проектирования и возведения арочных покрытий, именно арки кругового очертания находят широкое применение в практике строительства. Для окончательного выбора рационального вида очертания арки и рационального вида сечения (сквозное или сплошное) необходимо выполнить вариантное проектирование арок с различными очертаниями и видами сечения. На основе вариантного проектирования, путем сравнения вариантов, можно выбрать рациональный вариант по тому или иному критерию: по общей стоимости покрытия, по минимуму расхода конструкционного материала, по срокам изготовления и монтажа здания или сооружения.

Обсуждение результатов. Исходные данные. Район строительства г.Томск. Длина здания 108 м. Пролет здания 84 м. Высота покрытия на коньке 18 м. Относительный прогиб по условиям эксплуатации $n_0 = 300$. Здание – одноэтажное, однопролетное. Материал основ-

ных несущих конструкций: сталь класса Вст3 и стали повышенной прочности – по обоснованному выбору. Материал ограждающих конструкций выбирается в соответствии с назначением здания и учетом района строительства.

Компоновка поперечной рамы. Выбрана несущая система с шагом поперечных рам 12 м. Схема поперечной рамы и ее элементов показана на (рис. 6, а).

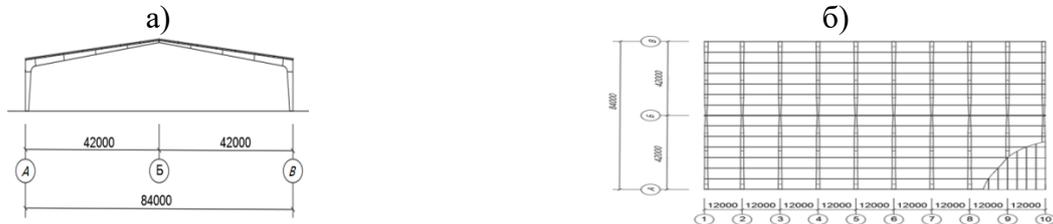


Рис. 6. Компоновка здания из рам (размеры в мм):

а) поперечный разрез рамы;

б) схема расположения рам в плане

Fig. 6. Layout of the building from frames (dimensions in mm):

a) cross section of the frame;

b) the layout of the frames in the plan

Расчет нагрузок на поперечную раму

Все нагрузки подсчитываются с учетом коэффициента надежности по назначению здания – $\gamma_n = 0,95$. В рассматриваемом здании к независимым нагрузкам относятся [10],[11]: постоянные нагрузки от собственного веса; снеговые (двусторонние); снеговые (односторонние); ветровые.

1) Постоянная нагрузка

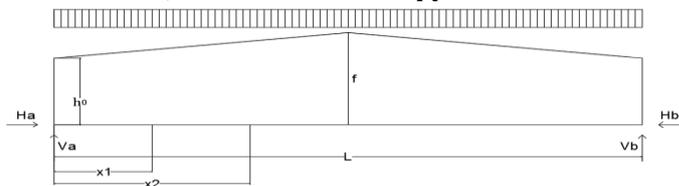


Рис.7. Расчётная схема поперечной рамы

Fig.7. Calculation scheme of the transverse frame

Постоянная нагрузка включает в себя вес рамы, вес шпренгельных балок и вес покрытия.

$$\text{Вес рамы: } q_{\text{рм}} = 0.05 \cdot q_{\text{сн}} = 0.05 \cdot 27.34 \frac{\text{kH}}{\text{м}} = \frac{1.37 \text{kH}}{\text{м}}$$

Вес шпренгельных балок:

$$q_{\text{шб}} = 0.1 \cdot q_{\text{сн}} = 0.1 \cdot 27.34 \frac{\text{kH}}{\text{м}} = \frac{2.74 \text{kH}}{\text{м}}$$

Вес покрытия: $q_{\text{пк}} = 2.73 \text{kH/м}$.

Общий вес: $q_{\text{пс}} = q_{\text{рм}} + q_{\text{шб}} + q_{\text{пк}} = 1.37 + 2.74 + 2.73 = 6.84 \text{kH/м}$,

где c – коэффициент перехода от нагрузки на земле к нагрузке на 1м^2 проекции кровли, равный при уклоне $\alpha < 25^\circ$ единице; n – коэффициент перегрузки; $b_{\text{ф}}$ – шаг ферм.

Опорные реакции рамы (рис. 7).

Вертикальные реакции:

$$\Sigma M_a = 0; V_b \cdot L - q_{\text{сн}} \cdot \frac{L^2}{2} = \frac{6.84 \text{kH}}{\text{м}} \cdot \frac{(84 \text{ м})^2}{2} = 0; V_b = q_{\text{сн}} \cdot \frac{L}{2} = 287.3 \text{kH}$$

$$\Sigma M_b = 0; V_a \cdot L - q_{\text{сн}} \cdot \frac{L^2}{2} = \frac{6.84 \text{kH}}{\text{м}} \cdot \frac{(84 \text{ м})^2}{2} = 0; (84 \text{ м})^2$$

$$V_a = q_{\text{сн}} \cdot \frac{L}{2} = V_b = 287.3 \text{kH}$$

Горизонтальные реакции: $\Sigma M^{\text{сл}} = 0; H_a \cdot f + q_{\text{сн}} \cdot \frac{L^2}{8} - V_a \cdot \frac{L}{2} = 0; H_a = (V_a \cdot \frac{L}{2} - q_{\text{сн}} \cdot \frac{L^2}{8}) =$

$$335.2 \text{kH} \quad \Sigma M^{\text{сп}} = 0; V_b \cdot \frac{L}{2} - q_{\text{сн}} \cdot \frac{L^2}{8} - H_b \cdot f = 0; H_b = (V_b \cdot \frac{L}{2} - q_{\text{сн}} \cdot \frac{L^2}{8})/f = 335.2 \text{kH}$$

