

УДК 624.072:624.011

Муселемов Х.М., Устарханов О.М., Юсупов А.К., Ярахмедов И.Т.

ПОВЫШЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОЛОНН, УСИЛЕННЫХ ЗАТЯЖКАМИ

Muselemov Kh.M., Ustarkhanov O.M., Yusupov A.K., Yarakhmedov I.T.

INCREASE OF THE BEARING ABILITY OF THE COLUMNS STRENGTHENED BY INHALINGS

Аннотация. Поставлена задача совершенствования вариантного проектирования путем рассмотрения большого числа вариантов, что создает предпосылку перехода к оптимальному проектированию конструкций.

В статье рассматриваются особенности работы колонн, усиленных горизонтальными распорками на одном и двух уровнях. При этом стволы колонн принимаются из обычной стали и из древесины.

Произведен подробный расчет характеристик колонн, приведены графики расхода металла. Сгруппированы данные для определения размеров и площади поперечного сечения колонн. Доказано сравнительное преимущество обычных и шпренгельных колонн с одной и двумя распорками.

Ключевые слова: колонна, раскос, перекладина, изгибающий момент, расход стали.

Abstract. The task of improving trial design by examining a large number of variants, which creates the preconditions for the transition to the optimal design of structures. The article discusses the features of the columns, enhanced horizontally struts on one and two levels. The column shafts are steel and wood. Produced detailed calculations of columns, diagrams of flow of the metal.

Grouped data to determine the size and the cross sectional area of the columns. Proven comparative advantage and the usual truss columns one and two struts.

Key words: column, strut, beam, bending moment, steel cost.

Введение. Стойки и другие продольно сжатые конструкции с точки зрения их расчета имеют общие черты. При всем многообразии такие конструкции имеют общие формальные признаки - все они работают на сжатие с изгибом. Конструкция состоит из стержня и опорных устройств, технические решения которых зависят от назначения конструкции.

Обычно рассматриваемые здесь конструкции проектируют из круглых или прямоугольных труб. При этом вариантное проектирование является [1,2] одним из важных инженерных приемов, которое обеспечивает экономию стали и древесины. В рамках вариантного проектирования исторически развивались вопросы оптимизации, например, выбор оптимальных по массе конструкций.

Постановка задачи. Использование вычислительной техники открывает новые возможности в совершенствовании вариантного проектирования путем рассмотрения большого числа вариантов, что создает предпосылку перехода к оптимальному проектированию конструкций.

Расчет и проектирование металлодеревянной шпренгельной колонны с распорками

1. Подбор сечения ствола колонны

1. Расчетная длина и определение усилия в колонне.

Примем высоту колонны $H_k=6\text{м}$

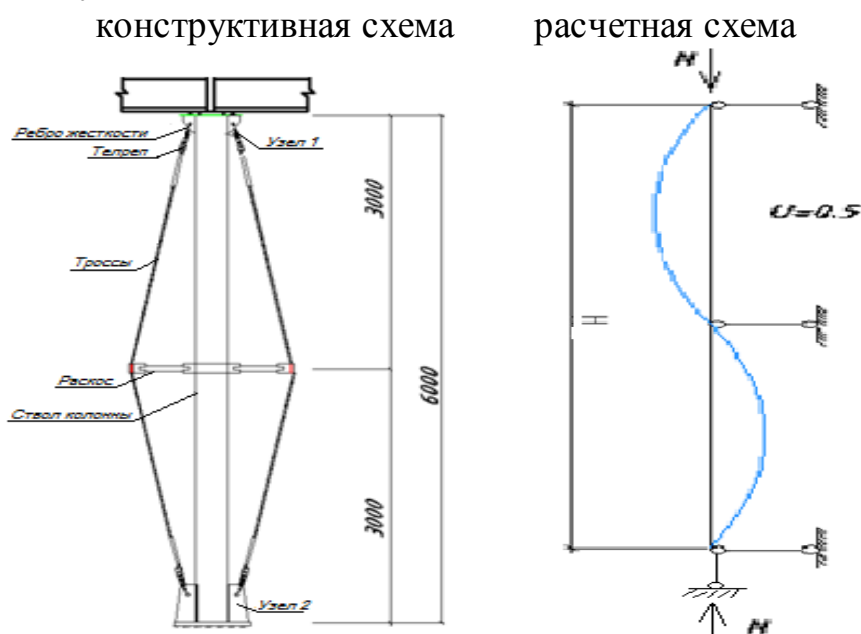


Рисунок 1 - Конструктивная и расчетная схемы колонны

Здесь и далее горизонтальные распорки представляют собой обруч-колесо, выполненный из древесины с кольцом из полосовой стали.

