

МИНОБРНАУКИ РФ
Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального образования
«Тульский государственный университет»

Г.А.Нехаев

ЛЕГКИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Тула, 2012
Издатель ООО «ПрофСтальПрокат»

Оглавление

Введение	3
1. Расчетные схемы тонкостенных холодногнутых стержней	5
2. Устойчивость прямоугольных пластин	7
3. Закритическая работа тонких пластин	13
4. Основы расчета тонкостенных холодногнутых стержней (ЛСТК) по методике Еврокода 3 (СТБ ЕН 1993-1-1; 1-3; 1-5)	18
4.1. Центральное сжатие	18
4.2. Изгиб	24
4.2.1. Определение величины $W_{eff,x}$	25
4.2.2. Определение упругого критического момента с закручиванием M_{cr}	28
4.3. Внецентренное сжатие	29
5. Методы расчета ЛСТК по американским нормам (на примере внецентренного сжатия)	30
6. Определение критических сил центрально сжатого стержня при различных формах потери устойчивости	32
7. Оптимизация размеров С-образного сечения стержня при центральном сжатии с учетом потери устойчивости в виде искажения сечения	39
7.1. Влияние элемента жесткости на стенке профиля на его несущую способность	43
7.2. Анализ полученных результатов	44
7.3. Результаты, полученные в MATLAB ($l = 2m$)	46
8. Конструирование и расчёт стержней и узлов конструкций из ЛСТК	47
9. Настил из профилированных листов	60
10. Работа и расчёт перекрытия в виде монолитной железобетонной плиты совместно со стальным профилированным листом	66
11. Расчет однопролетных рам с элементами переменной жесткости	72
Список литературы	89
Приложение	93

Введение

Четкого общепринятого определения и тем более с конкретными показателями качества понятия «легкие металлические конструкции» в литературе нет. Условно под легкими металлическими конструкциями понимают основные несущие и ограждающие элементы зданий, у которых благодаря рациональной конструктивной форме, оптимальным размерам сечений, использованию стали повышенной прочности, применению алюминиевых сплавов существенно снижена металлоемкость по сравнению с традиционными конструкциями. Среди, так называемых, легких металлических конструкций особое место занимают конструкции из тонкостенных холодногнутой оцинкованных профилей. Их отличительная особенность заставляет конструктора и изготовителя уделять большое внимание выбору правильной методики определения несущей способности, способам их соединения и антикоррозионной защите.

За последние годы в России и за рубежом стали уделять больше внимания использованию легких стальных тонкостенных конструкций из гнутых профилей в промышленном и гражданском строительстве. Объем применения таких конструкций в России около 1 млн. т. в год. Это означает, что создана новая отечественная отрасль строительной индустрии, включающая разработку, изготовление и монтаж конструкций с использованием тонкостенных гнутых профилей из оцинкованной стали. Конструкции из тонкостенных холодногнутой профилей привлекает к себе внимание тем, что они быстро возводятся, не требуют сложных и дорогих фундаментов. Строительные организации не тратят больших средств на подъемные механизмы и на квалифицированных рабочих. Монтировать такие конструкции можно круглогодично.

В отличие от традиционных металлических конструкций холодногнутой профили и конструкции из них имеют свои особенности:

- 1) толщина применяемой стали 0,7...2,5 мм; используется только оцинкованная сталь высокого качества;
- 2) повышенная жесткость тонкостенного профиля, с одной стороны, позволяет снизить расход металла, а с другой – усугубляет проявление местной потери устойчивости, изгибно-крутильной формы потери устойчивости, а также депланации сечения. Особенно это проявляется для незамкнутых профилей;
- 3) предел текучести рулонной оцинкованной стали толщиной не более 3 мм увеличивается на 15...20 % с уменьшением ее толщины по сравнению с минимальным её значением по ГОСТ 14918. Кроме того, предел текучести стали в местахгиба гнутого профиля в процессе его прокатки возрастает по сравнению с его значением на плоских участках (явление наклепа) и его средние значения определяются по формуле

$$\sigma_{zn} = R_y + (R_u - R_y) \frac{K \cdot n \cdot t^2}{A}, \quad (1)$$

где R_u – расчетное сопротивление стали по временному сопротивлению, определяемое по

формуле $R_u = \frac{R_{um}}{\gamma_m}$; R_{um} – временное сопротивление стали; $K=7$ – для холодной прокатки;

n – число гибов на 90° в поперечном сечении профиля при радиусегиба $r \leq 5t$;

A – площадь поперечного сечения профиля;

- 1) сварные соединения заменяются соединениями на самонарезающих винтах, болтах и заклепках;
- 2) не осуществлена оптимизация размеров пролетов здания с привязкой к определенным формам поперечных сечений холодногнутого профиля.

В России отсутствует нормативная база для расчета и проектирования конструкций из холодногнутого тонкостенного профиля. В тоже время в мировой практике разработаны нормы и стандарты для проектирования таких конструкций, например, Еврокод 3 и американский стандарт AJSJ.

Для изготовления несущих конструкций каркасов зданий используют стандартные гнутые профили поперечным сечением, в основном, трех типов: швеллерные, С-образные и Z-образные (рис. 1). Высота сечения этих профилей – от 100 до 400 и более мм. Для повышения жесткости профилей на стенках и полках их устраивают гибы или канавки.

С целью снижения теплопроводности гнутых профилей, используемых в наружных элементах каркаса ограждающих конструкций, на их стенке в процессе прокатки выполняют перфорацию в виде продольных просечек. Их называют термопрофилями.

а) б) в)

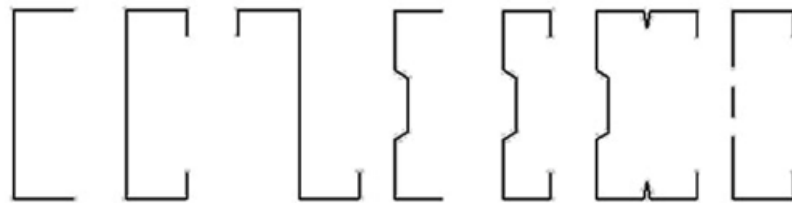


Рис. 1. Типы стальных холодногнутого профиля:
 а) обычной жесткости; б) повышенной жесткости;
 в) с перфорированной стенкой (термопрофиль)

К легким металлическим конструкциям относится целый класс стальных тонкостенных профилированных настилов (рис.2).

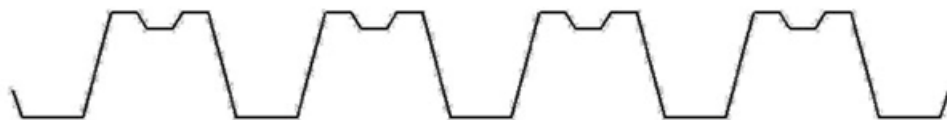


Рис.2. Сечение стального профилированного настила

Основным несущим элементом каркаса одноэтажного однопролетного здания из «черного» металла является П-образная рама со сплошностенчатыми стойками и ригелем. Металлоемкость таких рам можно снизить за счет применения рам со стойками и ригелем переменных сечений типа Батлер и УНИКОН.

1. Расчетные схемы тонкостенных холодногнутых стержней

В настоящее время нет разработанного аналитического единого общего метода расчета тонкостенных стержней, который бы учитывал все типы формы потери устойчивости. Такой метод для практических целей непригоден из-за сложного напряженно-деформированного состояния стержня. Находит применение прежде всего теория тонкостенного стержня Власова В.З. Однако теория Власова не решает всех проблем расчета тонкостенных стержней, поскольку предполагает жесткую (неизменяемую) форму сечения стержня, а также требуется дополнительная проверка местной устойчивости элементов профиля.

Для определения несущей способности тонкостенных стержней в последнее время был предложен авторами Б. Шафером и Пекёзом (США) «Метод прямого определения несущей способности» и включен в качестве Дополнения 1 в Североамериканский стандарт в 2004 году. В основе метода лежит отыскание критических нагружений для трёх форм потери устойчивости в упругой стадии (общей, локальной и в форме искажения сечения). При этом в расчет вводится полная площадь поперечного сечения стержня. Одновременно учитывается взаимодействие элементов сечения профиля, как единого стержня. Критические усилия трех форм потери устойчивости в упругой стадии работы предлагается определять в прикладном пакете CUFSM методом конечных полос. Наряду с численным автоматизированным методом Б. Шафер предлагает «ручной» способ расчета по формулам. Следует заметить, что структура формул «ручного» счета построена в большинстве случаев по результатам расчетов методом конечных полос.

Метод конечных полос является вариантов метода конечных элементов; дискретизируют поперечное сечение профиля на продольные полосы, тогда как по его длине дискретизация не предусмотрена; рассматривает работу стержня в упругой стадии. Кроме того, соответствие напряженно-деформированного состояния стержня истинному зависит от рационального выбора интерполирующих функций для перемещений в продольном направлении.

Западноевропейскими учеными предложен другой подход в построению расчетной схемы тонкостенного стержня. Элементы металлических конструкций в виде холодногнутых тонкостенных профилей состоят из пластинчатых элементов. Пластинки, составляющие стержень, могут терять местную (локальную) устойчивость и вызвать внезапное разрушение (изгиб, кручение) в целом. Поэтому в качестве расчетной схемы тонкостенного стержня предлагается замена сечения совокупностью пластинок с различными условиями опирания по контуру (рис. 1.1).

При этом влияние взаимодействия смежных пластин (например, между стенкой и полкой, полкой и отгибом) на потерю устойчивости всего сечения не всегда учитывается. Кроме того, если сечение профиля содержит краевые или промежуточные элементы жесткости, расчет в значительной степени усложняется.

Таким образом, в настоящее время не существует единой методики расчета тонкостенных стержней на устойчивость.