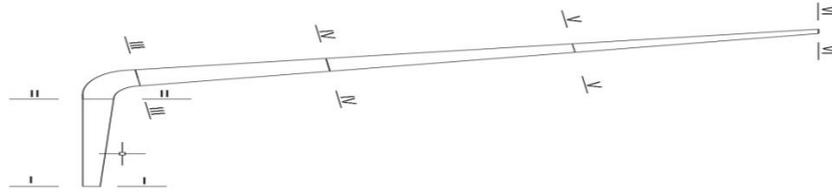


Рис.8. Расположения расчётных сечений полурамы
Fig.8. Locations of calculated sections of the semi-frame

Усилия в сечении I-I (рис.8): $M_{I-I} = 0$; $Q_{I-I} = H_a = 335.2 \text{ kH}$; $N_{I-I} = V_a = 287.3 \text{ kH}$;

Усилия в сечении II-II: $M_{II-II} = H_a \cdot f = 4357.1 \text{ kHm}$; $Q_{II-II} = H_a = 335.2 \text{ kH}$;

$$N_{II-II} = V_a = 287.3 \text{ kH};$$

Усилия в сечении III-III: $M_{III-III} = M_{II-II} = 4357.1 \text{ kHm}$; $Q_{III-III} = V_a = 287.3 \text{ kH}$;

$$N_{III-III} = H_a = 335.2 \text{ kH};$$

Усилия в сечении IV-IV: $M_{IV-IV} = H_a \cdot h_{14} - V_a \cdot x_1 + q_{\text{сн}} \cdot \frac{x_1^2}{2} = 1564.1 \text{ kHm}$

$$Q_{IV-IV} = V_a - q_{\text{сн}} \cdot x_1 = 191.5 \text{ kH}; \quad N_{IV-IV} = H_a = 335.2 \text{ kH};$$

Усилия в сечении V-V: $M_{V-V} = H_a \cdot h_{28} - V_a \cdot x_2 + q_{\text{сн}} \cdot \frac{x_2^2}{2} = 111.7 \text{ kHm}$

$$Q_{V-V} = V_a - q_{\text{сн}} \cdot x_2 = 95.8 \text{ kH}; \quad N_{V-V} = H_a = 335.2 \text{ kH};$$

Усилия в сечении VI-V: $M_{VI-VI} = 0$; $Q_{VI-VI} = V_a - q_{\text{сн}} \cdot \frac{L}{2} = 0$; $N_{VI-VI} = H_a = 335.2 \text{ kH}$;

2) Снеговая (двусторонняя) нагрузка

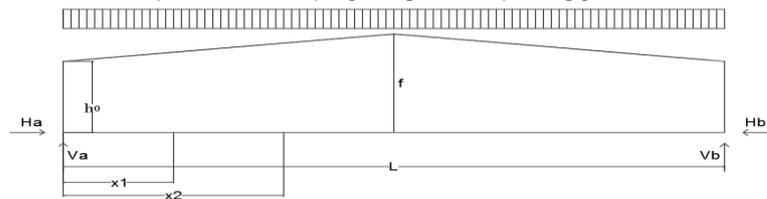


Рис.9. Снеговая нагрузка, действующая на раму
Fig.9. Snow load acting on the frame

Погонная распределенная нагрузка от снега на ригель рамы определяется по ле: $q_{\text{сн}} = \gamma_n \cdot n \cdot c \cdot S_g \cdot b_{\phi} = 0.95 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2.4 \text{ кПа} \cdot 12\text{м} = 27.34 \text{ кН/м}$

где c – коэффициент перехода от нагрузки на земле к нагрузке на 1м^2 проекции кровли, равный при угле $\alpha < 25^\circ$ единице; n – коэффициент перегрузки; b_{ϕ} – шаг ферм.

Опорные реакции (рис.9.).

Вертикальные реакции: $\Sigma M_a = 0$; $V_b \cdot L - q_{\text{сн}} \cdot \frac{L^2}{2} = \frac{28.73 \text{ кН}}{\text{м}} \cdot \frac{24\text{м}}{2} = 0$; $V_b = q_{\text{сн}} \cdot \frac{L}{2} = 1150.8 \text{ кН}$
 $\Sigma M_b = 0$; $V_a \cdot L - q_{\text{сн}} \cdot \frac{L^2}{2} = \frac{28.73 \text{ кН}}{\text{м}} \cdot \frac{24\text{м}}{2} = 0$; $V_a = q_{\text{сн}} \cdot \frac{L}{2} = V_b = 1150.8 \text{ кН}$

Горизонтальные реакции: $\Sigma M^{\text{сн}} = 0$; $H_a \cdot f + q_{\text{сн}} \cdot \frac{L^2}{8} - V_a \cdot \frac{L}{2} = 0$; $H_a = (V_a \cdot \frac{L}{2} - q_{\text{сн}} \cdot \frac{L^2}{8}) / f = 1342.6 \text{ кН}$
 $\Sigma M^{\text{сп}} = 0$; $V_b \cdot \frac{L}{2} - q_{\text{сн}} \cdot \frac{L^2}{8} - H_b \cdot f = 0$; $H_b = (V_b \cdot \frac{L}{2} - q_{\text{сн}} \cdot \frac{L^2}{8}) / f = 1342.6 \text{ кН}$