Примем крепление оголовка и базы колонны - шарнирными.

Расчетная длина ствола колонны при $\mu=0,5$ составляет:

$$l_0 = \mu * H = 0,3 * 6 = 1,8 \text{ м.}$$

Вертикальную нагрузку на колонну примем равным сумме двух опорных реакций главной балки с коэффициентом 1,03, учитывающим вес колонны.

$$N = 2 * Q * 1,03 * k + N_{рас} = 2 * 901,8 * 1,03 * 1 + 8,3 = 1866 \text{ Кн} \quad (1)$$

$N_{рас}$ – усилие от натяжения раскосов (2% от их несущей способности);

$$N_{рас} = 2 * 8 * 24 * 0,95 * 0,02 = 8,3 \text{ Кн}$$

Зададимся гибкостью $\lambda=60$ и найдем соответствующий коэффициент продольного изгиба [1] $\varphi=0,805$ при $R=24\text{Кн/см}^2$.

Определим требуемую площадь сечения ствола колонны по следующей формуле

$$A_{mp} = N / (\varphi * R) = 1866 \text{ Кн} / (0,805 * 24 \text{ Кн/см}^2) = 192,8 \text{ см}^2, \quad (2)$$

где, N - продольное усилие в колонне, φ -коэффициент продольного изгиба, R -расчетное сопротивление стали.

Далее вычислим радиус инерции сечения ствола колонны

$$i_{mp} = l_0 / \lambda = 180 \text{ см} / 60 = 3 \text{ см.} \quad (3)$$

После чего, подбираем площадь сечения по сортаменту из ГОСТ 8732-78* «Трубы стальные бесшовные горячедеформированные» [3].

При диаметре $D=273$ мм и толщине стенки $t=12$ мм. площадь сечения $A=98,4$ см².

Вычислим значение момента инерции сечения относительно оси у-у

$$J_y = (\pi * (D^4 - d^4))/64 = (3,14 * (27,3^4 - 24,9^4))/64 = 8391 \text{ см}^4, \quad (4)$$

где,

D -наружный диаметр, см, d -внутренний диаметр, см, радиус инерции сечения

$$i_y = \sqrt{J_y/A} = \sqrt{8391/98,4} = 14,56 \text{ см}. \quad (5)$$

Проверим устойчивость ствола относительно оси у-у.

С этой целью уточним гибкость принятого стержня

$$\lambda_y = l_0/i_y = 300 \text{ см}/14,58 = 20,6. \quad (6)$$

Соответствующий коэффициент продольного изгиба найдем с помощью интерполяции: $\varphi = 0,960$ [1].

Определим напряжение σ в принятом сечении

$$\sigma = N/(\varphi * A) = 1866/(0,813 * 104) = 21,97, \quad (7)$$

$$\sigma = 21,97 < R * \gamma = 24 \text{ Кн/см}^2 * 0,95 = 22,8 \text{ Кн/см}^2,$$

$\gamma=0,95$ - коэффициент условий работы [1].

Недонапряжение составляет

$$\delta = ((22,8 - 21,97)/22,8) * 100\% = 3,7\%, \text{ что меньше допустимого } 5\%.$$

Подобранное сечение удовлетворяет требованиям общей устойчивости.

Далее необходимо проверить устойчивость стержня колонны с учетом условной гибкости.