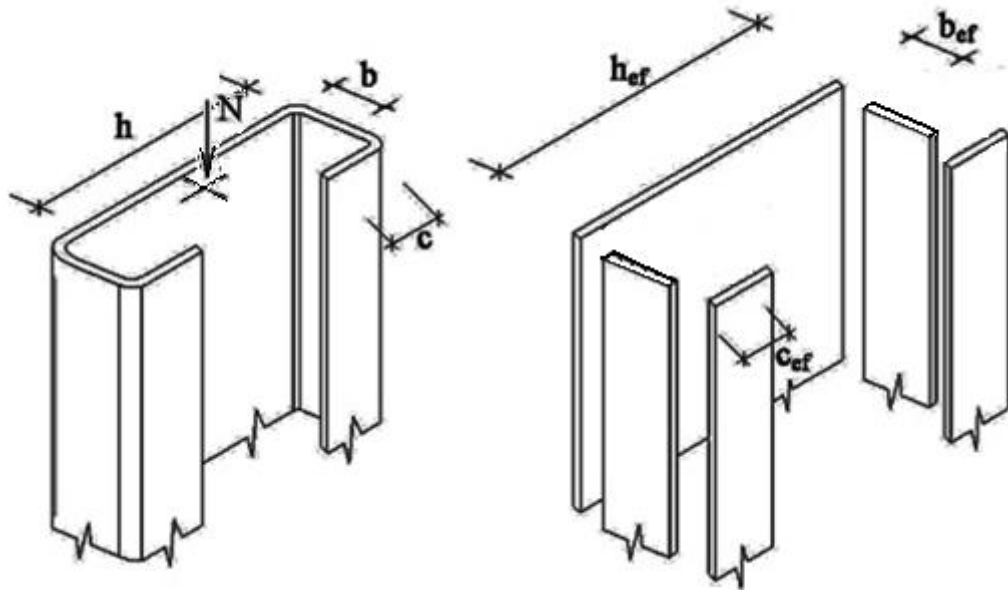


Рис. 1.1. Расчетная схема тонкостенного профиля

В России при внедрении конструкций из холодногнутых оцинкованных профилей создалась тупиковая ситуация:

- с одной стороны, разработаны и прокатывают эффективные профили, для которых удельные прочностные и жесткостные ($W/A_i J/A$) характеристики превышают аналогичные характеристики традиционного проката;

- с другой стороны, в России нет узаконенных методик расчетов конструкций из этих профилей, а, следовательно, и не узаконено использование несущих конструкций из тонкостенных профилей.

В России наибольшее (неузаконенное) распространение получила методика расчета ЛСТК на основе Еврокода 3, в основе которой положена устойчивость пластинки, различным образом закрепленной по контуру.

2. Устойчивость прямоугольных пластин

Уравнение равновесия элемента пластинки под действием поперечных и продольных сил было получено Сен-Венаном в 1883 г. в виде:

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{1}{D} \left(q + N_x \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + N_y \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + 2N_{xy} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} \right), \quad (2.1)$$

где w – прогиб пластинки;

$D = \frac{E \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$ – цилиндрическая жесткость пластинки;

$\nu = 0,3$ – коэффициент Пуассона (для стали);

t – толщина пластинки;

q – интенсивность равномерно распределенной по площади пластинки нагрузки;

N_x , N_y и $N_{x,y}$ – соответственно, погонные нормальные и касательные усилия в срединной плоскости пластинки.

Ниже рассматривается (частный случай) прямоугольная пластинка, опирающаяся шарнирно по контуру, под действием равномерно распределенной N_x сжимающей нагрузки вдоль длинной стороны пластинки (рис. 2.1). Эта задача является главной при расчете центрально сжатых стержней на локальную устойчивость.

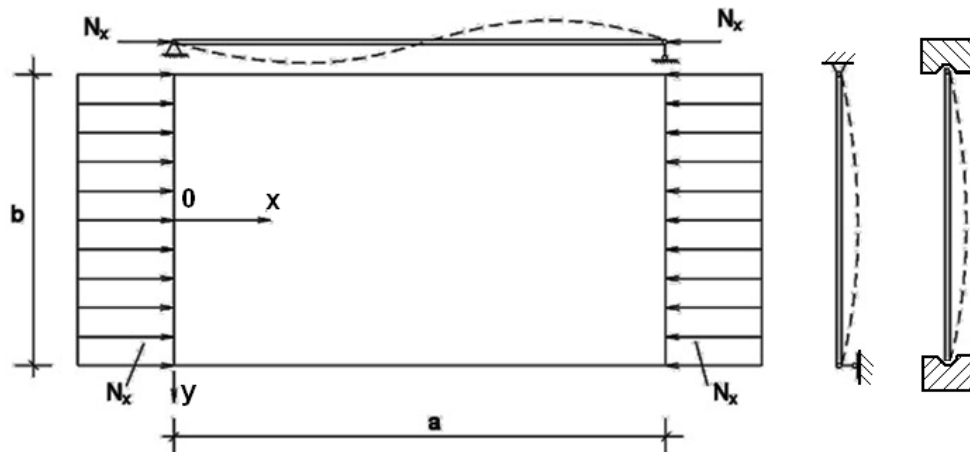


Рис. 2.1. Расчетная схема пластинки на устойчивость

Первым ученым, который исследовал задачу устойчивости пластин и применил впервые энергетический критерий устойчивости к решению задачи о выпучивании, был Брайен Д.Х. (G.H. Bryan, «Proc. London Math. Soc.», т. 22, стр. 54, 1891 г.). Спустя 15 лет Тимошенко С.П. всесторонне рассмотрел задачу о выпучивании прямоугольных пластин при различных условиях опирания.

Дифференциальное уравнение равновесия изогнутой пластинки при решении вопроса об устойчивости ее для частного случая нагружения (рис. 2.1) и шарнирного опирания по четырем сторонам получается из уравнения (2.1) при $q = N_x = N_y = 0$ и $N_x = \sigma_x t$.

$$D \left(\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} \right) + \sigma_x \cdot t \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = 0, \quad (2.2)$$

Для решения дифференциального уравнения (2.2) и определения $\sigma_x = \sigma_{кр}$ применяют различные методы: энергетические (например, равенство работ внешних и внутренних сил на возможных перемещениях) и прямые.

Алгоритм решения поставленной задачи состоит в следующем:

- решение дифференциального уравнения (2.2), в котором будут присутствовать 4 постоянных интегрирования – наиболее сложный этап задачи;
- полученное решение следует удовлетворить четырем граничным условиям (по числу постоянных интегрирования);
- составление определителя из коэффициентов при постоянных интегрирования и приравнивание его нулю;
- раскрытие определителя дает возможность получить уравнение устойчивости, из которого определяется критическое напряжение $\sigma_{кр}$.

Получение формулы для нахождения $\sigma_{кр}$ связано со значительными трудностями. Это объясняется тем, что, во-первых, не для каждого расчетного случая удастся легко получить решение; во-вторых, раскрытие определителя даже 4-го порядка в общем виде приводит к чрезвычайно громоздким выражениям. Поэтому при рассмотрении конкретных задач используют любые возможные упрощения, не снижая при этом точности решения.

Для решения дифференциального уравнения (2.2) воспользуемся прямым методом и зададим искомую функцию прогиба $w(x, y)$ в виде

$$w(x, y) = \sin\left(\frac{n\pi x}{a}\right) \cdot f(y), \quad (2.3)$$

где $n = 1, 2, 3, \dots$;

$f(y)$ – функция, зависящая только от « y », и подлежащая определению.

По условиям задачи на нагруженных краях пластинки (при $x = 0$ и $x = a$) прогибы равны нулю ($w = 0$) и края остаются прямыми, т.е. $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0$. Это следует из того, что прямая линия имеет нулевую кривизну.

Поэтому граничные условия на нагруженных краях будут следующими:

$$w = 0 \text{ и } \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0. \quad (2.4)$$

Можно убедиться в том, что граничные условия (2.4) удовлетворяются выбранной функцией (2.3).

Если подставить функцию (2.3) в исходное уравнение (2.2) и произвести некоторые сокращения, то в итоге получим обыкновенное дифференциальное уравнение 4-го порядка в виде

$$\left(\frac{d^4 f}{dy^4} - 2\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \cdot \frac{d^2 f}{dy^2} + \left(\frac{n\pi}{a}\right)^4 \cdot \left[1 - \left(\frac{a}{n\pi}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_{кр} \cdot t}{D}\right] \cdot f\right) = 0, \quad (2.5)$$

Для решения уравнения (2.5) следует составить характеристическое уравнение 4-го порядка вида

$$r^4 - 2\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \cdot r^2 + \left[\left(\frac{n\pi}{a}\right)^4 - \left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_{кр} t}{D}\right] = 0. \quad (2.6)$$

Введем обозначение $r^2 = k$ и подставим в (2.6)

$$k^2 - 2\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \cdot k + \left[\left(\frac{n\pi}{a}\right)^4 - \left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_{кр} t}{D}\right] = 0.$$

Корни полученного квадратного уравнения:

$$k_1 = \left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 + \sqrt{\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_{кр} t}{D}};$$

$$k_2 = \left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 - \sqrt{\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_{кр} t}{D}};$$

Корни уравнения (2.6):

$$r_{1,2} = \pm\sqrt{k_1}; r_{3,4} = \pm\sqrt{k_2};$$

$$r_{1,2} = \pm\sqrt{\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 + \sqrt{\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_{кр} t}{D}}};$$

$$r_{3,4} = \pm\sqrt{\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 - \sqrt{\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_{кр} t}{D}}} = \pm i\sqrt{-\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 + \sqrt{\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_{кр} t}{D}}};$$

так как $\frac{\sigma_{кр} t}{D} > \frac{n^2 \pi^2}{a^2}$;

где $i = \sqrt{-1}$.

В соответствии с полученными выражениями для корней характеристического уравнения (2.6) решение дифференциального уравнения (2.5) будет в виде:

$$f = c_1 ch(\alpha y) + c_2 sh(\alpha y) + c_3 \cos(\beta y) + c_4 \sin(\beta y), \quad (2.7)$$

где $\alpha = \sqrt{\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 + \sqrt{\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_{кр} t}{D}}}$; $\beta = \sqrt{-\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 + \sqrt{\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_{кр} t}{D}}}$.

Постоянные интегрирования c_1, \dots, c_4 определяются из граничных условий на двух опорных краях пластинки (вдоль размера «а»):

$$\text{для } y = \pm \frac{b}{2} \quad w = 0; \quad (2.8)$$

$$\text{для } y = \pm \frac{b}{2} \quad M_y = -D \left(\nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = 0;$$

Далее следует составить определитель 4-го порядка по числу постоянных интегрирования и приравнять его нулю.

