

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА  
BUILDING AND ARCHITECTURE

УДК 624.04

DOI: 10.21822/2073-6185-2024-51-3-215- 226



Оригинальная статья /Original article

**Оптимизация стропильных и рамных конструкций**

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

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

**Резюме. Цель.** Фермы и рамы находят широкое применение при проектировании и строительстве зданий и сооружений, поскольку обладают большой несущей способностью и жёсткостью. В то же время они имеют значительную массу. С целью уменьшения массы и стоимости стропильных и рамных конструкций в настоящей статье разрабатываются оптимальные конструктивные и расчетные схемы, применяя стали различной прочности. **Метод.** Исследование основано на теории и методах оптимизации конструкций. Путем исследования особенностей работы рам и ферм определяются наиболее нагруженные элементы конструкций. В соответствии с этим подбираются стали различной прочности, что обеспечивает уменьшение массы конструкции и её стоимости. Сравнивая различные конструктивные и расчётные схемы, предлагаются оптимальное распределение стальных различной прочности по пролёту конструкций. **Результат.** Разработанные конструктивные и расчётные схемы позволяют уменьшить массу и стоимость рам и ферм на основе оптимального распределения стальных различной марки. **Вывод.** Предложенные решения могут найти применение в практике проектирования и строительства металлических конструкций. Разработаны конструктивные схемы ферм и рам, где применяются стали различной прочности, которые по массе и стоимости выгодно отличаются от соответствующих конструкций, выполненных из сталей одной прочности (одной марки).

**Ключевые слова:** стали, обычная и повышенная прочность, расчётные сопротивления, конструктивная и расчётная схемы, рамы, фермы, узлы, отправочные марки

**Для цитирования:** А.К. Юсупов, Х.М. Муселемов, Р.И. Вишталов. Оптимизация стропильных и рамных конструкций. Вестник Дагестанского государственного технического университета. Технические науки. 2024; 51(3): 215-226. DOI:10.21822/2073-6185-2024-51-3-215-226

**Optimization of Rafter and Frame structures**

**A.K. Yusupov, Kh.M. Muselemov, R.I. Vishtalov**

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

**Abstract. Objective.** Trusses and frames are widely used in the design and construction of buildings and structures, since they have high load-bearing capacity and rigidity. At the same time, they have a significant mass. In order to reduce the mass and cost of rafter and frame structures, this article develops optimal design and calculation schemes using steels of different strengths. **Method.** The study is based on the theory and methods of design optimization. By studying the features of the frame and truss operation, the most loaded elements of the structures are determined. In accordance with this, steels of different strengths are selected, which ensures a decrease in the mass of the structure and its cost. Comparing various design and calculation schemes, the optimal distribution of steels of different strengths along the span of the structures is proposed. **Result.** The developed design and calculation schemes make it possible to reduce the mass and cost of frames and trusses by optimally distributing steels of different

grades. **Conclusion.** The proposed solutions can find application in the practice of designing and constructing metal structures. Structural schemes of trusses and frames have been developed, where steels of different strengths are used, which in terms of weight and cost compare favorably with corresponding structures made of steels of the same strength (one grade).

**Keywords:** steels, normal strength, increased strength, design resistances, structural scheme, calculation scheme, frames, trusses, units, shipping grades

**For citation:** A.K. Yusupov, Kh.M. Muselemov, R.I. Vishtalov. Optimization of Rafter and Frame structures. Herald of the Daghestan State Technical University. Technical Sciences. 2024;51(3): 215-226. DOI:10.21822 /2073-6185-2024-51-3-215-226

**Введение.** Внутренние усилия в элементах ферм и рам меняются по пролету здания [1,9,10]. Обычно в соответствии с переменными эпюрами изгибающих моментов и поперечных сил, при проектировании рам и ферм применяют переменные сечения [2, 5-8] элементов по пролету здания. Такое решение обеспечивает уменьшение собственного веса всей конструкции. При этом технология изготовления отдельных узлов конструкции [1-3] существенно усложняется.

В целом конструкция становится по стоимости дороже. Как показывают ранее проведенные нами исследования, уменьшение собственного веса конструкции рационально обеспечивать, применяя в несущих элементах сталей различной прочности: в перегруженных отправочных марках рам и ферм — стали повышенной прочности, а в менее загруженных марках — стали обычной прочности. При этом, сохраняя сечения элементов отправочных марок без изменения, что повышают технологию изготовления, транспортировки и монтажа рам и ферм. Таким образом, в случае применения сталей различной прочности собственный вес конструкции существенно уменьшается, технология изготовления упрощается, при этом стоимость конструкции в целом, как показывают исследования, также снижается.

**Постановка задачи.** Внутренние усилия в элементах ферм и рам меняются по пролёту здания, что дает возможность оптимизировать собственный вес конструкции в целом: в более загруженных участках применять стали повышенной прочности, а на участках, менее загруженных, применять стали обычной прочности. Компонуя рамы и фермы из отдельных отправочных марок, можно обеспечивать оптимальное распределение сталей по пролету конструкции: одни отправочные марки компоновать из сталей повышенной прочности, другие — из сталей обычной прочности. Поскольку применение сталей различной прочности уменьшает массу конструкции стоимость стали также уменьшается. Это происходит за счёт того, что масса конструкции падает быстрее, чем стоимость самой стали. На конкретных примерах рассмотрены затронутые здесь вопросы.