Вычислим условную гибкость стержня $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda} = \lambda * \sqrt{R/E} = 20,6 * \sqrt{(24 \text{ Кн/см}^2)/(2,06 * 10^4 \text{ Кн/см}^2)} = 0,703 \quad (8)$$

По СНиП II-23-81* «Стальные конструкции»: если $\bar{\lambda} \geq 0,4$, то φ определяем по формуле $\varphi = 0,5 * (\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,5 * \lambda^2})/\lambda^2$.

$$\text{Коэффициент } \delta \text{ найдем из выражения } \delta = 9,87 * (1 - \alpha + \beta * \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 \dots (9)$$

α - β -коэффициент определяем по таблице 7 СНиП II-23-81* «Стальные конструкции» $\alpha=0,03$, $\beta=0,06$ тогда

$$\delta = 9,87 * (1 - 0,03 + 0,06 * 0,7) + 0,7^2 = 10,48.$$

$$\text{Далее вычислим: } \varphi = 0,5 * (10,48 - \sqrt{10,48^2 - 39,5 * 0,7^2})/0,7^2 = 0,968.$$

Как видно коэффициент φ , найденный с помощью приведенной гибкости $\bar{\lambda}$, не отличается от ранее определенного. Другими словами, устойчивость стержня колонны обеспечена. Расчеты, выполненные нами, показали, что колонна отвечает требованиям прочности и устойчивости.

2. Расчет и конструирование оголовка колонны

Зададимся толщиной плиты оголовка $t_{пл}=25$ мм и размером 430x430мм. (см. рис. 2 а, б).

Нагрузка от главных балок передается на колонну через ребра (см. рис. 2 а, б)

Принимаем ширину ребер 160мм, что обеспечивает необходимую длину участка смятия

$$b_{см} = b_{онр} + 2 * t_{нл} = 250 + 2 * 25 = 300 \text{ мм.} \quad (10)$$

Толщину ребер найдем из условия:

$$t_p \geq N / (b_{см} * R_{см}) = 2,5см \geq 1866 \text{ Кн} / (30 * 35 \text{ Кн/см}^2) \quad (11)$$

$R_{см}$ – расчетное сопротивление стали смятию [1].

Назначим $t_p=20\text{мм}$

Длину ребра l_p найдем из условия работы швов на срез. (см. рис.2 а, б).

Примем $K_{ш}=9\text{мм}$, затем вычислим длину шва $l_{ш}$ по формуле (12)

$$l_{ш} = N / (4 * \beta_{ш} * K_{ш} * R_{ш}^{св}) = 1857,7 / (4 * 0,9 * 0,7 * 21,5 \text{ Кн/см}^2) = 34,67 \text{ Кн}$$

$\beta_{ш} = 0,9$ – принята по [1], при ручной полуавтоматической сварке, проволокой Св-0,8Г2с [1].

$R_{ш}^{св} = 21,5 \text{ Кн/см}^2$ – расчетное сопротивление на срез металла углового шва [1].

При $l_p = 35$ см. выполняется условие

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

Далее проверим прочность стенки на срез (вдоль ребра): (13)

$$\tau = N / (2 * l_p * t_{см}) \geq R_{ср} = 1857,7 / (2 * 35 * 1,2) = 23,55 \geq R_{ср} = 14 \text{ Кн/см}^2$$

$R_{ср}$ – расчетное сопротивление стали на срез [1].

Условие не выполняется. Необходимо устроить вставки.

Толщину вставки назначим $t_{вст}=20\text{мм}$, а длину определим так: (14)

$$l_{вст} = l_p + 140 \text{ мм} = 350 + 140 = 490 \text{ мм,}$$

$$\tau = N / (l_p * t_{вст}) = 1866 \text{ Кн/см}^2 / (40 \text{ см} * 4 \text{ см}) = 130,3 \text{ см}^2 < R_{ср} = 14 \text{ Кн/см}^2$$

Торец колонны фрезеруем после ее сварки. Поэтому швы можно не рассчитывать. Конструктивно назначим минимально допустимый катет шва $K_{ш}=7$ мм. [1]. По окружности устанавливаем трапециевидные ребра жесткости, с размерами оснований 160 мм и 80 мм и длиной 300 мм (рис.2 а, б).