Учитывая расположение координатных осей для данного частного случая, как показано на рис. 2.1, можно утверждать, что прогиб пластинки w , соответствующий наименьшему значению $\sigma_{кр}$, будет симметричной функции « y », и члены $c_2 sh(\alpha y)$ и $c_4 sin(\beta y)$ должны быть равны нулю.

Окончательный вид решения уравнения (2.2) будет иметь только четные слагаемые:

$$w = \sin\left(\frac{n\pi x}{a}\right) [c_1 \operatorname{ch}(\alpha y) + c_3 \cos(\beta y)]. \quad (2.9)$$

Используем граничные условия (2.8).

При $y = \pm \frac{b}{2}$ – первое уравнение:

$$w = \sin\left(\frac{n\pi x}{a}\right) \left[c_1 \operatorname{ch}\left(\alpha \frac{b}{2}\right) + c_3 \cos\left(\beta \frac{b}{2}\right) \right] = 0;$$

Для второго граничного условия

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = -\left(\frac{n\pi x}{a}\right)^2 \sin\left(\frac{n\pi x}{a}\right) [c_1 \operatorname{ch}(\alpha y) + c_3 \cos(\beta y)];$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = \sin\left(\frac{n\pi x}{a}\right) [c_1 \alpha^2 \operatorname{ch}(\alpha y) - c_3 \beta^2 \cos(\beta y)];$$

Используем полученные выражения

$$M_y = -D \left(\nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = 0;$$

$$-\nu \left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \sin\left(\frac{n\pi x}{a}\right) [c_1 \operatorname{ch}(\alpha y) + c_3 \cos(\beta y)] +$$

$$+ \sin\left(\frac{n\pi x}{a}\right) [c_1 \alpha^2 \operatorname{ch}(\alpha y) - c_3 \beta^2 \cos(\beta y)] = 0.$$

Сокращая на $\sin\left(\frac{n\pi x}{a}\right)$ и подставляя вместо ординаты «у» значение $b/2$, получим

второе уравнение

$$c_1 \left[\alpha^2 \operatorname{ch}\left(\alpha \frac{b}{2}\right) - \nu \left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \operatorname{ch}\left(\alpha \frac{b}{2}\right) \right] +$$

$$+ c_3 \left[-\nu \left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \cos\left(\beta \frac{b}{2}\right) - \beta^2 \cos\left(\beta \frac{b}{2}\right) \right] = 0.$$

Составим определитель при коэффициентах c_1 и c_3 .

$$\begin{vmatrix} \operatorname{ch}\left(\alpha \frac{b}{2}\right); & \cos\left(\beta \frac{b}{2}\right) \\ \alpha^2 \operatorname{ch}\left(\alpha \frac{b}{2}\right) - \nu \left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \operatorname{ch}\left(\alpha \frac{b}{2}\right); & -\beta^2 \cos\left(\beta \frac{b}{2}\right) - \nu \left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \cos\left(\beta \frac{b}{2}\right) \end{vmatrix} = 0.$$

Раскрыв определитель, получим

$$(\alpha^2 + \beta^2) \operatorname{ch}\left(\alpha \frac{b}{2}\right) \cos\left(\beta \frac{b}{2}\right) = 0.$$

Но $(\alpha^2 + \beta^2) \neq 0$ и $\operatorname{ch}\left(\alpha \frac{b}{2}\right) \neq 0$.

Следовательно, $\cos(\beta \frac{b}{2}) = 0$, т.е. $\beta \frac{b}{2} = \frac{\pi}{2}$.

Подставляя выражение для β , получим

$$\beta = \sqrt{-\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 + \sqrt{\left(\frac{n\pi}{a}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_{кр} t}{D}}} = \frac{\pi}{b}.$$

Введем обозначение $\gamma = \frac{a}{b}$. При этом из последнего выражения критическое напряжение может быть выражено в виде

$$\sigma_{кр} = \frac{\pi^2 D}{t} \left(\frac{\gamma + n}{n + \gamma}\right)^2 = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \left(\frac{\gamma + n}{n + \gamma}\right)^2$$

или

$$\sigma_{кр} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 k_{\sigma}, \quad (2.10)$$

где $k_{\sigma} = \left(\frac{\gamma + n}{n + \gamma}\right)^2$ – коэффициент устойчивости пластинки для рассмотренного частного случая.

Минимальное значение $k_{\sigma} = 4,0$ определяет минимальную величину критического напряжения пластинки.

Второй наиболее характерный случай пластинки с одним продольным свободным краем (рис. 2.2). Алгоритм решения задачи об устойчивости пластинки с одним свободным краем во многом схож с пластинкой первого случая за исключением граничных условий вдоль свободного края пластинки.

При $y=b$:

$$M_y = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0; \quad \frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (2-\nu) \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} = 0. \quad (2.11)$$

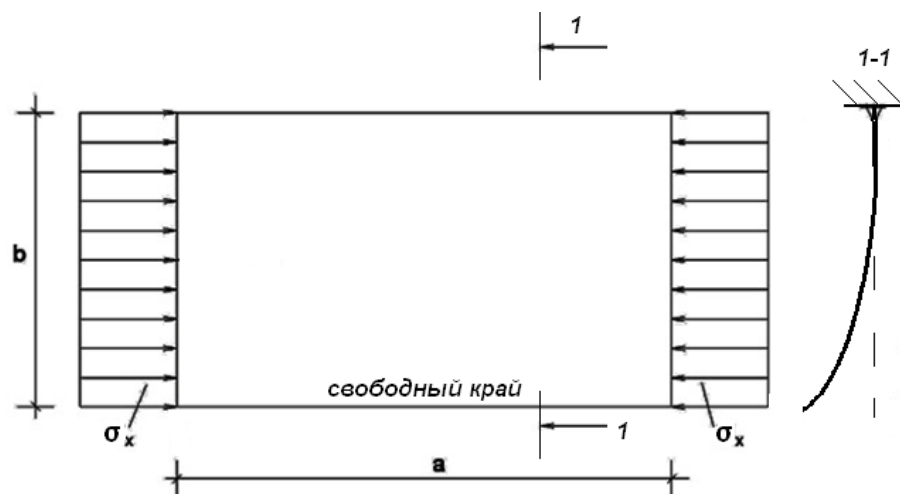


Рис.2.2. Пластина с одним свободным краем

Критическое напряжение для данной пластинки определяется по формуле (2.10), в которой $k_{\sigma} = 0,425$.

3. Закритическая работа тонких пластин

Центрально сжатый стержень теряет устойчивость (и несущую способность), если достигнута критическая сила, так как он не может выдержать нагрузку выше критической.

По-иному ведет себя тонкая пластинка, продольные края которой определенным образом закреплены. Критическое напряжение тонких пластин значительно ниже предела текучести. Например, для стальной пластинки толщиной 1 мм и шириной 300 мм величина критического напряжения при сжатии по формуле (2.10) составляет

$$\sigma_{кр} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 k_{\sigma} = \frac{3,14^2 \cdot 2,06 \cdot 10^4}{12 \cdot (1-0,3^2)} \cdot \left(\frac{1}{300}\right)^2 \cdot 4,0 = 0,83 \text{ кН} / \text{см}^2 \ll \sigma_T$$

При этом нагрузку можно существенно увеличивать за пределы критического значения до тех пор, пока не будет достигнута предельная нагрузка пластины. Различия между критической и предельной нагрузками становятся значительными только для очень тонких пластин из стали и алюминиевых сплавов. Задача определения предельной нагрузки тонких пластин не является задачей устойчивости.

Критические напряжения местной потери устойчивости пластин основаны на линейной теории равновесия при малых деформациях. При этом сжимающие напряжения в срединной плоскости пластины распределяются по ширине сечения линейно, как частный случай – равномерно. При напряжениях выше критический наблюдается перераспределение сжимающих напряжений по поперечному сечению пластины: отклоняясь от линейного закона становятся нелинейно распределенными по ширине пластины. С ростом напряжений все ярче проявляется нелинейность распределения напряжений. Деформативность (выпуклость) пластины увеличивается. Такое поведение пластины называют закритическим, и оно не относится к задаче об устойчивости.

Теоретическое обобщение экспериментальных исследований показывает, что предельная нагрузка, т.е. нагрузка, выдерживаемая пластиной до фактического разрушения, обычно значительно больше нагрузки, рассчитанной по критическому нагружению. Проследим характер изменения закона распределения сжимающих напряжений при центральной сжатии пластины (рис. 3.1), шарнирно опертой по всем сторонам.

После превышения сжимающими напряжениями $\sigma_{кр}$ напряжения по мере увеличения нагрузки на пластину в средней части ширины пластины начинают уменьшаться, а изгибные деформации увеличиваются. На крайних участках, примыкающих к продольным опорным кромкам пластины, сжимающие напряжения возрастают, нелинейность распределения напряжения по сечению увеличивается. Рост сжимающих напряжений на крайних участках продолжается по мере увеличения давления на пластину до тех пор, пока сжимающие напряжения не достигнут предела текучести.

Т. Карман [3] в 1932 г. разработал полуэмпирическую формулу для предельной прочности свободно опертой по четырем сторонам пластины. Она основана на предположении, согласно которому в момент разрушения напряжения в двух краевых полосах достигли предела текучести и уравнивают полную нагрузку. При этом среднюю искривленную часть пластины можно считать ненапряженной.