**Методы исследования.** По очертанию различают фермы треугольного очертания, трапецевидные, с параллельными поясами, полигональные (рис. 1-4):

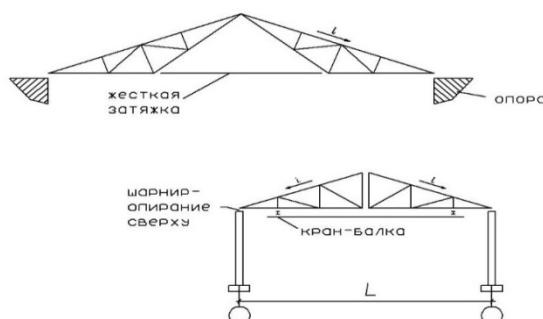
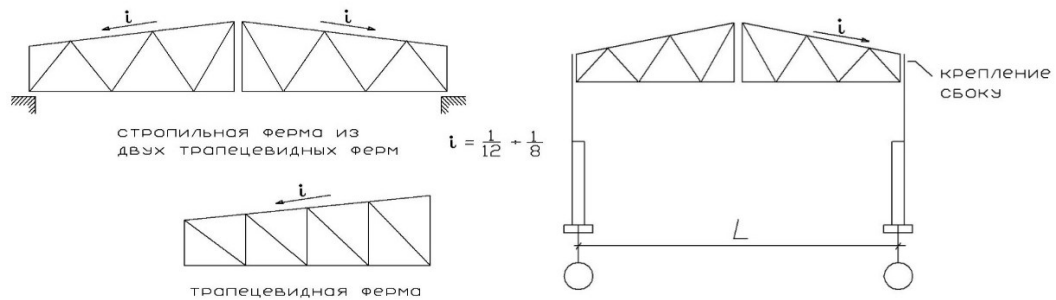


Рис.1. Конструктивные схемы ферм треугольного очертания

Fig. 1. Structural diagrams of triangular trusses

Применяются в районах, где большие атмосферные осадки; уклон  $l$  — большой; в зданиях, где нет мостовых кранов (в складских помещениях), поскольку сопряжение фермы с колонной — шарнирное. Недостатки: много разнотипных элементов — стержней и узлов, что усложняет технологию изготовления; опорные части фермы слабы, а средняя часть ее недогружена.

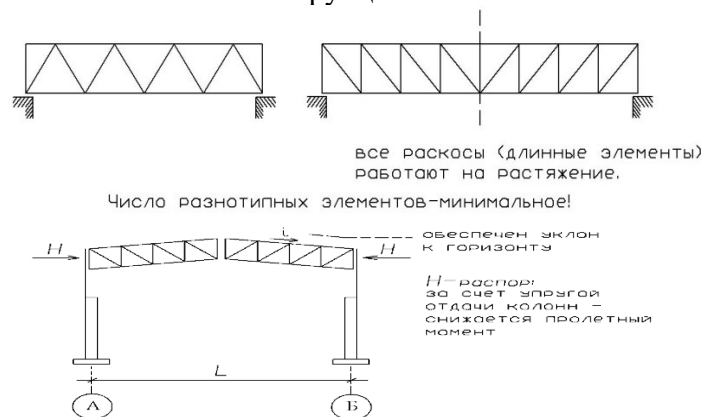


**Рис. 2. Конструктивные схемы ферм трапецевидного очертания**  
**Fig. 2. Structural diagrams of trapezoidal trusses**

Позволяют обеспечивать жесткое крепление колонны с ригелем – применяются в производственных зданиях с мостовыми кранами (рис.2).

Преимущества: более или менее очертание фермы соответствует эпюре изгибающих моментов и поперечных сил по пролету; естественный водоотвод.

Недостатки: слишком много разнотипных элементов – стержней, узлов, что повышает трудоемкость изготовления конструкции.



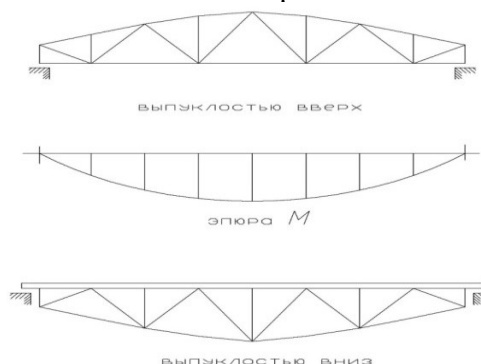
**Рис. 3. Конструктивные схемы ферм с параллельными поясами**  
**Fig. 3. Structural diagrams of trusses with parallel chords**

При проектировании сквозных систем, в частности ферм, надо стремиться к тому, чтобы длинные элементы работали на растяжение (проблема устойчивости решается), а короткие – на сжатие, поскольку обеспечить устойчивость коротких элементов легче:

$$F_{кр} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(\mu \cdot l)^2}.$$

Небольшие изменения длины « $l$ » значительно влияют на критическую силу  $F_{кр}$ .