а) оголовки колонны

б) сечение оголовка колонны

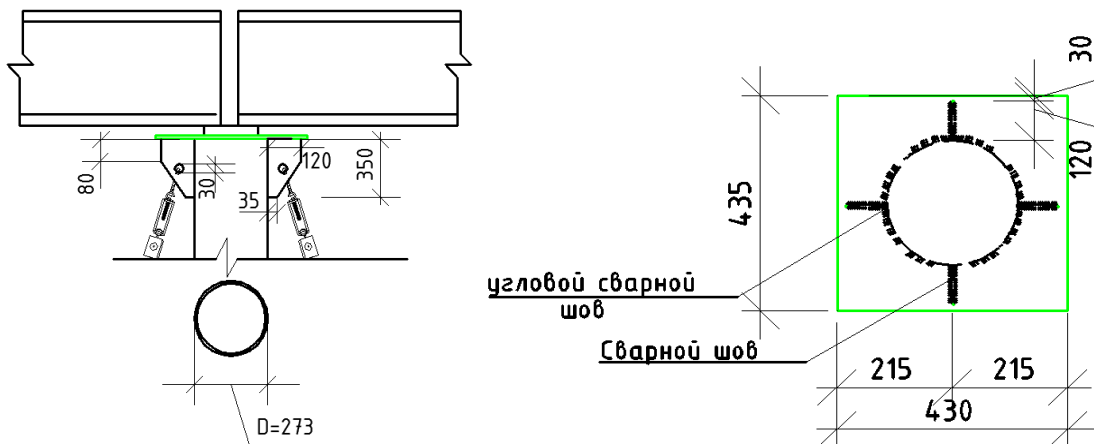


Рисунок 2 - Оголовка колонны

Расчетное сопротивление фундамента R_{ϕ} с учетом эффекта окаймления вычислим [2]:

$$R_{\phi} = R_{\sigma} * \sqrt[3]{A_{\phi}/A_{пл}},$$

где R_{σ} – расчетное сопротивление бетона сжатию (кубиковая прочность бетона)

$$\sqrt[3]{A_{\phi}/A_{пл}} = \gamma = (1,2; 1,3; 1,4).$$

Принимая коэффициент $\gamma=1,2$ и расчетное сопротивление бетона сжатию $R_{\sigma} = 0,7 \text{ Кн/см}^2$ для класса бетона В15, находим

$$R_{\phi} = R_{\sigma} * \gamma = 0,7 \text{ Кн/см}^2 * 1,2 = 0,847 \text{ Кн/см}^2.$$

Назначим плиту размерами 48x48 тогда $A_{пл}=48*48=2304 \text{ (см}^2\text{)}$.

Среднее напряжение σ_{ϕ} под плитой базы,

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{A_{пл}} = \frac{1866}{2304} = \frac{0,81 \text{ Кн}}{\text{см}^2}, \quad (15)$$

$$\sigma_{\phi} \leq R_{np} * \gamma = 0,81 \leq 0,7 \text{ Кн/см}^2 * 1,2 = 0,84 \text{ Кн/см}^2.$$

Далее вычислим изгибающие моменты на единицу длины.

Участок 1.

Отношение сторон $a/a=210\text{мм}/210\text{мм}=1$ (рис. 2 а, б).

Поскольку стороны равны, коэффициент $\alpha=0,112$ [1].

При этом изгибающий момент вычисляется по формуле:

$$M_{пл1} = \sigma_{\phi} * \alpha * a^2 = 0,81 * 0,112 * 18^2 = 29,602 \text{ Кн * см}, \quad (16)$$

$$W_{пл} = (l_{см} * t_{пл}^2)/6. \quad (17)$$

Из предыдущих 2х условий находим выражения для вычисления толщины опорной плиты:

$$t_{пл} = \sqrt{(6 * M_{max})/(l_{см} * R)} = \sqrt{(6 * 26 \text{ Кн * см})/(24 \text{ Кн/см}^2)} = 2,5 \text{ см} \quad (18)$$

Окончательно принимаем $t_{пл} = 2,8 \text{ см}$ [1].

Крепление траверсы к колонне выполним полуавтоматической сваркой в углекислом газе сварочной проволокой Св-08Г2, с соответствующими коэффициентами ($\beta_{ш} = 0,7$ $R_{yc}^{ce} = 21,5 \text{ Кн/см}^2$ [1]).

Найдем величину катета шва

$$K_{ш} = 1/\beta_{ш} * \sqrt{N/(4 * 85 * R_{yc}^{ce})} = 1/0,7 * \sqrt{1866/(4 * 85 * 21,5)} = 0,72 \text{ см} \quad (19)$$

Назначим $K_{ш} = 9 \text{ мм}$ [1]

При этом требуемая длина шва равна

$$l_{ш} = 85 * \beta_{ш} * K_{ш} = 85 * 0,7 * 9 \text{ мм} = 428 \text{ мм}. \quad (20)$$

Примем высоту траверсы равным $h_{тр} = 450 \text{ мм}$ (см. рис. 3 а, б).