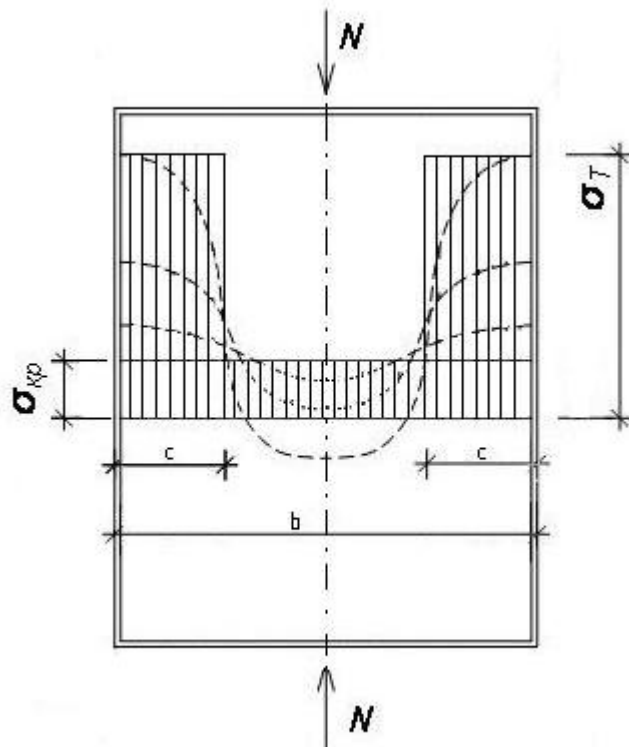


Рис. 3.1. Схема закритической работы пластины

Критическое напряжения пластины в упругой области определяется по формуле (2.10). По аналогии с этой формулой Т. Карман представил закритическое предельное напряжение в виде

$$\sigma_{кр} = \sigma_T = \frac{\pi^2 EK_\sigma}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{2c} \right)^2 \quad (3.1)$$

Отсюда при $K_\sigma = 4,0$; $2c = \sqrt{\frac{\pi^2}{3(1-\nu^2)}} t \sqrt{\frac{E}{\sigma_T}} = \beta t \sqrt{\frac{E}{\sigma_T}}$,

где $\beta = \sqrt{\frac{\pi^2}{3(1-\nu^2)}} = 1,9$.

Е.Е. Sechler [3] в 1933 г. провел серию опытов с целью проверки справедливости гипотезы Кармана. Эти опыты показали, что коэффициент $\beta = 1,9$ не остается постоянным, а зависит от величины параметра $\frac{t}{b} \sqrt{\frac{E}{\sigma_T}}$, уменьшаясь по мере увеличения этого параметра. Г. Винтер [3] в 1948 г. экспериментальным путем уточнил значение коэффициента β :

$$\beta = 1,9 \left(1 - 0,475 \frac{t}{b} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right), \quad (3.2)$$

где $\sigma \leq \sigma_T$.

Сильно искривленную среднюю часть пластинки, находящуюся в закритической стадии, предложено считать ненапряженной, а на крайних полосках пластины шириной

«с» нормальные напряжения принять равномерно распределенными и равными σ_T (рис. 3.2). При этом полную нагрузку на пластину будут воспринимать две крайние полоски шириной «с», которые называют эффективной частью сечения пластины, связанные с редуцированием полного сечения.

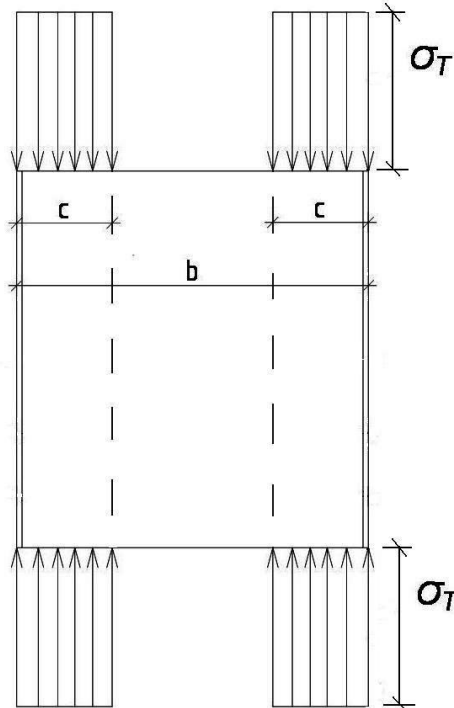


Рис. 3.2. Напряженное состояние пластины в закритической стадии.

Используя формулу (3.2), запишем выражения для эффективной ширины пластины

$$b_{eff} = 2c = 1.9t \left(1 - 0.475 \frac{t}{b} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right) \sqrt{\frac{E}{\sigma}},$$

где $\sigma \leq \sigma_T$.

Редукционный коэффициент ширины пластины

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = 1.9 \frac{t}{b} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} - 0.9025 \left(\frac{t}{b} \right)^2 \frac{E}{\sigma}, \quad (3.3)$$

Обозначим через λ_p обратную величину первую слагаемого из формулы (3.3) и назовем ее условной гибкостью пластины, т.е.

$$\lambda_p = \frac{1}{1.9 \frac{t}{b} \sqrt{\frac{E}{\sigma}}} = 0.526 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_T}{E}} = \frac{1}{\frac{\pi^2 E K_\sigma}{12(1-\nu^2)}} \cdot \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_T}{E}} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_T}{\pi^2 E K_\sigma}} = \sqrt{\frac{\sigma_T}{\sigma_{кр}}}. \quad (3.4)$$

В Еврокоде 3 условная гибкость пластины λ_p принята в качестве основного параметра для определения редуционного коэффициента ρ .

Введем параметр λ_p в формулу (3.3)

$$\rho = \frac{1}{\lambda_p} - \frac{0,25}{\lambda_p^2}. \quad (3.5)$$

В нормах Еврокода 3 вместо числа 0,25 принято 0,22, которое получается в виде $0,22 = 0,055(3 + \psi) = 0,055(3 + 1)$,

где ψ – коэффициент, учитывающий закон распределения нормальных напряжений на эффективном участке. При равномерном распределении сжимающих напряжений $\psi = 1,0$.

Значение условной гибкости пластины λ_p , при котором $\rho = 1,0$, т.е. эффективная ширина пластины равна полной ширине «b»

$$\rho = 1 = \frac{1}{\lambda_p} - \frac{0,22}{\lambda_p^2}. \text{ Отсюда } \lambda_p = 0,673 - \text{ величина, которая принята в Еврокоде 3 для}$$

рассматриваемого частного случая нагружения и опирания пластинки.

Для сравнения критических сил пластинки в упругой и закритической стадиях работы рассмотрим стальную пластинку шириной $b = 300$ мм и толщиной $t = 1$ мм с расчетным сопротивлением стали по пределу текучести $R_y = 24$ кН/см².

Величина критического напряжения пластинки в упругой стадии

$$\sigma_{кр} = 0,9 K_{\sigma} E \left(\frac{t}{b} \right)^2 = 0,9 \cdot 4,0 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \left(\frac{1}{300} \right)^2 = 0,82 \text{ кН / см}^2.$$

Значение критической силы при этом

$$N_{кр} = \sigma_{кр} A = 0,82 \cdot 30,0 \cdot 0,1 = 2,46 \text{ кН}.$$

Соответственно, в закритической стадии работы этой пластинки:

$$\lambda_p = \frac{b}{\pi t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)R_y}{EK_{\sigma}}} = \frac{300}{3,14 \cdot 1} \sqrt{\frac{12 \cdot (1-0,3^2) \cdot 24,0}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 4,0}} = 5,4 > 0,673 \quad - \quad \text{пластинка}$$

действительно теряет устойчивость;

редукционный коэффициент

$$\rho = \frac{1}{\lambda_p} - \frac{0,22}{\lambda_p^2} = \frac{1}{5,4} - \frac{0,22}{5,4^2} = 0,178;$$

$$b_{eff} = 0,5 \rho b = 0,5 \cdot 0,178 \cdot 300 = 26,7 \text{ мм} = 2,67 \text{ см}.$$

Эффективная площадь пластинки

$$A_{eff} = 2 b_{eff} t = 2 \cdot 2,67 \cdot 0,1 = 0,534 \text{ см}^2.$$

Критическая сила $N_{кр}' = R_y A_{eff} = 24,0 \cdot 0,534 = 12,82$ кН, которая превышает силу в упругой стадии

$$\frac{N_{кр}'}{N_{кр}} = \frac{12,82}{2,46} = 5,2 \text{ раза!}$$

Если увеличить толщину пластинки и принять $t = 2$ мм, то – в упругой стадии

$$N_{кр} = \sigma_{кр} A = 0,9 \cdot 4,0 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{2}{300} \right)^2 \cdot 30,0 \cdot 0,2 = 19,8 \text{ кН};$$

– в закритической стадии

$$\lambda_p = \frac{300}{3,14 \cdot 2,0} \sqrt{\frac{12 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 24,0}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 4,0}} = 2,694 > 0,673 \text{ – пластинка теряет устойчивость,}$$

$$\rho = \frac{1}{2,694} - \frac{0,22}{2,694^2} = 0,34;$$

$$b_{eff} = 0,5 \cdot 0,34 \cdot 300 = 5,1 \text{ см};$$

$$A_{eff} = 2 \cdot 5,1 \cdot 0,2 = 2,04 \text{ см}^2;$$

$$N_{кр}' = 24,0 \cdot 2,04 = 49,0 \text{ кН};$$

$$\frac{N_{кр}'}{N_{кр}} = \frac{49,0}{19,8} = 2,47 \text{ раза!}$$

С увеличением толщины пластинки разница между соответствующими критическими силами будет сокращаться.

При $\lambda_p \leq 0,673$ пластинка не теряет устойчивости. Толщина пластинки при этом составит

$$t \geq \lambda_p \frac{b}{\pi \cdot \lambda_p} \sqrt{\frac{12(1 - \nu^2) R_y}{EK_\sigma}} = \frac{30,0}{3,14 \cdot 0,673} \sqrt{\frac{12 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 24,0}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 4,0}} = 0,8 \text{ см.}$$

4. Основы расчета тонкостенных холодногнутых стержней (ЛСТК) по методике Еврокода 3 (СТБ ЕН 1993-1-1; 1-3; 1-5)

Методику расчеты тонкостенных стержней в соответствии с Еврокодом 3 рассмотрим на примере стержня С-образного профиля.

В соответствии с СТБ ЕН 1993-1 различают четыре класса поперечных сечений тонкостенных стержней. В поперечных сечениях Класса 4 местная потеря устойчивости будет происходить перед достижением предела текучести в одной или более частях поперечного сечения. При этом для определения необходимых допусков при снижении несущей способности от допусков местной потери устойчивости должна использоваться эффективная ширина. Тонкостенные холодногнутые стержни открытого профиля относятся к Классу 4.