Усилия в сечении I-I (рис. 8): $M_{I-I} = 0$; $Q_{I-I} = H_a = 1342.6 \text{ кН}$; $N_{I-I} = V_a = 1150.8 \text{ кН}$;

Усилия в сечении II-II: $M_{II-II} = H_a \cdot f = 17453.8 \text{ кHm}$; $Q_{II-II} = H_a = 1342.6 \text{ кН}$;

$$N_{II-II} = V_a = 1150.8 \text{ кН};$$

Усилия в сечении III-III: $M_{III-III} = M_{II-II} = 17453.8 \text{ кHm}$; $Q_{III-III} = V_a = 1150.8 \text{ кН}$;

$$N_{III-III} = H_a = 1342.6 \text{ кН};$$

Усилия в сечении IV-IV: $M_{IV-IV} = H_a \cdot h_{14} - V_a \cdot x_1 + q_{\text{сн}} \cdot \frac{x_1^2}{2} = 7854.7 \text{ кHm}$ $Q_{IV-IV} = V_a - q_{\text{сн}} \cdot x_1 = 767.2 \text{ кН}$; $N_{IV-IV} = H_a = 1342.6 \text{ кН}$;

Усилия в сечении V-V: $M_{V-V} = H_a \cdot h_{28} - V_a \cdot x_2 + q_{\text{сн}} \cdot \frac{x_2^2}{2} = 447.5 \text{ кHm}$

$$Q_{V-V} = V_a - q_{\text{сн}} \cdot x_2 = 383.6 \text{ кН}; \quad N_{V-V} = H_a = 1342.6 \text{ кН};$$

Усилия в сечении VI-VI: $M_{VI-VI} = 0$; $Q_{VI-VI} = V_a - q_{\text{сн}} \cdot \frac{L}{2} = 0$; $N_{VI-VI} = H_a = 1342.6 \text{ кН}$;

3) Снеговая (односторонняя) нагрузка

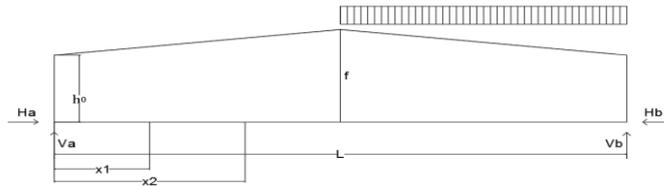


Рис. 10. Снеговая односторонняя нагрузка на раму
 Fig. 10. Snow one-sided load on the frame

Погонная распределенная нагрузка от снега на ригель рамы определяется по ле: $q_{сн} = \gamma_n \cdot n \cdot c \cdot S_g \cdot b_{\phi} = 0.95 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2.4 \text{ кПа} \cdot 12\text{м} = 27.34 \text{ кН/м}$

где c – коэффициент перехода от нагрузки на земле к нагрузке на 1м^2 проекции кровли, равный при уклоне $\alpha < 25^\circ$ единице; n – коэффициент перегрузки; b_{ϕ} – шаг ферм.

Опорные реакции (рис.10).

Вертикальные реакции: $\Sigma M_a = 0; V_b \cdot L - q_{сн} \cdot \frac{3L^2}{8} = \frac{28.73 \text{ кН}}{\text{м}} \cdot \frac{24\text{м}}{2} = 0; V_b = q_{сн} \cdot \frac{3L}{8} = 863.1 \text{ кН}$

$\Sigma M_b = 0; V_a \cdot L - q_{сн} \cdot \frac{L^2}{8} = \frac{28.73 \text{ кН}}{\text{м}} \cdot \frac{24\text{м}}{2} = 0; V_a = q_{сн} \cdot \frac{L}{8} = 287.7 \text{ кН}$

Горизонтальные реакции: $\Sigma M^{сл} = 0; H_a \cdot f - V_a \cdot \frac{L}{2} = 0; H_a = V_a \cdot \frac{L}{2f} = 671.3 \text{ кН}$

$\Sigma M^{сп} = 0; V_b \cdot \frac{L}{2} - q_{сн} \cdot \frac{L^2}{8} - H_b \cdot f = 0; H_b = (V_b \cdot \frac{L}{2} - q_{сн} \cdot \frac{L^2}{8}) / f = 671.3 \text{ кН}$

Усилия в сечениях левой части рамы.

Усилия в сечении I-I (рис. 8): $M_{I-I} = 0; Q_{I-I} = H_a = 671.3 \text{ кН}; N_{I-I} = V_a = 287.7 \text{ кН};$

Усилия в сечении II-II: $M_{II-II} = H_a \cdot f = 8726.9 \text{ кНм}; Q_{II-II} = H_a = 671.3 \text{ кН};$

$N_{II-II} = V_a = 287.7 \text{ кН};$

Усилия в сечении III-III:

$M_{III-III} = M_{II-II} = 8726.9 \text{ кНм}; Q_{III-III} = V_a = 287.7 \text{ кН}; N_{III-III} = H_a = 671.3 \text{ кН};$

Усилия в сечении IV-IV: $M_{IV-IV} = H_a \cdot h_{14} - V_a \cdot x_1 = 5817.9 \text{ кНм} \quad Q_{IV-IV} = V_a = 287.7 \text{ кН}; N_{IV-IV} = H_a = 671.3 \text{ кН};$

Усилия в сечении V-V: $M_{V-V} = H_a \cdot h_{28} - V_a \cdot x_2 = 2909 \text{ кНм} \quad Q_{V-V} = V_a = 287.7 \text{ кН};$
 $N_{V-V} = H_a = 671.3 \text{ кН};$

Усилия в сечении VI-VI: $M_{VI-VI} = 0; Q_{VI-VI} = V_a = 287.7 \text{ кН}; N_{VI-VI} = H_a = 671.3 \text{ кН}.$

Усилия в сечениях правой части рамы.