Прочность траверсы на изгиб и срез не проверяем, поскольку вылет ее консольной части мал.

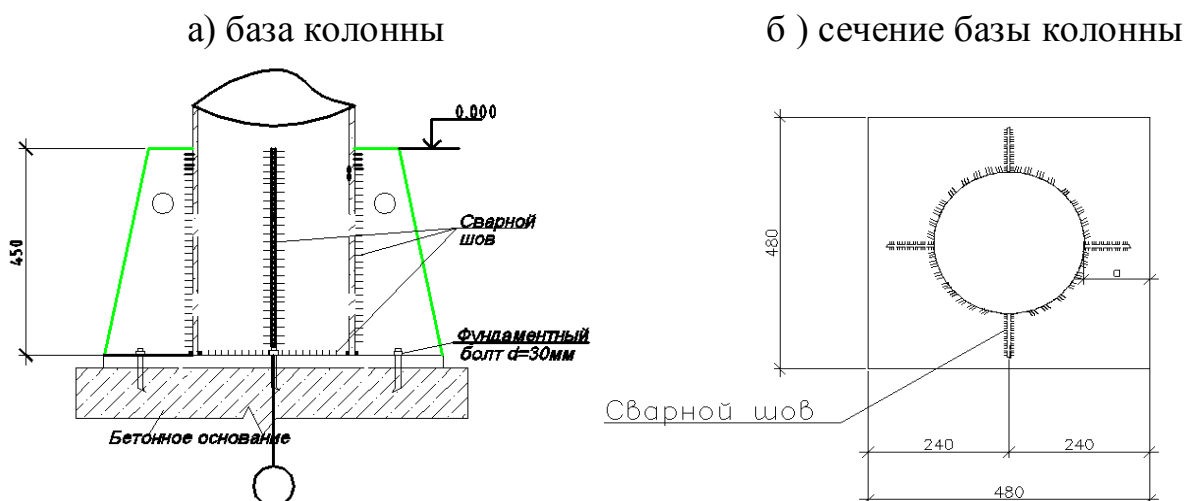


Рисунок 3 - База колонны

3 Составление таблиц по результатам расчета шпренгельных колонн с металлическим стволом, с 1-ой распоркой

Составим таблицы для определения размеров и площади поперечного сечения колонн.

Таблица 1 - Геометрические характеристики колонн при $N=N*k(k=0,2;0,5;1,0;1,5;2,0)$ $H_k=6м$ $\lambda=60$

Нагрузки	N (Кн)	Aгр (см ²)	A (см ²)	Iх (см ⁴)	ix (см)	λх	σх	D (мм)	tст (мм)	G кг*с
при K=0,2	373,4	19,32	21,2	483,5	4,74	41,16	20,48	140	5	100
при K=0,5	930,68	48,2	48,24	996,4	4,55	43,6	21,97	140	12	233
при K=1,0	1857,7	96,25	90,36	4756	7,26	27,3	21,89	219	14	463
при K=1,5	2788,5	144,3	136,2	6684	7,01	28,27	21,84	219	22	679
при K=2,0	3717,2	192,4	173,0	13700	8,9	22,2	22,5	273	22	853