4.1. Центральное сжатие

Для определения эффективной площади поперечного сечения тонкостенный профиль расчленяют на отдельные пластинки. При этом необходимо учитывать при этом необходимо учитывать при вычислении геометрических характеристик криволинейные участки сечений. При ручном счете возможна замена фактического профиля только прямоугольниками, исключая криволинейные участки, соблюдая инженерную точность вычислений (рис. 4.1).

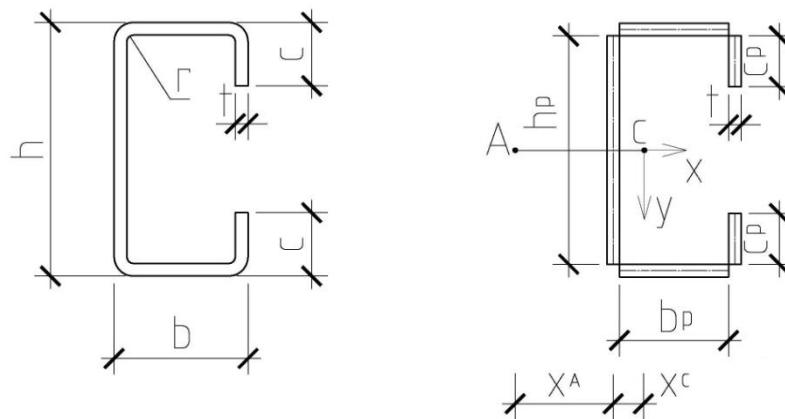


Рис. 4.1. Заданная и расчетная формы поперечного сечения стержня

Габаритные (заданные) размеры поперечного сечения:

$$h, b, c, r;$$

расчетные размеры поперечного сечения:

$$h_p = h - 2t; b_p = b - 2t; c_p = c - t.$$

геометрические характеристики расчетного сечения:

–площадь сечения

$$A = t(h_p + 2 \cdot b_p + 2 \cdot c_p); \quad (4.1)$$

–момент инерции при кручении

$$J_{кр} = 0,373 \cdot t^3 \cdot (h_p + 2 \cdot b_p + 2 \cdot c_p); \quad (4.2)$$

–осевые моменты инерции

$$J_x = t \cdot h_p^3 \cdot \left[\frac{1}{12} + \frac{1}{2} \left(\frac{b_p}{h_p} \right) + \left(\frac{b_p}{h_p} \right) \left(\frac{t}{h_p} \right) + \frac{2}{3} \left(\frac{c_p}{h_p} \right)^3 + \frac{1}{2} \left(\frac{c_p}{h_p} \right) - \left(\frac{c_p}{h_p} \right)^2 \right]; \quad (4.3)$$

$$J_y = t \cdot b_p^3 \cdot \left[\frac{1}{6} + \left(1 + \frac{t}{b_p} \right)^2 \left(\frac{1}{4} + \frac{c_p}{b_p} \right) - A \cdot x_c^2 \right]; \quad (4.4)$$

– положение центра тяжести сечения

$$x_c = \frac{t(b_p + t)(b_p + 2c_p)}{A}; \quad (4.5)$$

– положение центра изгиба

$$x_A = 2 \cdot h_p \frac{\left(\frac{1}{8} \alpha_1^2 + \frac{1}{4} \alpha_1 \alpha_2 - \frac{1}{3} \alpha_1 \alpha_2^3 \right)}{\left(\frac{1}{12} + \frac{1}{2} \alpha_1 + \frac{2}{3} \alpha_2^3 + \frac{1}{2} \alpha_2 - \alpha_2^3 \right)}; \quad (4.6)$$

где $\alpha_1 = \frac{b_p}{h_p}$; $\alpha_2 = \frac{c_p}{h_p}$;

– секториальный момент инерции

$$J_w = 2 \cdot t \cdot \left\{ \frac{1}{12} h^5 \left(\frac{1}{2} \gamma_1^2 + \gamma_1^3 + \gamma_2^3 \right) + H \left[\frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{3} \gamma_3 \right) + \left(\frac{1}{2} + \gamma_3 \right) \left(\frac{1}{2} + \frac{2}{3} \gamma_3 \right) \right] \right\}; \quad (4.7)$$

где $\gamma_1 = \frac{x_A}{h_p}$; $\gamma_2 = \frac{b_p - x_A}{h_p}$; $\gamma_3 = \frac{c_p (b_p + x_A)}{h_p (b_p - x_A)}$; $H = \frac{1}{2} c_p \cdot h_p (b_p - x_A)^2$.

Физические характеристики стали:

$E = 2,06 \cdot 10^4 \text{ кН} / \text{см}^2$ – модуль упругости;

$G = 0,79 \cdot 10^4 \text{ кН} / \text{см}^2$ – модуль сдвига;

$\nu = 0,3$ – коэффициент Пуассона;

$\sigma_T = 25 \dots 35 \text{ кН} / \text{см}^2$ – предел текучести;

$\delta \geq 16\%$ – относительное удлинение после разрыва.

Расчетное значение несущей способности стержня при потере устойчивости для поперечных сечений 4 класса определяется по формуле:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{eff} \cdot \sigma_T, \quad (4.8)$$

где χ – понижающий коэффициент для соответствующей формы потери устойчивости, аналогичный отечественному коэффициенту продольного изгиба φ ;

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{и} \quad \chi \leq 1,0, \quad (4.9)$$

где $\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$; $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot \sigma_T}{N_{cr}}}$;

α – коэффициент отклонения, учитывающий профиль сечения стержня, для С-образного профиля $\alpha = 0,49$;

N_{cr} – критическая сила для соответствующей формы общей потери устойчивости в упругой стадии, зависящей от характеристик поперечного сечения брутто (изгибная, крутильная, изгибно-крутильная – минимальная из них).

Критическая сила общей изгибной потери устойчивости:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A}{\lambda_x^2}; N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A}{\lambda_y^2}; \quad (4.10)$$

где $\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{\sqrt{J_x/A}}$; $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{\sqrt{J_y/A}}$; $l_{ef,x}$ и $l_{ef,y}$ – соответственно, расчетные длины стержня

относительно осей x и y .

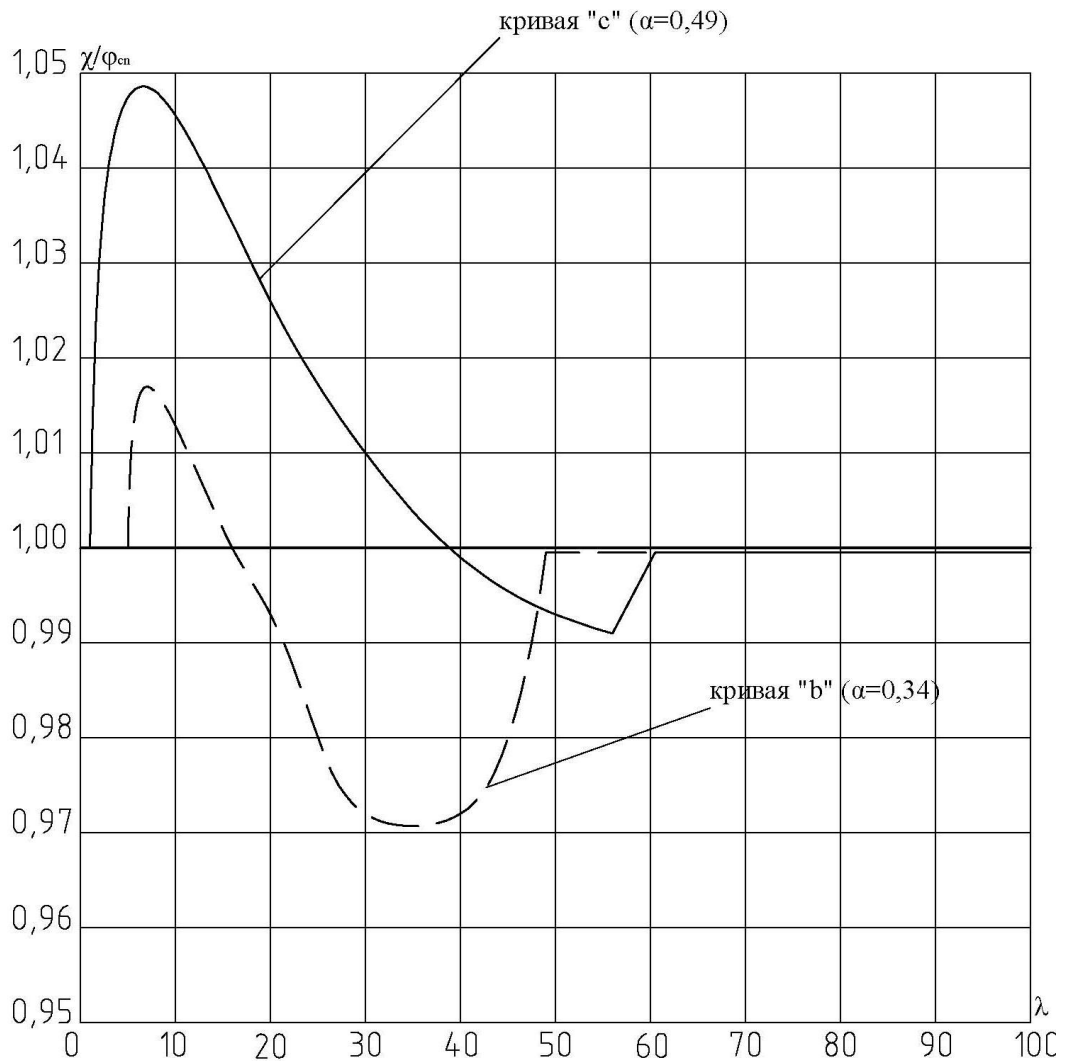


Рис.4.2. Сравнение коэффициентов продольного изгиба φ по отечественным нормам с соответствующим коэффициентом χ – по Еврокоду 3

Критическая сила общей крутильной формы потери устойчивости:

$$N_{cr,t} = \frac{1}{i_0^2} \left[G \cdot J_{kp} + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_w}{l_{ef,t}^2} \right]; \quad (4.11)$$

где $i_0 = \sqrt{i_x^2 + i_y^2 + (x_A + x_c)^2}$, $l_{ef,t}$ – расчетная длина крутильной формы потери устойчивости.