Усилия в сечении I-I: $M_{I-I} = 0; Q_{I-I} = H_a = 671.3 \text{ кН}; N_{I-I} = V_a = 863.1 \text{ кН};$

Усилия в сечении II-II: $M_{II-II} = H_a \cdot f = 8726.9 \text{ кНм}; Q_{II-II} = H_a = 671.3 \text{ кН};$

$N_{II-II} = V_a = 863.1 \text{ кН};$

Усилия в сечении III-III: $M_{III-III} = M_{II-II} = 8726.9 \text{ кНм}; Q_{III-III} = V_b = 863.1 \text{ кН};$

$N_{III-III} = H_a = 671.3 \text{ кН};$

Усилия в сечении IV-IV: $M_{IV-IV} = H_a \cdot h_{14} - V_a \cdot x_1 + q_{сн} \cdot \frac{x_1^2}{2} = 447.5 \text{ кНм}$

$Q_{IV-IV} = V_a - q_{сн} \cdot x_1 = 479.5 \text{ кН}; N_{IV-IV} = H_a = 671.3 \text{ кН};$

Усилия в сечении V-V: $M_{V-V} = H_a \cdot h_{28} - V_a \cdot x_2 + q_{сн} \cdot \frac{x_2^2}{2} = -2461.4 \text{ кНм}$

$Q_{V-V} = V_a - q_{сн} \cdot x_2 = 95.9 \text{ кН}; N_{V-V} = H_a = 671.3 \text{ кН};$

Усилия в сечении VI-VI: $M_{VI-VI} = 0; Q_{VI-VI} = V_a - q_{сн} \cdot \frac{L}{2} = -287.1 \text{ кН}; N_{VI-VI} = H_a = 671.3 \text{ кН};$

4) Ветровая нагрузка

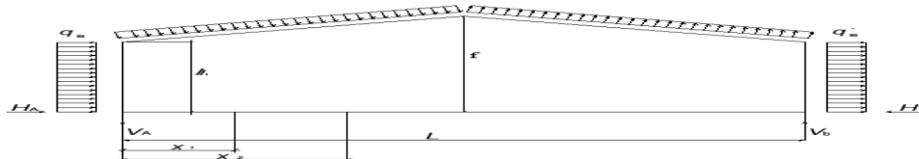


Рис. 11. Схема ветровых нагрузок
 Fig. 11. Scheme of wind loads

Погонная ветровая нагрузка задается в СП [9] и зависит от высоты и от рельефа местности, в данной работе ветровая нагрузка для г. Томск: $q_{в10} = 1.906 \text{ кН/м}$ $q_{в20} = 2.499 \text{ кН/м}$
 Опорные реакции (рис. 11).

Вертикальные реакции: $\Sigma M_a = 0; V_b \cdot L - q_{в10} \cdot 10 \cdot 5 - \frac{(q_{в20} - q_{в10}) \cdot \frac{3}{10} + q_{в10}}{2} \cdot 3 \cdot 11.5 \cdot \frac{0.6}{0.8} - \frac{(q_{в20} - q_{в10}) \cdot \frac{8}{10} + (q_{в20} - q_{в10}) \cdot \frac{3}{10}}{2} \cdot 3 \cdot 0.8 \cdot 11.5 \cdot \frac{0.2}{0.8} = 0; V_b = 5 \text{ кН}$

$\Sigma M_a = 0; q_{в10} \cdot 10 \cdot 5 - \frac{(q_{в20} - q_{в10}) \cdot \frac{3}{10} + q_{в10}}{2} \cdot 3 \cdot 11.5 \cdot \frac{0.6}{0.8} - \frac{(q_{в20} - q_{в10}) \cdot \frac{8}{10} + (q_{в20} - q_{в10}) \cdot \frac{3}{10}}{2} \cdot 3 \cdot 0.8 \cdot 11.5 \cdot \frac{0.2}{0.8} - V_a \cdot L = 0;$

$V_a = -5 \text{ кН}$

Горизонтальные реакции: $\Sigma M^{cl} = 0; H_a = -28.3 \text{ кН}$ $\Sigma M^{cp} = 0; H_b = -23.9 \text{ кН}$

Усилия в сечениях левой части

Усилия в сечении I-I: $M_{I-I} = 0; Q_{I-I} = H_a = -28.3 \text{ кН}; N_{I-I} = V_a = -5 \text{ кН};$

Усилия в сечении II-II: $M_{II-II} = -203.6 \text{ кНм}; Q_{II-II} = -3.2 \text{ кН}; N_{II-II} = V_a = -5 \text{ кН};$

Усилия в сечении III-III: $M_{III-III} = M_{II-II} = -203.6 \text{ кНм};$

$Q_{III-III} = V_a = -5 \text{ кН}; N_{III-III} = -3.2 \text{ кН};$

Усилия в сечении IV-IV: $M_{IV-IV} = -91.6 \text{ кНм}$ $Q_{IV-IV} = V_a = -5 \text{ кН}; N_{IV-IV} = -1.4 \text{ кН};$

Усилия в сечении V-V: $M_{V-V} = -5.2 \text{ кНм}$ $Q_{V-V} = V_a = -5 \text{ кН}; N_{V-V} = -0.5 \text{ кН};$