Недостатки: затруднен естественный водоотвод; средняя часть перегружена. Эту проблему решают путем устройства строительного подъема. Фермы с параллельными поясами – самые современные и технологичны при изготовлении.



**Рис. 4. Конструктивные схемы полигональных ферм**  
**Fig. 4. Structural schemes of polygonal trusses**

Очертания тяжелых ферм повторяют вид эпюры моментов по пролету. Полигональные фермы применяются в основном в мостовых конструкциях (рис. 4). Полигональные

фермы относятся к тяжелым. Очертание фермы, повторяя вид эпюры изгибающих моментов, уменьшает усилия в элементах. Отправочные марки тяжелых ферм в зависимости от веса могут быть в виде отдельных панелей фермы или отдельных стержней.

Рассмотренные выше конструктивные схемы рационально компоновать из сталей различной прочности (рис. 5-8).

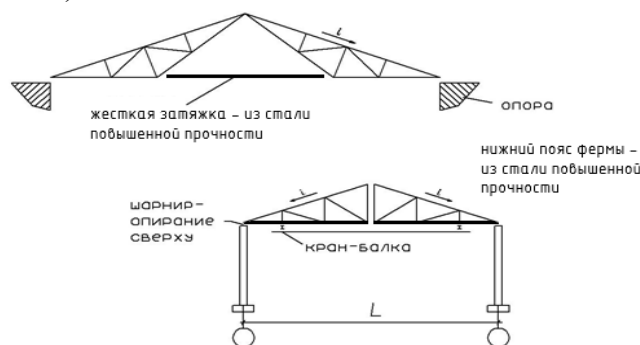


Рис. 5. Схема расположения сталей повышенной прочности в фермах треугольного очертания (жирные линии)

Fig. 5. Layout of high-strength steels in triangular trusses (thick lines)

Применяются в районах, где большие атмосферные осадки; уклон  $i$  – большой; в зданиях, где нет мостовых кранов (в складских помещениях), поскольку сопряжение фермы с колонной – шарнирное. Недостатки: много разнотипных элементов – стержней и узлов, что усложняет технологию изготовления; опорные части фермы слабы, а средняя часть ее недогружена.

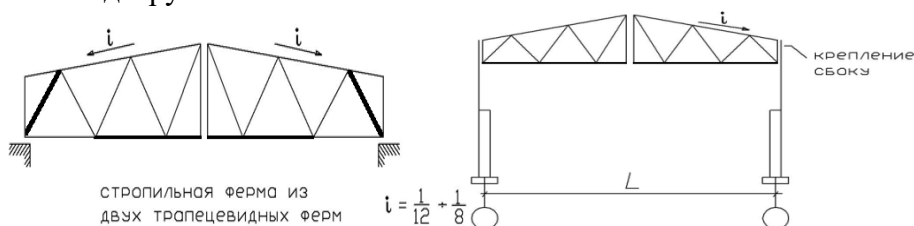


Рис. 6. Варианты расположения сталей повышенной прочности в трапецевидных фермах (жирные линии)

Fig. 6. Variants of the arrangement of high-strength steels in trapezoidal trusses (thick lines)

В средней части пролета нижние пояса фермы перегружены, а у опор не догружены. Опорные восходящие раскосы также перегружены. Поэтому эти элементы рационально проектировать из стали повышенной прочности. Все остальные стержни фермы – из стали обычной прочности. На схеме стержни из стали повышенной прочности показаны жирными линиями. Здесь нижний пояс фермы выполняется из стали повышенной прочности.

Преимущества: более или менее очертание фермы соответствует эпюре изгибающих моментов и поперечных сил по пролету; естественный водоотвод.

Недостатки: слишком много разнотипных элементов – стержней, узлов, что повышает трудоемкость изготовления конструкции.

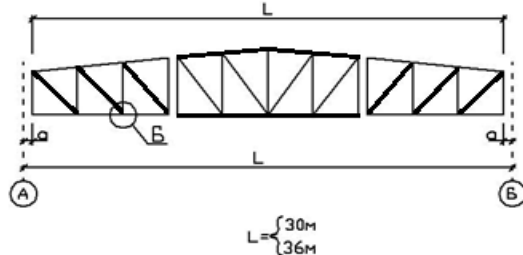


Рис.7. Схема расположения сталей повышенной прочности в фермах из 3-х отправочных марок (жирные линии)

Fig. 7. Layout of high-strength steels in trusses from 3 shipping grades (thick lines)

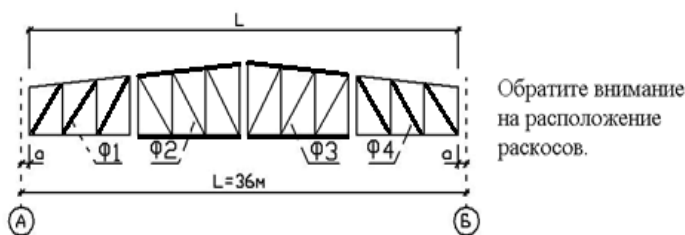


Рис. 8. Схема расположения сталей повышенной прочности в фермах из 4-ех отправочных марок (жирные линии)