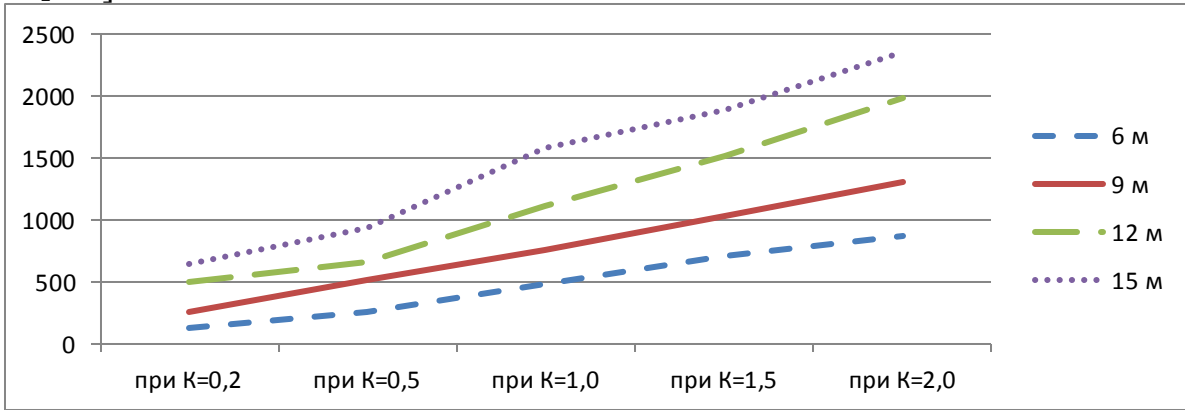
Таблица 2 - Расход металла на элементы колонны

Нагрузки	G _{ст} кг*с	G _{канаты}		G _{ст} кг*с	G _{полн} кг*с	G _д
		L(D15.5)	кг*с			
при K=0,2	100	24,4	24,4	1	125,4	0,12
при K=0,5	233,52	24,4	24,4	1	258,92	0,12
при K=1,0	463,4	24,4	24,4	1	488,8	0,12
при K=1,5	679,2	24,4	24,4	1	704,6	0,12
при K=2,0	853,5	24,4	24,4	1	878,9	0,12

Аналогичные расчеты и составление таблиц расхода металла были выполнены и для других вариантов шпренгельных колонн с металлическим и деревян-

ным стволами с одной и двумя распорками. Далее приводим соответствующие графики расхода металла, рис.4, 5, 6, 7.

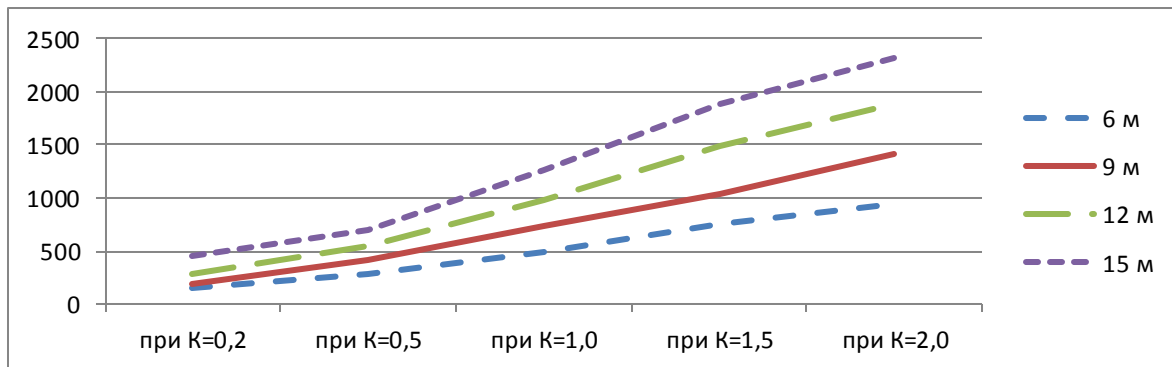
G[кгс]-вес



N[Кн]- нагрузка

Рисунок 4 - Графики расхода металла для шпренгельных колонн с металлическим стволом, с распоркой в одном уровне