Усилия в сечении VI-VI: $M_{VI-VI} = 0; Q_{VI-VI} = V_a = -5 \text{ кН}; N_{VI-VI} = 2.3 \text{ кН};$

Усилия в сечениях правой части

Усилия в сечении I-I: $M_{I-I} = 0; Q_{I-I} = H_a = -23.9 \text{ кН}; N_{I-I} = V_a = 5 \text{ кН};$

Усилия в сечении II-II: $M_{II-II} = -187.8 \text{ кНм}; Q_{II-II} = -5.1 \text{ кН}; N_{II-II} = V_a = 5 \text{ кН};$

Усилия в сечении III-III: $M_{III-III} = M_{II-II} = -187.8 \text{ кНм};$

$Q_{III-III} = V_a = 5 \text{ кН}; N_{III-III} = -5.1 \text{ кН};$

Усилия в сечении IV-IV: $M_{IV-IV} = -85.4 \text{ кНм}$ $Q_{IV-IV} = V_a = 5 \text{ кН}; N_{IV-IV} = -4.2 \text{ кН};$

Усилия в сечении V-V: $M_{V-V} = -4.8 \text{ кНм}$ $Q_{V-V} = V_a = 5 \text{ кН}; N_{V-V} = -3.3 \text{ кН};$

Усилия в сечении VI-VI: $M_{VI-VI} = 0; Q_{VI-VI} = V_a = 5 \text{ кН}; N_{VI-VI} = 2.3 \text{ кН};$

Все полученные значения занесем в табл.1.

Таблица 1. Усилия и моменты в сечениях рамы
Table 1. Forces and moments in frame sections

Наименование	Усилия и моменты в сечениях рамы Forces and moments in frame sections																	
	I-I M Q N			II-II M Q N			III-III M Q N			IV-IV M Q N			V-V M Q N			VI-VI M Q N		
Постоянная	0	335,2	287,3	4357,1	335,2	287,3	4357,1	287,3	335,2	1564,1	191,5	335,2	111,7	95,8	335,2	0	0	335,16
Снеговая	0	1342,6	1150,8	17453,8	1342,6	1150,8	17453,8	1150,8	1342,6	7854,7	767,2	1342,6	447,5	383,6	1342,6	0	0	1342,6
Снеговая односторонняя (слева)	0	671,3	287,7	8726,9	671,3	287,7	8726,9	287,7	671,3	5817,9	287,7	671,3	2909	287,7	671,3	0	287,7	671,3
Снеговая односторонняя (справа) ⁸	0	671,3	863,1	8726,9	671,3	863,1	8726,9	863,1	671,3	447,5	479,5	671,3	-2461,4	95,9	671,3	0	-287,7	671,3
Ветровая (слева)	0	-28,3	-5	-203,6	-3,2	-5	-203,6	-5	-3,2	-91,6	-5	-1,4	-5,2	-5	-0,5	0	-5	2,3
Ветровая (справа) ⁸	0	-23,9	5	-187,8	-5,1	5	-187,8	5	-5,1	-85,4	5	-4,2	-4,8	5	-3,3	0	5	-2,3

Составление сочетаний нагрузок в сечениях рамы, и определение усилий для подбора сечения (табл.2). В рассматриваемом большепролетном здании к независимым нагрузкам относятся: остоянные нагрузки от собственного веса; снеговые; снеговые (односторонние); ветровые.

Таблица 2. Сочетания нагрузок [11].
основные сочетания: 1П+1Кр*1; особые сочетания: 1П+1Дл*0,9+3Кр*0,9.
Table 2. Combinations of loads [11].
basic combinations: 1P + 1Kr * 1; special combinations: 1P + 1Dl * 0.9 + 3Cr * 0.9.