Критическая сила общей изгибно-крутильной формы потери устойчивости:

$$N_{cr,et} = \frac{1}{2\beta} \left[N_{cr,x} + N_{cr,t} - \sqrt{(N_{cr,x} + N_{cr,t})^2 - 4 \cdot \beta \cdot N_{cr,x} \cdot N_{cr,t}} \right], \quad (4.12)$$

где $\beta = 1 - \left(\frac{x_A + x_c}{i_0} \right)^2$.

Принимается минимальное значение критической силы из определяемых по формулам (4.10), (4.11), (4.12), N_e .

При сравнении величин коэффициента продольного изгиба φ , определяемым по отечественным нормам СП 53-102-2004, и коэффициента χ – по Еврокоду 3 (рис. 4.2) максимальная разница около 5 % наблюдается при гибкости стержня примерно равной 10. Это относится к кривой «с» ($\alpha = 0,49$), которая характерна для одиночных несимметричных профилей, т.е. для С-образного сечения.

При таком малом расхождении значений коэффициентов φ и χ , очевидно можно использовать табл. Д1 Приложения Д Актуализированной редакции СНиП II-23-81* (2011 г.).

Основная формула для определения несущей способности центрально сжатого стержня (4.8) содержит величину эффективной (редуцированной) площади поперечного сечения A_{eff} (рис. 4.3).

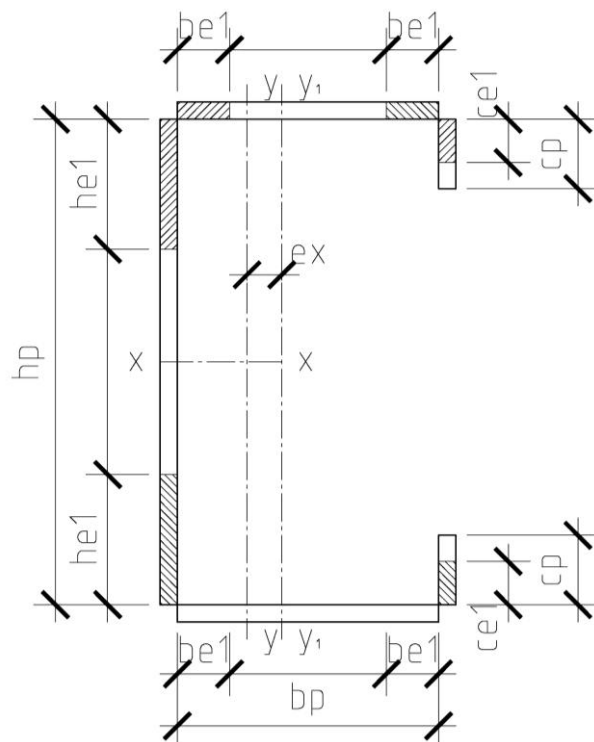


Рис. 4.3. Редуцированное сечение центрально сжатого стержня

C-образный профиль состоит из стенки, двух полок и двух отгибов. Каждый из этих элементов профиля под воздействием нормальных напряжений может находиться в закритической стадии, т.е. терять устойчивость. При этом часть сечения элемента исключается из работы. Участки сечения профиля, примыкающие к граням стержня и заштрихованные на рис. 4.3 составляют эффективную площадь сечения A_{eff} .

Для определения эффективной площади сечения в целом рассматривают каждую грань (пластинку) отдельно.

а) Стенка. Условная гибкость стенки

$$\lambda_{pw} = \frac{h_p}{t \cdot \pi} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \cdot \sigma_{\tau}}{E \cdot K_{\sigma}}},$$

где $K_{\sigma} = 4,0$.

Редукционный (понижающий) коэффициент ширины сечения стенки

$$\rho_w = \begin{cases} 1,0, & \text{если } \lambda_w \leq 0,673; \\ \frac{1}{\lambda_w} - \frac{0,22}{\lambda_w^2}, & \text{если } \lambda_w > 0,673. \end{cases}$$

Эффективный участок сечения стенки

$$h_{e1} = 0,5 \cdot \rho_w \cdot h_p. \quad (4.13)$$

б) Полка. Условная гибкость полки

$$\lambda_{pw} = \frac{b_p}{t \cdot \pi} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \cdot \sigma_{\tau}}{E \cdot K_{\sigma}}},$$

где $K_{\sigma} = 4,0$.

Редукционный коэффициент

$$\rho_f = \begin{cases} 1,0, & \text{если } \lambda_f \leq 0,673; \\ \frac{1}{\lambda_f} - \frac{0,22}{\lambda_f^2}, & \text{если } \lambda_f > 0,673. \end{cases}$$

Следует заметить, что для полки коэффициент устойчивости K_{σ} может быть уточнен.

Эффективный участок полки

$$b_{e1} = 0,5 \cdot \rho_f \cdot b_p. \quad (4.14)$$

в) Отгиб. Условная гибкость отгиба

$$\lambda_c = \frac{c_p}{t \cdot \pi} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \cdot \sigma_{\tau}}{E \cdot K_{\sigma}}},$$

где $K_{\sigma} = 0,43$.

Редукционный коэффициент

$$\rho_c = \begin{cases} 1,0, & \text{если } \lambda_c \leq 0,748; \\ \frac{1}{\lambda_c} - \frac{0,188}{\lambda_c^2}, & \text{если } \lambda_c > 0,748. \end{cases}$$

Эффективный участок отгиба

$$c_{e1} = \rho_c \cdot c_p. \quad (4.15)$$

Эффективная площадь всего сечения профиля

$$A_{eff} = 2 \cdot t \cdot (h_{e1} + 2 \cdot b_{e1} + 2 \cdot c_{e1}). \quad (4.16)$$

Ось u -уна рис.4.3 соответствует полному сечению профиля. Редуцированное сечение профиля имеет свою ось u_1 - u_1 . Поэтому у редуцированного сечения центр тяжести смещается на величину e_x , и продольное усилие приобретет эксцентриситет. Стержень становится внецентренно сжатым.

Эффективная площадь сечения профиля, определяемая по формуле (4.16), не учитывает потерю устойчивости формы сечения. Эффективный участок полки b_{e1} , примыкающий к отгибу, совместно с эффективным участком отгиба c_{e1} образуют краевой элемент жесткости. Потеря устойчивости формы сечения элемента жесткости учитывается уменьшением его эффективной площади.

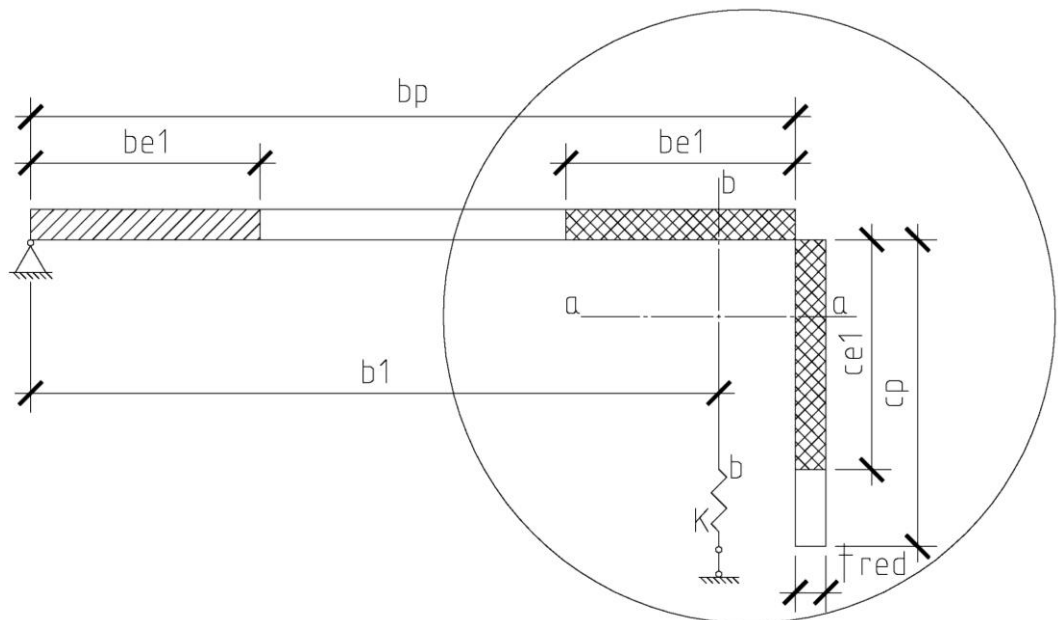


Рис. 4.4. Расчетная схема краевого элемента жесткости

$$A_{s,red} = \chi_d \cdot A_s \cdot \frac{\sigma_T}{\sigma_s} \leq A_s \quad (4.17)$$

где $A_s = t \cdot (b_{e1} + c_{e1})$; χ_d – коэффициент снижения несущей способности с учетом потери устойчивости формы сечения,

$$\chi_d = 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_d \leq 0,65, \quad (4.18a)$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723 \cdot \bar{\lambda}_d \text{ при } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38, \quad (4.18б)$$

$$\chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d} \text{ при } \bar{\lambda}_d \geq 1,38, \quad (4.18в)$$

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{\sigma_T}{\sigma_{cr,s}}}, \quad (4.18г)$$

где $\sigma_{cr,s}$ – критическое нагружение в упругой стадии для элементов жесткости,

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{K \cdot E \cdot J_s}}{A_s}, \quad (4.19)$$

где $K = \frac{E \cdot t^3}{4(1-\nu^2)(b_1^3 + 1,5b_1^2 \cdot h_p)}$;

J_s – эффективный момент инерции краевого элемента относительно оси а-а (рис. 4.4);

σ_s – сжимающие напряжение вдоль центральной оси элемента жесткости, рассчитанное для эффективного сечения.