Fig. 8. Layout of high-strength steels in trusses of 4 shipping grades (thick lines)

Поскольку пояса в основном воспринимают изгибающие моменты, а раскосы – поперечные силы, то пояса отправочных марок, которые находятся в средней части пролета, выполняем из сталей повышенной прочности. Раскосы отправочных марок у опор также выполняем из сталей обычной прочности. Все остальные стержни фермы – из сталей обычной прочности. Стержни из сталей повышенной прочности на схеме показаны жирными линиями.

**Обсуждение результатов.** При проектировании большепролетных рамных конструкций необходимо стремиться к уменьшению собственного веса несущих элементов, так как для большепролетной конструкции основной нагрузкой является её собственный вес [4,11]. С другой стороны, применение сталей обычной прочности усложняет отдельные узлы из-за того, что прокатные листы или прокатные профили, из которых komponуется рама, получаются очень толстыми. Этот фактор существенно усложняет компоновку рамы и ее узлы. Стоимость стали рамы становится также существенно высокой при применении сталей обычной прочности. Поскольку внутренние усилия в сечении рамы меняются по контуру этой рамы, следует считать рациональным проектировать большепролетные рамы из двух или трёх сталей различной прочности: стали обычной прочности, стали повышенной прочности. Высокопрочные стали применяются редко.

В статье мы рассматриваем вопросы проектирования многостальных рам. На рис. 9 представлена конструктивная схема большепролетной рамы из отправочных марок.

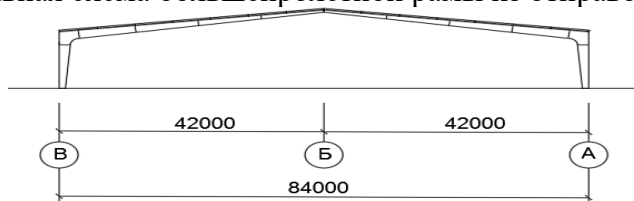


Рис. 9. Поперечный разрез большепролетной рамы, скомпонованной из отдельных отправочных марок

Fig. 9. Cross-section of a large-span frame assembled from individual shipping marks

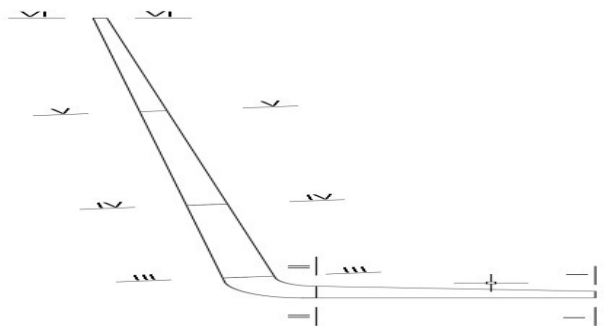


Рис. 10. Конструктивная схема полурамы

Fig. 10. Structural diagram of the semi-frame

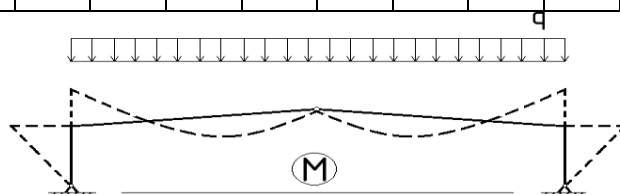
На рис. 10 дается конструктивная схема полурамы и соответствующие расчетные сечения (всего 6 сечений). С учетом всех нагрузок, действующих на раму: собственный вес, снеговая нагрузка, односторонняя, симметричная, ветровая нагрузка – были определены внутренние усилия в расчетных сечениях полурамы.

Пропуская промежуточные расчётные операции, приводим окончательную таблицу внутренних усилий в сечениях (табл.1).

**Таблица 1. Усилия и моменты в сечениях рамы**

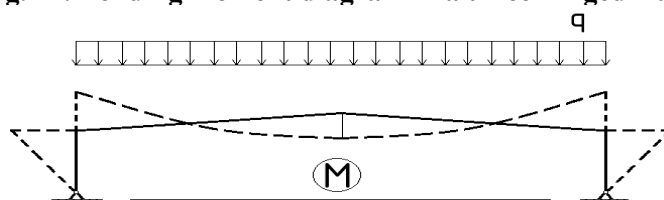
**Table 1. Forces and moments in frame sections**

| №  | Наименование нагрузки                                     | Усилия и моменты в сечениях рамы Forces and moments in frame sections |        |        |                |        |        |                  |        |        |                |       |        |              |       |        |                |        |        |
|----|-----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|--------|--------|----------------|--------|--------|------------------|--------|--------|----------------|-------|--------|--------------|-------|--------|----------------|--------|--------|
|    |                                                           | I-I<br>M Q N                                                          |        |        | II-II<br>M Q N |        |        | III-III<br>M Q N |        |        | IV-IV<br>M Q N |       |        | V-V<br>M Q N |       |        | VI-VI<br>M Q N |        |        |
| 1  | Постоянная<br>Constant                                    | 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 |
| 2  | Снеговая<br>Snowy                                         | 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 |
| 3  | Снеговая односторонняя (слева)<br>Snow one-sided (left)   | 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  |
| 3* | Снеговая односторонняя (справа)<br>Snow one-sided (right) | 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  |
| 4  | Ветровая (слева)<br>Wind (left)                           | 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    |
| 4* | Ветровая (справа)<br>Wind (right)                         | 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   |