Сечение 1-1			
№	Основные сочетания basic combinations	№	Особые сочетания special combinations
I; 4;4*	$M_{спрв} = 0 + 0 * 1 = 0$ $M_{слв} = 0 + 0 * 1 = 0$ $Q_{спрв} = 335,2 - 28,3 * 1 = 306,9$ $Q_{слв} = 335,2 - 23,9 * 1 = 311,3$ $N_{спрв} = 287,2 - 5 * 1 = 282,2$ $N_{слв} = 287,2 + 5 * 1 = 292,2$	I;2;4;4**	$M_{спрв} = 0 + 0 * 0,9 + 0 * 0,9 = 0$ $M_{слв} = 0 + 0 * 0,9 + 0 * 0,9 = 0$ $Q_{спрв} = 335,2 + 1342,6 * 0,9 - 28,3 * 0,9 = 1518$ $Q_{слв} = 335,2 + 1342,6 * 0,9 - 23,9 * 0,9 = 1522$ $N_{спрв} = 287,2 + 1150,8 * 0,9 - 5 * 0,9 = 1318,6$ $N_{слв} = 287,2 + 1150,8 * 0,9 + 5 * 0,9 = 1327,4$
Сечение 2-2			
I; 4;4*	$M_{спрв} = 4357 - 203,6 * 1 = 4153,4$ $M_{слв} = 4357 - 187,8 * 1 = 4169,2$ $Q_{спрв} = 335,2 - 3,2 * 1 = 332$ $Q_{слв} = 335,2 - 5,1 * 1 = 330,1$ $N_{спрв} = 287,2 - 5 * 1 = 282,2$ $N_{слв} = 287,2 + 5 * 1 = 292,2$	I;2;4;4**	$M_{спрв} = 4357 + 17453,8 * 0,9 - 203,6 * 0,9 = 19882,3$ $M_{слв} = 4357 + 17453,8 * 0,9 - 187,8 * 0,9 = 19896,5$ $Q_{спрв} = 335,2 + 1342,6 * 0,9 - 3,2 * 0,9 = 1540,8$ $Q_{слв} = 335,2 + 1342,6 * 0,9 - 5,1 * 0,9 = 1538,9$ $N_{спрв} = 287,2 + 1150,8 * 0,9 - 5 * 0,9 = 1318,6$ $N_{слв} = 287,2 + 1150,8 * 0,9 + 5 * 0,9 = 1327,4$
Сечение 3-3			
I; 4;4*	$M_{спрв} = 4357 - 203,6 * 1 = 4153,4$ $M_{слв} = 4357 - 187,8 * 1 = 4169,2$ $Q_{спрв} = 287,2 - 5 * 1 = 282,2$ $Q_{слв} = 287,2 + 5 * 1 = 292,2$ $N_{спрв} = 335,2 - 3,2 * 1 = 332$ $N_{слв} = 335,2 - 5,1 * 1 = 330,1$	I;2;4;4**	$M_{спрв} = 4357 + 17453,8 * 0,9 - 203,6 * 0,9 = 19882,3$ $M_{слв} = 4357 + 17453,8 * 0,9 - 187,8 * 0,9 = 19896,5$ $Q_{спрв} = 287,2 + 1150,8 * 0,9 - 5 * 0,9 = 1318,6$ $Q_{слв} = 287,2 + 1150,8 * 0,9 + 5 * 0,9 = 1327,4$ $N_{спрв} = 335,2 + 1342,6 * 0,9 - 3,2 * 0,9 = 1540,8$ $N_{слв} = 335,2 + 1342,6 * 0,9 - 5,1 * 0,9 = 1538,9$
Сечение 4-4			
I; 4;4*	$M_{спрв} = 1564 - 91,6 * 1 = 1472,4$ $M_{слв} = 1564 - 85,4 * 1 = 1478,6$ $Q_{спрв} = 191,5 - 5 * 1 = 186,5$ $Q_{слв} = 191,5 + 5 * 1 = 196,5$ $N_{спрв} = 335,2 - 1,4 * 1 = 333,8$ $N_{слв} = 335,2 - 4,2 * 1 = 331$	I;2;4;4**	$M_{спрв} = 1564 + 7854,7 * 0,9 - 91,6 * 0,9 = 8550,8$ $M_{слв} = 1564 + 7854,7 * 0,9 - 85,4 * 0,9 = 8556,4$ $Q_{спрв} = 191,5 + 767,2 * 0,9 - 5 * 0,9 = 877,5$ $Q_{слв} = 191,5 + 767,2 * 0,9 + 5 * 0,9 = 886,5$ $N_{спрв} = 335,2 + 1342,6 * 0,9 - 1,4 * 0,9 = 1542,2$ $N_{слв} = 335,2 + 1342,6 * 0,9 - 4,2 * 0,9 = 1539,8$
Сечение 5-5			
I; 4;4*	$M_{спрв} = 111,7 - 5,2 * 1 = 106,5$ $M_{слв} = 111,7 - 4,8 * 1 = 106,9$ $Q_{спрв} = 95,7 - 5 * 1 = 90,7$ $Q_{слв} = 95,7 + 5 * 1 = 100,7$ $N_{спрв} = 335,2 - 0,5 * 1 = 334,7$ $N_{слв} = 335,2 - 3,3 * 1 = 331,9$	I;2; 3;3*;4;4**	$M_{спрв} = 111,7 + 2909 * 0,9 - 5,2 * 0,9 = 2725,1$ $M_{слв} = 111,7 - 2461,4 * 0,9 - 4,8 * 0,9 = -2107,9$ $Q_{спрв} = 95,7 + 383,6 * 0,9 - 5 * 0,9 = 436,5$ $Q_{слв} = 95,7 + 383,6 * 0,9 + 5 * 0,9 = 445,5$ $N_{спрв} = 335,2 + 1342,6 * 0,9 - 0,5 * 0,9 = 1543,1$ $N_{слв} = 335,2 + 1342,6 * 0,9 - 3,3 * 0,9 = 1540,6$
Сечение 6-6			
I; 4;4*	$M_{спрв} = 0 - 0 * 1 = 0$ $M_{слв} = 0 - 0 * 1 = 0$ $Q_{спрв} = 0 - 5 * 1 = -5$ $Q_{слв} = 0 + 5 * 1 = 5$ $N_{спрв} = 335,2 + 2,4 * 1 = 337,6$ $N_{слв} = 335,2 - 2,4 * 1 = 332,8$	I;2; 3;3*;4;4**	$M_{спрв} = 0 + 0 * 0,9 - 0 * 0,9 = 0$ $M_{слв} = 0 + 0 * 0,9 - 0 * 0,9 = 0$ $Q_{спрв} = 0 + 287,7 * 0,9 - 5 * 0,9 = 254,4$ $Q_{слв} = 0 - 287,7 * 0,9 + 5 * 0,9 = -254,4$ $N_{спрв} = 335,2 + 1342,6 * 0,9 + 2,4 * 0,9 = 1545,7$ $N_{слв} = 335,2 + 1342,6 * 0,9 - 2,4 * 0,9 = 1541,4$

Рассматриваются 6 сечений. При подборе сечения необходимо обеспечивать технологичность изготовления конструкции [8]. Рама в сечении представляет собой двутавр. Изначально зададимся геометрическими размерами и маркой стали, затем подберём сечение согласно 4-ой теории прочности.