При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения уменьшенная эффективная площадь $A_{s,red}$ должна быть определена с учетом уменьшенной толщины для всех элементов, включённых в A_s , т.е.

$$t_{red} = t \cdot \chi_d \cdot \frac{\sigma_T}{\sigma_s} \text{ или}$$

$$t_{red} = t \cdot \frac{A_{s,red}}{A_s}, \text{ что меньше из них.}$$

Эффективная площадь всего сечения определяется по формуле

$$A'_{eff} = 2 \cdot t \cdot (h_{e1} + b_{e1}) + 2 \cdot t_{red} \cdot (b_{e1} + c_{e1}).$$

Значения коэффициента χ_d , а также b_{e1} и c_{e1} можно с помощью итерации уточнять.

Проверка стержня на устойчивость производится как внецентренно сжатого по формуле

$$\left(\frac{N}{N_{b,Rb}} \right)^{0.8} + \left(\frac{\Delta M}{M_{b,Rb}} \right)^{0.8} \leq 1, \quad (4.20)$$

где $\Delta M = N \cdot e_x$; $M_{b,Rb}$ — изгибающий момент, значения которого будет объяснено ниже.

С целью увеличения эффективной площади сечения профиля на стенке и полках производят гибы или канавки (рис. 4.5) в соответствии с СТБ ЕН 1993-1-3-200(Е), п. 5.5.3.3.

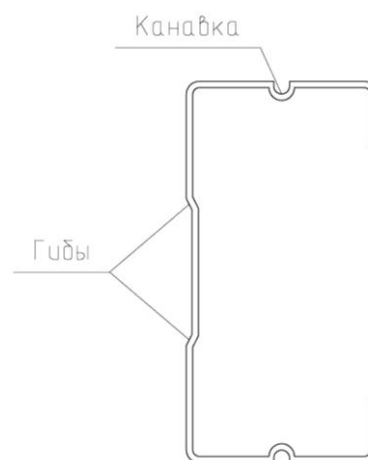


Рис. 4.5. Жесткий профиль с промежуточными элементами жесткости

4.2. Изгиб

Общая устойчивость стержня при изгибе (с закручиванием) проверяется по формуле

$$\frac{M}{M_{b,Rd}} \leq 1,0, \quad (4.21)$$

где $M_{b,Rd}$ – расчетный критический момент потери устойчивости плоского изгиба с закручиванием;

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{eff,x} \cdot \sigma_T(R_y), \quad (4.22)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}, \quad (4.23)$$

где $\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda_{LT}} - 0,2) + (\overline{\lambda_{LT}})^2 \right]$; $\alpha_{LT} = 0,76$ – для поперечного сечения 4 класса;

$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_x \cdot \sigma_T(R_y)}{M_{cr}}}$ – условная гибкость; M_{cr} – упругий критический момент потери

устойчивости плоского изгиба с закручиванием поперечного сечения брутто.

При пользовании формулой (4.22) наиболее сложными моментами является:

- определение момента сопротивления эффективного сечения $W_{eff,x}$;
- определение упругого критического момента с закручиванием M_{cr} .

На примере С-образного сечения рассмотрим процедуру вычисления этих величин.

4.2.1. Определение величины $W_{eff,x}$

Вначале для полного сечения следует вычислить нормальные напряжения по осям полок, принимая в крайних волокнах напряжения равные пределу текучести.

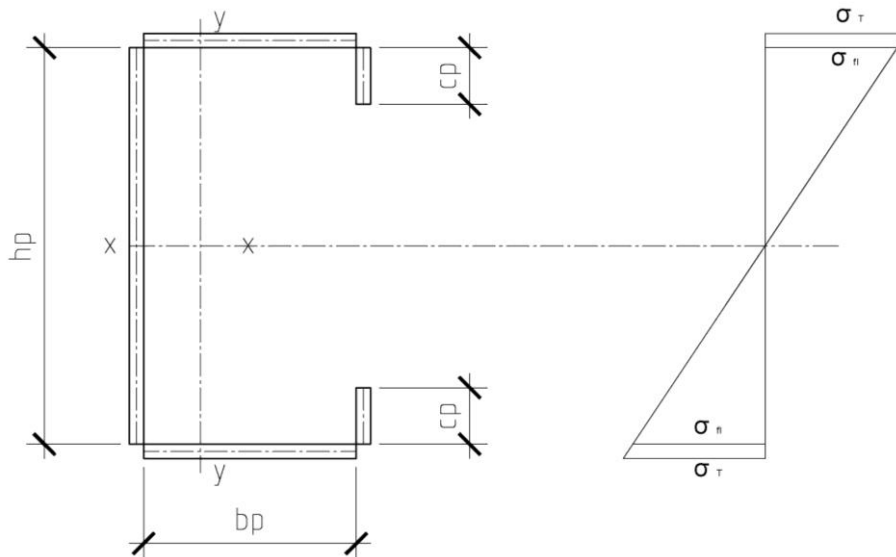


Рис. 4.6. Схема сечения и эпюра напряжения

Нормальные напряжения по осям полок

$$\sigma_{fl} = \sigma_T \frac{h_p + t}{h_p + 2t}.$$

Для каждого элемента сечения определяется эффективная ширина.

Определение эффективной ширины стенки.

Условная гибкость стенки

$$\lambda_{p,w} = \frac{h_p}{t \cdot \pi} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \cdot \sigma_{w,1}}{E \cdot K_\sigma}}, \quad (4.24)$$

где $\sigma_{w,1} = \sigma_T \cdot \frac{h_p}{h_p + 2t}$; $K_\sigma = 23,9$.

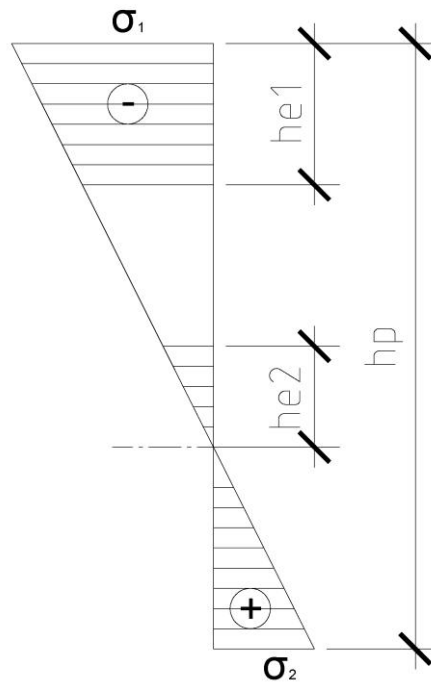


Рис.4.7. К определению коэффициента устойчивости пластины на втором этапе расчета

$$K_\sigma = \begin{cases} 4,0 & \text{при } \psi = 1; \\ \frac{8,2}{1,05 + \psi} & \text{при } 1 > \psi > 0; \\ 7,81 & \text{при } \psi = 0; \\ 7,81 - 6,29 \cdot \psi + 9,78 \cdot \psi^2 & \text{при } 0 > \psi > -1; \\ 23,9 & \text{при } \psi = -1; \end{cases}$$

где $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$.

Редукционный коэффициент

$$\rho_w = \begin{cases} 1,0, & \text{если } \lambda_{p,w} \leq 0,874; \\ \frac{1}{\lambda_{p,w}} - \frac{0,055(3+\psi)}{\lambda_{p,w}^2} & \text{если } \lambda_{p,w} > 0,874. \end{cases} \quad (4.26)$$

Участки стенки:

$$h_t = \frac{h_p}{2}; h_{e1} = 0,4 \cdot \rho_w \cdot h_t; h_{e2} = \rho_w \cdot \frac{h_p}{2} - h_{e1}; h_i = \frac{h_p}{2}(1 - \rho_w). \quad (4.27)$$

Определение эффективной ширины сжатого пояса.

Условная гибкость пояса

$$\lambda_{p,f} = \frac{b_p}{t \cdot \pi} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \cdot \sigma_{f,l}}{E \cdot K_\sigma}},$$

где $K_\sigma = 4,0$, так как $\psi = 1,0$.

Редукционный коэффициент

$$\rho_f = \begin{cases} 1,0, & \text{если } \lambda_{p,f} \leq 0,673; \\ \frac{1}{\lambda_{p,f}} - \frac{0,055(3+\psi)}{\lambda_{p,f}^2} & \text{если } \lambda_{p,f} > 0,673. \end{cases}$$

Эффективный участок полки

$$b_{e1} = 0,5 \cdot \rho_f \cdot b_p.$$

Определение эффективного участка отгиба.

Условная гибкость сжатого отгиба

$$\lambda_{p,c} = \frac{c_p}{t \cdot \pi} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \cdot \sigma_{w1}}{E \cdot K_\sigma}},$$

$$\text{где } K_\sigma = \begin{cases} 0,5 & \text{если } 0,707 \frac{c_p}{b_p} \leq 0,35; \\ 0,5 + 0,83 \sqrt{\left(0,707 \cdot \frac{c_p}{b_p} - 0,35\right)^2}, & \text{если иначе.} \end{cases}$$

Редукционный коэффициент

$$\rho_c = \begin{cases} 1,0, & \text{если } \lambda_{p,c} \leq 0,748; \\ \frac{1}{\lambda_{p,c}} - \frac{0,188}{\lambda_{p,c}^2} & \text{если } \lambda_{p,c} > 0,748. \end{cases} \quad (4.28)$$

Эффективная часть отгиба

$$c_{e1} = \rho_c \cdot c_p.$$

Эффективное (заштрихованное) сечение профиля показано на рис. 4.8, как результат первого этапа расчета по размерам полного сечения. Определяется новое положение центра тяжести по вертикали уже эффективного сечения (ось x_1-x_1).

Размеры эффективных участков сжатых полки и отгиба можно оставить прежними. В соответствии и эпюрой нагружений по рис. 4.8 следует определять новые размеры эффективных участков только на стенке по формулам (4.24), (4.26) и (4.27). При этом коэффициент устойчивости пластины следует определять по формуле

$$K_\sigma = 7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2. \quad (4.29)$$

Следующие уточнение положение оси x_1-x_1 будет несущественным. Поэтому с достаточной степенью точности можно в первом приближении определять эффективный

момент сопротивления $W'_{eff,x1}$ относительно оси x_1-x_1 . Однако это будет только первым приближением для эффективного момента сопротивления рассматриваемого профиля, поскольку при определении эффективных участков сжатой полки предполагались равные условия опирания ее на стенку и на отгиб. Размер отгиба значительно меньше соответствующих размеров стенки. При этом крайовой элемент, смежный с отгибом, не равноценен по устойчивости с крайевым элементом, примыкающим к стенке. Поэтому крайовой элемент с отгибом потеряет устойчивость раньше, и будет происходить искажение сечения аналогично тому, что рассмотрено при центральной сжатии.