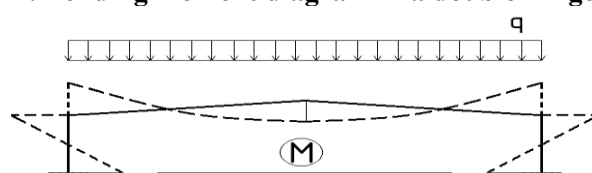
**Рис. 11. Эпюра изгибающих моментов в трехшарнирной раме**

**Fig. 11. Bending moment diagram in a three-hinged frame**



**Рис. 12. Эпюра изгибающих моментов в двухшарнирной раме**

**Fig. 12. Bending moment diagram in a double-hinged frame**



**Рис. 13. Эпюра изгибающих моментов в бесшарнирной раме**

**Fig. 13. Bending moment diagram in a hingeless frame**

Из рис. 11 – 13 видно, что опорный карнизный узел и прилежащие к нему участки рамы – перегружены изгибающими моментами. Прокатные листы на этих участках будут очень толстыми по сравнению с листами на других участках рамы. Слишком толстые листы не позволяют соединять элементы с помощью сварных швов. В таких случаях обычно применяют болтовые сопряжения.

Эту проблему можно решить иначе, в перегруженных участках, о которых говорилось выше, лучше применять стали повышенной прочности. Приведем конструктивные схемы многостальных рам, где применяются стали обычной прочности и стали повышенной прочности. Требуется подобрать сечение полурамы однопролетного производствен-

ного здания. Рассматриваются 6 сечений. Конструктивная схема и расчетные сечения полурамы показаны на рис. 10. Расчётные усилия в рассматриваемых сечениях были уже определены выше и даны в табл.1.

При подборе сечения необходимо соблюдать технологичность изготовления конструкции. Рама – трехшарнирная. В сечении рама представляет собой двутавр. Изначально зададимся геометрическими размерами и маркой стали, затем подберём сечение согласно 4-ой теории прочности [9].

#### Подбор размеров Сечение I-I:

Усилия в сечении

$$M = 0 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = 1522 \text{ кН}$$

$$N = 1327,4 \text{ кН}$$

Высота сечения  $H = 1000 \text{ мм}$ .

Ширина полков  $B = 1000 \text{ мм}$ .

Толщина стенки  $b = 10 \text{ мм}$ .

Толщина поясов  $h_1 = 20 \text{ мм}$ .

Площадь двутавра

$$A = 2 * B * h_1 + b * h = 2 * 100 * 2 + 1 * 96.00 = 496.0 \text{ см}^2$$

Момент инерции

$$J_x = (B * H^3 - 2 * b * h^3) / 12 = (100 * 100^3 - 2 * 49.50 * 96.00^3) / 12 = 1034261.3 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления

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

Напряжение от изгиба

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

Напряжение от сжатия

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

Касательные напряжения

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

Условие прочности по 4-й теории прочности

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{\text{и}} + \sigma_{\text{сж}})^2 + 3\tau^2} < y \cdot R;$$

В середине сечения  $\sigma_{\text{и}} = 0$

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

В нижних фибрах

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

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 размеров Сечение II-II:

Усилия в сечении

$$M = 19896.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = 1540.8 \text{ кН}$$

$$N = 1327.4 \text{ кН}$$

Высота сечения  $H = 2000 \text{ мм}$ .

Ширина полков  $B = 1200 \text{ мм}$ .

Толщина стенки  $b = 10 \text{ мм}$ .

Толщина поясов  $h_1 = 20 \text{ мм}$ .

Площадь двутавра

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

Момент инерции

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

Момент сопротивления

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

Напряжение от изгиба

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

Напряжение от сжатия

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

Касательные напряжения

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

Условие прочности по 4-й теории прочности

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{\text{и}} + \sigma_{\text{сж}})^2 + 3\tau^2} < y \cdot R;$$

В середине сечения  $\sigma_{\text{и}} = 0$

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

В нижних фибрах

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

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.

### Подбор размеров Сечение III-III:

Усилия в сечении

$$M = 19896.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = 1327.4 \text{ кН}$$

$$N = 1540.8 \text{ кН}$$

Высота сечения  $H = 2000 \text{ мм}$ .

Ширина полков  $B = 1200 \text{ мм}$ .

Толщина стенки  $b = 10 \text{ мм}$ .