Подбор сечений (рис.8). Сечение I-I:

Усилия в сечении (из табл.1 и 2): $M = 0$ кН·м, $Q = 1522$ кН, $N = 1327,4$ кН. Высота сечения $H = 1000$ мм. Ширина полков $B = 1000$ мм. Толщина стенки $b = 10$ мм. Толщина поясов $h_1 = 20$ мм.

Площадь двутавра $A = 2 * B * h_1 + b * h = 2 * 100 * 2 + 1 * 96,00 = 496,0$ см²

Момент инерции $J_x = (B * H^3 - 2 * b * h^3) / 12 = (100 * 100^3 - 2 * 49,50 * 96,00^3) / 12 = 1034261,3$

см⁴.

Момент сопротивления изгибу

$$W = (B \cdot H^3 - 2 \cdot b \cdot h^3) / (6 \cdot H) = (100 \cdot 100^3 - 2 \cdot 49.50 \cdot 96.00^3) / (6 \cdot 100) = 20685.2 \text{ см}^3.$$

$$\text{Напряжение от изгиба } \sigma_{и} = \frac{M}{W} = 0 < y \cdot R = 0.9 \cdot 24 = 21.6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\text{Напряжение от сжатия } \sigma_{сж} = \frac{N}{A} = \frac{1327.4}{496} = 2.7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 24 = 21.6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\text{Касательные напряжения } \tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b} = \frac{1327.4 \cdot 10912}{1034261.3 \cdot 1} = 14 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 24 = 21.6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\text{Условие прочности по 4-й теории прочности } \sigma = \sqrt{(\sigma_{и} + \sigma_{сж})^2 + 3\tau^2} < y \cdot R;$$

В середине сечения $\sigma_{и} = 0$

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{сж})^2 + 3\tau^2} = \sqrt{(2.7)^2 + 3 \cdot 14^2} = 24.4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > y \cdot R = 0.9 \cdot 24 = 21.6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

В нижних фибрах

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{и} + \sigma_{сж})^2} = \sqrt{(0 + 2.7)^2} = 2.7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 24 = 21.6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Применяем сталь с сопротивлением 440 МПа находим запас прочности:

$$\frac{y \cdot R - \sigma}{y \cdot R} = 0.445 = 44.5\%;$$

Запас прочности превышает 5 процентов но для соблюдения технологичности утверждаем данную марку.

Подбор сечений (рис.8) Сечение II-II:

Усилия в сечении (из табл.1 и 2): $M = 19896.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $Q = 1540.8 \text{ кН}$, $N = 1327.4 \text{ кН}$. Высота сечения $H = 2000 \text{ мм}$. Ширина полок $B = 1200 \text{ мм}$. Толщина стенки $b = 10 \text{ мм}$. Толщина поясов $h_1 = 20 \text{ мм}$.

$$\text{Площадь двутавра } A = 2 \cdot B \cdot h_1 + b \cdot h = 2 \cdot 120 \cdot 2 + 1 \cdot 196.0 = 676.0 \text{ см}^2$$

$$\text{Момент инерции } J_x = (B \cdot H^3 - 2 \cdot b \cdot h^3) / 12 = (120 \cdot 200^3 - 2 \cdot 59.50 \cdot 196.0^3) / 12 = 5332101.3 \text{ см}^4.$$

$$\text{Момент сопротивления } W = (B \cdot H^3 - 2 \cdot b \cdot h^3) / (6 \cdot H) = (120 \cdot 200^3 - 2 \cdot 59.50 \cdot 196.0^3) / (6 \cdot 200) = 53321.0 \text{ см}^3.$$

$$\text{Напряжение от изгиба } \sigma_{и} = \frac{M}{W} = \frac{1989650}{53321} = 37.3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 44 = 39.6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\text{Напряжение от сжатия } \sigma_{сж} = \frac{N}{A} = \frac{1327.4}{676} = 2 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 44 = 39.6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\text{Касательные напряжения } \tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b} = \frac{1540.8 \cdot 20424.5}{5332101.3 \cdot 1} = 5.9 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 44 = 39.6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\text{Условие прочности по 4-й теории прочности } \sigma = \sqrt{(\sigma_{и} + \sigma_{сж})^2 + 3\tau^2} < y \cdot R;$$

$$\text{В середине сечения } \sigma_{и} = 0 \quad \sigma = \sqrt{(\sigma_{сж})^2 + 3\tau^2} = \sqrt{(2)^2 + 3 \cdot 5.9^2} = 10.4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 44 = 39.6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\text{В нижних фибрах } \sigma = \sqrt{(\sigma_{и} + \sigma_{сж})^2} = \sqrt{(37.3 + 2)^2} = 39.3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 44 = 39.6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Применяем сталь с сопротивлением 440 МПа находим запас прочности:

$$\frac{y \cdot R - \sigma}{y \cdot R} = 0.0075 = 0.75\%;$$

В пределах 5 процентов применяем данную сталь.