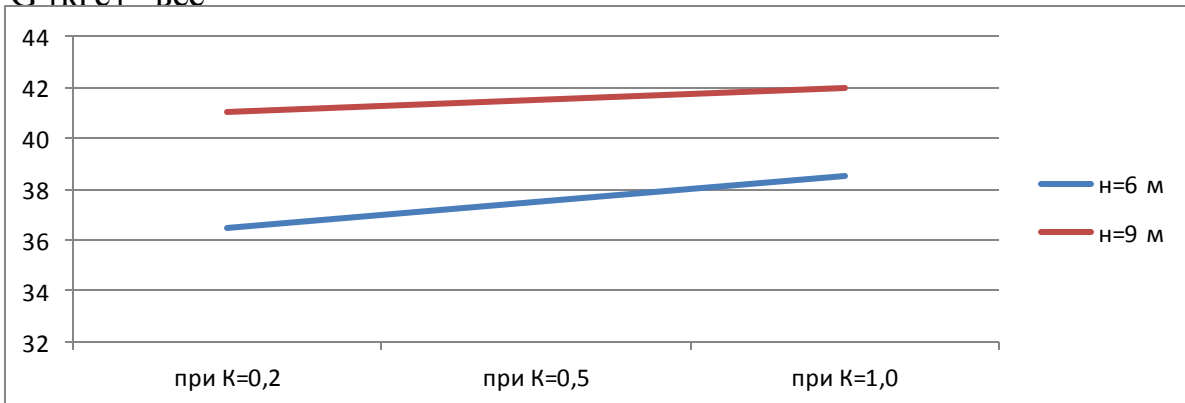
G [кгс] –вес



N[Кн]- нагрузка

Рисунок 5 - Расход металла для шпренгельных колонн с металлическим стволом, с распорками в 2-х уровнях

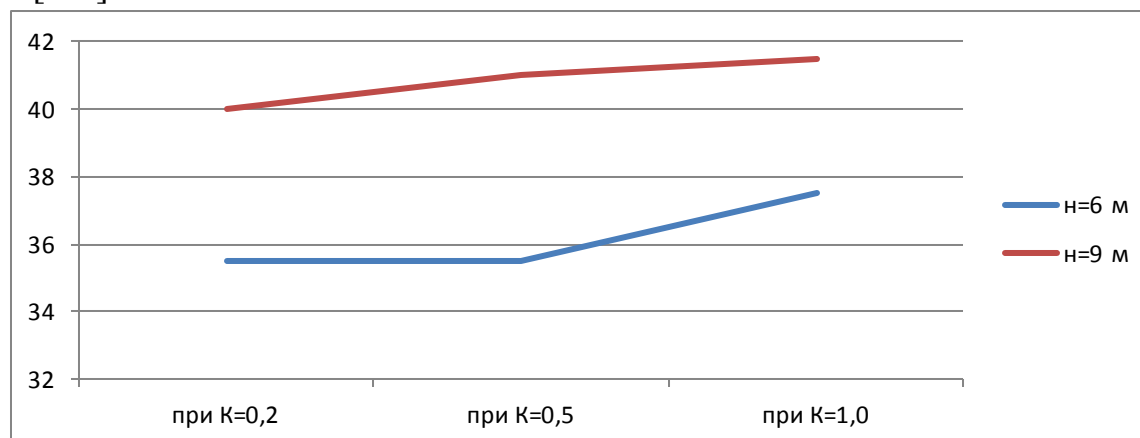
G [кгс] –вес



N[Кн]- нагрузка

Рисунок 6 - Расход металла для шпренгельной колонны с деревянным стволом, с распоркой в одном уровне

G [кгс] –вес



N[Kn]-нагрузка

Рисунок 7 - Расход металла для шпренгельной колонны с деревянным стволом, с распорками в 2-х уровнях

Вывод. По результатам выполненных расчетов и проведенного исследования особенностей работы обычных и шпренгельных колонн с одной и двумя распорками можно сформулировать следующие выводы:

1. Шпренгельные колонны наиболее рациональны по расходу металла при больших высотах $H=(6-15)$ м и нагрузках, соответствующих коэффициенту $K \leq 0,5$.
2. Шпренгельные колонны с деревянным стволом наиболее рациональны по расходу металла при высотах $H=(6-9)$ м и нагрузках, соответствующих коэффициенту $K \leq 1,0$.

Библиографический список:

1. Металлические конструкции в вопросах, в ответах и в проектировании. А.К. Юсупов, Махачкала, ГУП «Типография ДНЦ РАН», 2010 г. с.241.
2. Металлические конструкции. Е.И. Беленя, Москва, Стройиздат, 1985 г. с.188.
3. Справочник проектировщика «Металлические конструкции» под редакцией Н.П. Мельникова, Москва, Стройиздат, 1980 г. с.44.

References:

1. Metal structures in the questions, answers and design. A. K. Yusupov, Makhachkala, sue "Typography dnts ran, 2010, p.241.
2. The metal structure. E. I. Belina, Moscow, stroiizdat, 1985, p.188.
3. Designer's manual "Metal structures" edited by N. P. Melnikov, Moscow, stroiizdat, 1980, p.44.