Толщина поясов  $h_1 = 20 \text{ мм}$ .

Площадь двутавра

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

Момент инерции

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

Момент сопротивления

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

Напряжение от изгиба

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

Напряжение от сжатия

$$\sigma_{\text{сж}} = \frac{N}{A} = \frac{1540.8}{676} = 2.3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 44 = 39.6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Касательные напряжения

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b} = \frac{1327.4 \cdot 20424.5}{5332101.3 \cdot 1} = 5.1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 44 = 39.6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Условие прочности по 4-й теории прочности

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{\text{и}} + \sigma_{\text{сж}})^2 + 3\tau^2} < y \cdot R;$$

В середине сечения  $\sigma_{\text{и}} = 0$

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{\text{сж}})^2 + 3\tau^2} = \sqrt{(2.3)^2 + 3 \cdot 5.1^2} = 9.1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 44 = 39.6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

В нижних фибрах

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{\text{и}} + \sigma_{\text{сж}})^2} = \sqrt{(37.3 + 2.3)^2} = 39.6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 44 = 39.6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Применяем сталь с сопротивлением 440 МПа находим запас прочности:

$$\frac{y \cdot R - \sigma}{y \cdot R} = 0.00 = 0\%;$$

В пределах 5 процентов применяем данную сталь.

#### Подбор размеров Сечение IV-IV:

Усилия в сечении

$$M = 8556.4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = 886.5 \text{ кН}$$

$$N = 1542.2 \text{ кН}$$

Высота сечения  $H = 1500 \text{ мм}$ .

Ширина полок  $B = 1000 \text{ мм}$ .

Толщина стенки  $b = 10 \text{ мм}$ .

Толщина поясов  $h_1 = 20 \text{ мм}$ .

Площадь двутавра

$$A = 2 \cdot B \cdot h_1 + b \cdot h = 2 \cdot 100 \cdot 20 + 1 \cdot 146.0 = 546.0 \text{ см}^2$$

Момент инерции

$$J_x = (B \cdot H^3 - 2 \cdot b \cdot h^3) / 12 = (100 \cdot 150^3 - 2 \cdot 49.50 \cdot 146.0^3) / 12 = 2449878.0 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления

$$W = (B \cdot H^3 - 2 \cdot b \cdot h^3) / (6 \cdot H) = (100 \cdot 150^3 - 2 \cdot 49.50 \cdot 146.0^3) / (6 \cdot 150) = 32665.0 \text{ см}^3.$$

Напряжение от изгиба

$$\sigma_{\text{и}} = \frac{M}{W} = \frac{8556.40}{32665} = 26.2 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 33 = 29.7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Напряжение от сжатия

$$\sigma_{\text{сж}} = \frac{N}{A} = \frac{1542.2}{546} = 2.8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 33 = 29.7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Касательные напряжения

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b} = \frac{886.5 \cdot 17464.5}{2449878 \cdot 1} = 6.3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 33 = 29.7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Условие прочности по 4-й теории прочности

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{\text{и}} + \sigma_{\text{сж}})^2 + 3\tau^2} < y \cdot R;$$

В середине сечения  $\sigma_{\text{и}} = 0$

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{\text{сж}})^2 + 3\tau^2} = \sqrt{(2.8)^2 + 3 \cdot 6.3^2} = 11.3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 33 = 29.7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

В нижних фибрах

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{\text{и}} + \sigma_{\text{сж}})^2} = \sqrt{(26.2 + 2.8)^2} = 29 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 33 = 29.7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Применяем сталь с сопротивлением 440 МПа находим запас прочности:

$$\frac{y \cdot R - \sigma}{y \cdot R} = 0.3409 = 34.09\%;$$

Запас прочности превышает 5 процентов, но для соблюдения технологичности утверждаем данную марку. Применяем сталь с сопротивлением 330 МПа для другого элемента находим запас прочности:

$$\frac{y \cdot R - \sigma}{y \cdot R} = 0.0241 = 2.41\%;$$

В пределах 5 процентов применяем данную сталь.

#### Подбор размеров

##### Сечение V-V:

Усилия в сечении

$$M = 2725.1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = 445.5 \text{ кН}$$

$$N = 1543.1 \text{ кН}$$

Высота сечения  $H = 1000 \text{ мм}$ .

Ширина полков  $B = 1000 \text{ мм}$ .

Толщина стенки  $b = 10 \text{ мм}$ .

Толщина поясов  $h_1 = 20 \text{ мм}$ .