Проектирование базы колонны. Требуется запроектировать базу колонны сквозного сечения. Материал базы сталь марки ВСП5л-1.

$$R = 215 \text{ МПа} = 21.5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}; \quad \text{при } t=4-20 \text{ мм}$$

$$R = 205 \text{ МПа} = 20.5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}; \quad \text{при } t=21-40 \text{ мм}$$

$$\text{Бетон В20, } R_{пр} = 11.5 \text{ МПа} = 1.15 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}; \quad \text{Нагрузка на базу: } N = 1327.4 \text{ кН};$$

$$\text{Требуемая площадь плиты базы: } A_{пл.тр} = \frac{N}{y \cdot R_{пр}} = \frac{1327.4}{1.2 \cdot 1.15} = 962 \text{ см}^2;$$

По ориентировочному значению коэффициента $\gamma = 1.2$ и исходя из необходимых размеров принимаем плиту размером 1250x1250 мм. Принимаем площадь по обрезу: $y = \sqrt[3]{\frac{A_{ф}}{A_{пл}}} \Rightarrow A_{ф} = y^3 \cdot A_{пл}$

$$A_{пл} = 1.3^3 \cdot 15625 = 34328 \text{ см}^2; \Rightarrow A_{ф} = 1900 \times 1900 \text{ см} = 36100 \text{ см}^2$$

Определяем напряжения под плитой базы:

$$\sigma_{ф} = \frac{N}{A_{пл}} = \frac{1327.4}{15625} = 0.085 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 1.2 \cdot 1.15 = 1.38 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Конструируем базу колонны с траверсами толщиной 10 мм и привариваем их к полкам колонны и к плите угловыми швами. Вычисляем изгибающие моменты на разных участках для определения толщины плиты. Аналогично были подобраны сечения III, IV, V, VI (рис. 8).

Вывод. В статье разработаны конструктивные схемы и приёмы, позволяющие уменьшить собственный вес несущих конструкций. Выполнен конкретный пример расчёта большепролетной рамы сплошного сечения с учётом его переменной по пролёту.

Библиографический список:

1. «Металлические конструкции» – под редакцией Ю.И. Кудишина, Москва, Академия, 2008 г.
2. «Металлические конструкции» – под редакцией Е.И. Беленя, Москва, Стройиздат, 1986 г.
3. Беленя Е.Н. Предварительно напряженные несущие металлические конструкции. –2-е изд. – Москва, Стройиздат, 1975. – 415 с.
4. Металлические конструкции (специальный курс) – 2-е изд. под редакцией Беленя Е.Н., – Москва, Стройиздат, 1976. – 600 с.
5. Брудка Ян, Лубински Мечислав. Легкие стальные конструкции (перевод с польского). – Москва, Стройиздат, 1974.
6. Металлические конструкции: Справочник проектировщика. 2-е изд. Под редакцией Мельникова М.П.– Москва, строй.издат. 1980.– 776с.
7. Справочник конструктора «Стальные конструкции» – под редакцией Шумакова 2004 г.
8. «Основы металлических конструкций» – В.В. Маслов, Волгоград
9. СП 20.13330.2016 Свод правил. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85.
10. СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции». М.: Стандартиформ, 2017. АО "НИЦ "Строительство" – ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 92 с.
11. Справочник конструктора «Стальные конструкции» – под редакцией Шумакова 2004 г.

References:

1. Metal structures – edited by Yu.I. Kudishina, Moscow, Academy, 2008 (In Russ)
2. Metal structures - edited by E.I. Belenya, Moscow, Stroyizdat, 1986(In Russ)
3. Belenya E.N. Prestressed load-bearing metal structures. –2nd ed. - Moscow, *Strooyizdat*, 1975; 415 p. (In Russ)
4. Metal structures (special course) - 2nd ed. under the editorship of Belenya E.N., Moscow, *Strooyizdat*, 1976; 600. (In Russ)
5. Brudka Jan, Lubinski Mechislav. Light steel structures (translated from Polish). Moscow, *Strooyizdat*, 1974. (In Russ)
6. Metal structures: A designer's guide. 2nd ed. Under the editorship of Melnikov M.P. - Moscow, stroy.izdat. 1980; 776. (In Russ)
7. Handbook of the designer "Steel structures" - edited by Shumakov 2004 (In Russ)
8. "Fundamentals of metal structures" V.V. Maslov, Volgograd (In Russ)
9. SP 20.13330.2016 Code of Practice. Loads and impacts. Updated edition of SNiP 2.01.07-85. (In Russ)
10. SP 16.13330.2017 "Steel structures". M.: Standartinform, JSC "Research Center "Construction" - TsNIISK named after V.A. Kucherenko, 2017; 92. (In Russ)
11. Handbook of the designer "Steel structures" - edited by Shumakov 2004 (In Russ)

Сведения об авторах:

Юсупов Абусупян Курашевич, доктор технических наук, профессор, кафедра «Строительные конструкции и гидротехнические сооружения»; hairulla213@mail.ru

Муселемов Хайрулла Магомедмурадович, кандидат технических наук, доцент, кафедра «Строительные конструкции и гидротехнические сооружения»; hairulla213@mail.ru

Вишталов Раджаб Исабекович, кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции и гидротехнические сооружения»

Information about the authors:

Abusupyan K.Yusupov, Dr. Sci. (Eng.), Prof., Department of Building Structures and Hydraulic Structures; hairulla213@mail.ru

Hairulla M.Muselemov, Cand.Sci. (Eng.), Assoc. Prof., Department of Building Structures and Hydraulic Structures; hairulla213@mail.ru

Rajab I. Vishtalov, Cand.Sci. (Eng.), Assoc. Prof. Department of Building Structures and Hydrotechnical Structures; hairulla213@mail.ru

Конфликт интересов/Conflict of interest.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов/The authors declare no conflict of interest.

Поступила в редакцию/ Received 12.10.2022.

Одобрена после рецензирования/ Revised 29.11.2022.

Принята в печать /Accepted for publication 29.11.2022.