Площадь двутавра

$$A = 2 \cdot B \cdot h_1 + b \cdot h = 2 \cdot 100 \cdot 2 + 1 \cdot 96.00 = 496.0 \text{ см}^2$$

Момент инерции

$$J_x = (B \cdot H^3 - 2 \cdot b \cdot h^3) / 12 = (100 \cdot 100^3 - 2 \cdot 49.50 \cdot 96.00^3) / 12 = 1034261.3 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления

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

Напряжение от изгиба

$$\sigma_{\text{и}} = \frac{M}{W} = \frac{272510}{20685.2} = 13.2 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 22 = 19.8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Напряжение от сжатия

$$\sigma_{\text{сж}} = \frac{N}{A} = \frac{1543.1}{496} = 3.1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 22 = 19.8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Касательные напряжения

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b} = \frac{445.5 \cdot 10912}{1034261.3 \cdot 1} = 4.7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 22 = 19.8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Условие прочности по 4-й теории прочности

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{\text{и}} + \sigma_{\text{сж}})^2 + 3\tau^2} < y \cdot R;$$

В середине сечения  $\sigma_{\text{и}} = 0$

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{\text{сж}})^2 + 3\tau^2} = \sqrt{(3.1)^2 + 3 \cdot 4.7^2} = 8.7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 22 = 19.8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

В нижних фибрах

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{\text{и}} + \sigma_{\text{сж}})^2} = \sqrt{(13.2 + 6.3)^2} = 19.5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 22 = 19.8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Применяем сталь с сопротивлением 330 МПа находим запас прочности:

$$\frac{y \cdot R - \sigma}{y \cdot R} = 0.3434 = 34.34\%;$$

Запас прочности превышает 5 процентов, но для соблюдения технологичности утверждаем данную марку. Применяем сталь с сопротивлением 220 Мпа для другого элемента находим запас прочности:

$$\frac{y \cdot R - \sigma}{y \cdot R} = 0.0151 = 1.51\%;$$

В пределах 5 процентов применяем данную сталь.

#### Подбор размеров

##### Сечение VI-VI:

Усилия в сечении

$$M = 0 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = 254.4 \text{ кН}$$

$$N = 1545.7 \text{ кН}$$

Высота сечения  $H = 500 \text{ мм}$ .

Ширина полков  $B = 500 \text{ мм}$ .

Толщина стенки  $b = 10 \text{ мм}$ .

Толщина поясов  $h_1 = 20 \text{ мм}$ .

Площадь двутавра

$$A = 2 * B * h_1 + b * h = 2 * 50 * 2 + 1 * 46.00 = 246.0 \text{ см}^2$$

Момент инерции

$$J_x = (B * H^3 - 2 * b * h^3) / 12 = (50 * 50^3 - 2 * 24.50 * 46.00^3) / 12 = 123378.0 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления

$$W = (B * H^3 - 2 * b * h^3) / (6 * H) = (50 * 50^3 - 2 * 24.50 * 46.00^3) / (6 * 50) = 4935.1 \text{ см}^3.$$

Напряжение от изгиба

$$\sigma_{\text{и}} = \frac{M}{W} = 0 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 22 = 19.8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Напряжение от сжатия

$$\sigma_{\text{сж}} = \frac{N}{A} = \frac{1545.7}{246} = 6.3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 22 = 19.8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Касательные напряжения

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b} = \frac{254.4 \cdot 2664.5}{123378 \cdot 1} = 5.5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 22 = 19.8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Условие прочности по 4-й теории прочности

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{\text{и}} + \sigma_{\text{сж}})^2 + 3\tau^2} < y \cdot R;$$

В середине сечения  $\sigma_{\text{и}} = 0$

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{\text{сж}})^2 + 3\tau^2} = \sqrt{(6.3)^2 + 3 \cdot 5.5^2} = 11.4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 22 = 19.8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

В нижних фибрах

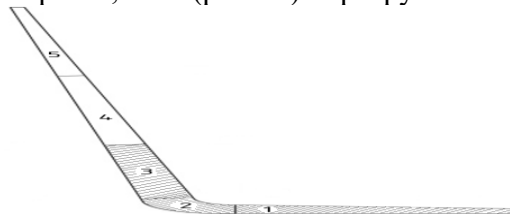
$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{\text{и}} + \sigma_{\text{сж}})^2} = \sqrt{(0 + 6.3)^2} = 6.3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < y \cdot R = 0.9 \cdot 22 = 19.8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Применяем сталь с сопротивлением 220 МПа, находим запас прочности

$$\frac{y \cdot R - \sigma}{y \cdot R} = 0.4242 = 42.42\%;$$

Запас прочности превышает 5 процентов, но для соблюдения технологичности изготовления утверждаем данную марку. Компонуем полураму из сталей различной прочности.

На рис. 14 дана конструктивная схема полурамы, скомпонованная из отправочных марок, изготовленных из стали различной прочности. Сравнивая эпюры изгибающих моментов (рис.11) и конструктивную схему полурамы, приведенной на рис. 14, можно сделать вывод: отправочные марки 1,2 и 3 (рис.14) перегружены.



**Рис. 14. Схема компоновки полурамы из отправочных марок**

**Fig. 14. Layout diagram of a semi-frame made of shipping marks**

Поэтому эти отправочные марки рационально изготавливать из сталей различной прочности: отправочные марки 1 и 3 (рис.14) – из стали повышенной прочности: марка 09ГС-гр.1 с расчетным сопротивлением  $R = 335 \text{ МПа}$ ; отправочная марка 2 – из стали повышенной прочности: марка 09ГС-гр.2 с расчетным сопротивлением  $R = 355 \text{ МПа}$ ; отправочные марки 4 и 5 – из стали обычной прочности: марка ВстЗсп5-1 с расчетным сопротивлением  $R = 240 \text{ МПа}$ .

Толщина листов отправочной марки 2, в случае применения вместо стали обычной прочности – стали повышенной прочностью с  $R = 355 \text{ МПа}$ , уменьшается на 33 %. Толщина листов отправочных марок 1 и 3, в случае применения вместо стали обычной прочности – стали повышенной прочности с  $R = 335 \text{ МПа}$ , уменьшается на 29 %.

**Вывод.** В результате проведенного исследования изучены бистальные фермы, даны конструктивные схемы и приведен пример расчета.

Рассмотрены многостальные рамы: даны конструктивные и расчетные схемы, приведены примеры компоновки многостальных рам с указанием отправочных марок, которые выполняются из сталей различной прочности. Дана оценка влияния применения сталей повышенной прочности на параметры сечения элементов рамы.

Полученные в статье результаты, разработанные схемы многостальных конструкций, а также методы их расчета могут найти применение при проектировании ферм и рамных конструкций.

#### Библиографический список:

1. Металлические конструкции. Ю.И. Кудишина, Москва, Академия, 2008. - 691с.
2. Металлические конструкции, Е.И. Беленя, Москва, Стройиздат, 1986. - 560 с.
3. Металлические конструкции (специальный курс) – 2-е изд. под редакцией Беленя Е.Н., Москва, Стройиздат, 1976. – 600 с.
4. Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. – Москва, Стройиздат, 1979.
5. Рекомендации по проектированию конструкций каркаса. – Э.Л. Айрумян, Москва, 2004.- 242с.
6. Материалы по металлическим конструкциям – Москва, 1977.- 215с.
7. Металлические конструкции. В.К. Файбишенко, Москва, Стройиздат, 1984.-336с.
8. Металлические конструкции в вопросах, в ответах и в проектировании» Юсупов А.К. ДГТУ, Махачкала. ГУП «Типография ДНЦ РАН». 2010 -100с.
9. СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции». Свод правил. Москва, Стройиздат, 2017. - 126 с.
10. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». Свод правил – Москва, Стройиздат, 2016. – 95 с.
11. Дыховичный Ю.А. Большепролетные конструкции сооружений Олимпиады – 80 в Москве. - Москва, Стройиздат, 1982. – 277 с.

#### References:

1. Metal structures. Yu.I. Kudishina, Moscow, Academy, 2008; 691. (In Russ)
2. Metal structures, E.I. Belenya, Moscow, Stroyizdat, 1986; 560. (In Russ)
3. Metal structures (special course) – 2nd ed. edited by Belen E.N., Moscow, Stroyizdat, 1976; 600. (In Russ)
4. Shereshevsky I.A. Design of industrial buildings and structures. – Moscow, Stroyizdat, 1979. (In Russ)
5. Recommendations for the design of frame structures. E.L. Ayrumyan, Moscow, 2004; 242. (In Russ)
6. Materials on metal structures. Moscow, 1977; 215. (In Russ)
7. Metal structures. V.K. Faybishenko, Moscow, Stroyizdat, 1984;336. (In Russ)
8. Metal structures in questions, answers and design” Yusupov A.K. DSTU, Makhachkala. State Unitary Enterprise "Printing House of the DSC RAS". 2010;100. (In Russ)
9. SP 16.13330.2017 “Steel structures”. Set of rules. Moscow, Stroyizdat, 2017; 126. (In Russ)
10. SP 20.13330.2016 “Loads and impacts.” Code of rules. Moscow, Stroyizdat, 2016; 95(In Russ)
11. Dykhovichny Yu.A. Large-span structures of the Olympics-80 buildings in Moscow. - Moscow, Stroyizdat, 1982; 277. (In Russ)

#### Сведения об авторах:

Юсупов Абусупян Курашевич, доктор технических наук, профессор, кафедра «Строительные конструкции и гидротехнические сооружения»; [hairulla213@mail.ru](mailto:hairulla213@mail.ru)

Муселемов Хайрулла Магомедмурадович, доктор технических наук, доцент, заведующий кафедрой «Строительные конструкции и гидротехнические сооружения»; [hairulla213@mail.ru](mailto:hairulla213@mail.ru)

Вишталов Раджаб Исабекович, кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции и гидротехнические сооружения»; [hairulla213@mail.ru](mailto:hairulla213@mail.ru)

#### Information about the authors:

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

Hairulla M.Muselemov, Dr. Sci. (Eng.), Assoc. Prof., Head of the Department of Building Structures and Hydraulic Structures; [hairulla213@mail.ru](mailto:hairulla213@mail.ru)

Rajab I. Vishtalov, Cand.Sci. (Eng.), Assoc. Prof. Department of Building Structures and Hydro-technical Structures; [hairulla213@mail.ru](mailto: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 25.04.2024.

Одобрена после рецензирования/ Revised 25.06.2024.

Принята в печать/Accepted for publication 25.06. 2024.