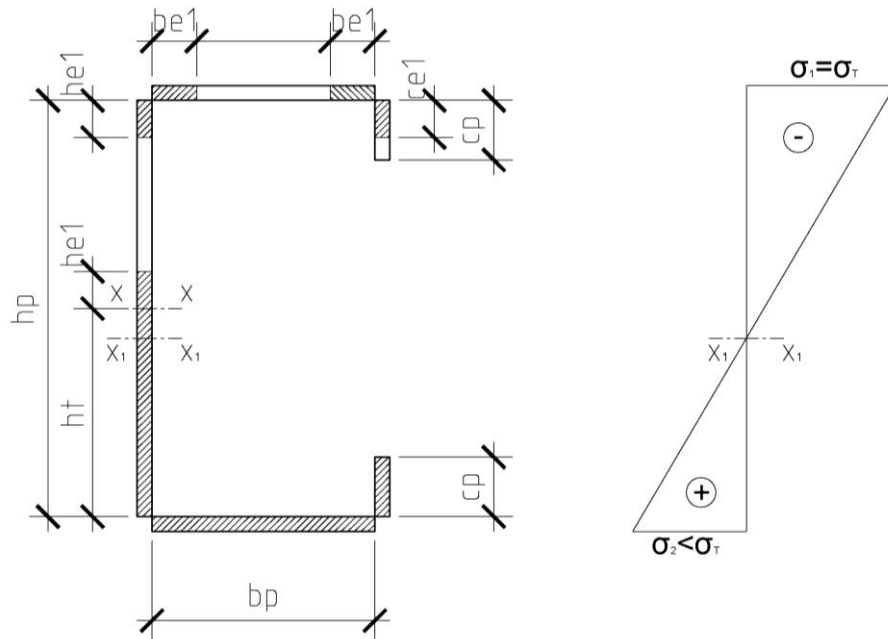


Рис.4.8. Эффективное (редуцированное) сечение профиля при изгибе

Коэффициент снижения несущей способности стержня с учетом искажения сечения χ_d определяется по формулам (4.18), (4.19). Также как и при центральной сжатии уточняется редуцированная толщина t_{red} элемента жесткости.

С учетом уточнения толщины элемента жесткости определяется эффективный момент сопротивления сечения $W'_{eff,x1}$.

4.2.2. Определение упругого критического момента с закручиванием M_{cr} .

M_{cr} определяется на основе характеристик полного сечения и учитывает условия загрузки, фактические распределения момента и поперечные закрепления. Более никаких указаний по определению M_{cr} в Еврокоде 3 не приводится. Проектировщик должен выводить формулу для M_{cr} на основании основополагающих принципов. Однако в некоторых случаях нагрузок теоретического решения для M_{cr} не существует и рекомендуются различные эмпирические и аппроксимирующие формулы. Для частного

случая, когда изгибающий момент по длине балки постоянен, при свободном опирании на концах балки, M_{cr} определяется по формуле [3]

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l} \sqrt{E \cdot J_y \cdot G \cdot J_{кр}} \cdot \sqrt{1 + \pi^2 \frac{E \cdot J_w}{l^2 \cdot G \cdot J_{кр}}}$$

где G – модуль сдвига;

$J_{кр}$ – момент инерции при кручении;

J_w – секториальный момент инерции;

l – пролет балки.

Для учета изменения изгибающего момента между элементами бокового раскрепления, понижающий коэффициент χ_{LT} можно скорректировать следующим образом

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f}; \text{ где } f = 1 - 0,5(1 - K_c)[1 - 2 \cdot (\overline{\lambda_{LT}} - 0,8)^2] \leq 1,0,$$

$$\text{где для стоек } K_c = \frac{1}{1,33 - 0,33\psi}; \psi = \frac{M_2}{M_1}.$$

4.3. Внецентренное сжатие

Внецентренно сжатые стержни проверяют на устойчивость по приближенной формуле без учета взаимодействия продольной силы и момента

$$\frac{N}{N_{b,Rd}} + \frac{M + \Delta M}{M_{b,Rd}} \leq 1,0, \quad (4.32)$$

При совпадении плоскостей для M и ΔM ,

где $N_{b,Rd}$ – по формуле (4.22); $\Delta M = N \cdot e_x (e_y)$.

Возможна также проверка внецентренно сжатых стержней по формуле

$$\left(\frac{N}{N_{b,Rd}} \right)^{0,8} + \left(\frac{M + \Delta M}{M_{b,Rd}} \right)^{0,8} \leq 1,0, \quad (4.33)$$

которая приближенно учитывает взаимодействие между N и M .

По рекомендациям ЦНИИПСК им. Мельникова

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A_{eff}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.34)$$

где φ_e – коэффициент, определяемый по отечественным нормам.

5. Методы расчета ЛСТК по американским нормам (на примере внецентренного сжатия)

Технические условия (USA) AISI предусматривают два метода расчета холодногнутых тонкостенных стержней:

- 1) метод допускаемых нагружений – ASD;
- 2) метод предельный нагрузок – LRFD.

В соответствии с методом ASD напряжения в элементе, вызванные нагрузками, сравниваются с допускаемыми напряжениями

$$[\sigma] = \frac{F_y}{\Omega}, \quad (5.1)$$

где F_y – расчетная (характеристическая) величина напряжений;

Ω – коэффициент безопасности.

Проверка стержня на устойчивость при внецентренном сжатии проводится по формуле

$$\frac{P}{P_n / \Omega_c} + \frac{C_m \cdot M}{\alpha \cdot M_n / \Omega_b} \leq 1,0, \quad (5.2)$$

где P – продольное усилие в стержне;

M – изгибающий момент в стержне;

$$P_n = A_{eff} \cdot F_n; \quad M_n = S_{eff} \cdot F_y;$$

A_{eff} и S_{eff} – эффективные площадь сечения и момент сопротивления, соответственно;

$$\Omega_c = 1,8; \quad \Omega_b = 1,67;$$

F_n – критическая напряжение при общей потере устойчивости стержня, определяемое по формулам

$$\left. \begin{aligned} F_n &= (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y, \text{ при } \lambda_c \leq 1,5 \\ F_n &= (0,877 / \lambda_c^2) \cdot F_y, \text{ при } \lambda_c > 1,5 \end{aligned} \right\} \quad (5.3)$$

где $\lambda_c = \sqrt{F_y / F_e}$; F_e – минимальная величина упругого критического напряжения классических форм потери устойчивости — изгибной, крутильной и изгибно-крутильной.

Например, для изгибной формы потери устойчивости

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2},$$

где λ – гибкость стержня;

$C_m = 0,6 \dots 1,0$ – коэффициент, учитывающий работу стержня в составе рамы (фермы);

α – коэффициент увеличения момента за счет продольной силы P ,

$$\alpha = 1 - \frac{P}{P_{ex} / \Omega_c}; \quad P_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_x}{(\mu \cdot l_x)^2};$$

Метод предельных нагрузок (LRFD) является усовершенствованным методом допускаемых напряжений (ASD). Вместо допускаемых напряжений введено напряжение в виде $\phi \cdot F_y$, где ϕ – коэффициент сопротивления.

Кроме того, введены коэффициенты перегрузки γ_i для каждой i -ой нагрузки, напоминающие отечественные коэффициенты надежности по нагрузке (γ_{fi}).

В соответствии с методом LRFD внецентренно сжатый стержень проверяется на устойчивость по формуле

$$\frac{P}{\phi_c \cdot P_c} + \frac{C_m \cdot M}{\alpha \cdot \phi_b \cdot M_n} \leq 1,0, \quad (5.4)$$

где $\phi_c = 0,85$; $\phi_b = 0,9$ (0,95).

Общим моментом при сравнении американской методики расчета с методикой Еврокода 3 является учет эффективного сечения стержня.

6. Определение критических сил центрально сжатого стержня при различных формах потери устойчивости

Открытые поперечные сечения холодногнутых тонкостенных стальных стержней имеют, по меньшей мере, три полноправных формы потери устойчивости: локальная, с искажением сечения и общая.

При определении эффективных поперечных сечений рассматриваемых стержней Еврокод 3 и нормы AISI составляющие сечение пластинки рассматриваются изолированно друг от друга. Фактически смежные пластинки тонкостенных стержней работают совместно при восприятии нагрузок. Впервые на это обстоятельство обратил внимание американский ученый В.В. Shafer.

В мировой практике обозначились два основных направления по определению критических напряжений холодногнутых тонкостенных стержней:

- использование классических решений для элементов поперечного сечения стержня с последующей корректировкой результатов на основании экспериментальных данных (сюда можно отнести и численное моделирование);
- определение эффективной (редуцированной) площади поперечного сечения стержня, используя экспериментально-теоретические исследования тонких пластин в закритической стадии работы.

Характерный обзор различных методологий расчета ЛСТК первого направления изложен в конкретном (числовом) примере С-образного профиля стержня в отчете: «DesignExamples: ConcentricallyLoadidLippedChannelColum», в котором частично затрагивается и второе направление.

При определении эффективной площади сечения стержня по Еврокоду 3 влияние взаимодействия смежных пластин (например, между стенкой и полкой, полкой и отгибом) на потерю устойчивости всего сечения не учитывается. Кроме того, если сечение профиля содержит краевые или промежуточные элементы жесткости, процесс вычисления эффективных площадей в значительной степени усложняется.

С целью преодоления этих сложностей авторами Б. Шафером и Пекозом из университета Джона Хопкинса (США) был разработан «Метод прямого определения несущей способности» (DirectStrengthMethod).

«Метод прямого определения несущей способности» был включен в качестве Дополнения 1 в Североамериканский стандарт для расчета холодногнутых стальных элементов конструкций в 2004 году. В основе метода лежит отыскание критических напряжений для трех форм потери устойчивости в упругой стадии (общей, локальной и в форме искажения сечения). Если они известны, можно напрямую определить несущую способность стержня из тонкостенного профиля. В расчет вводится полная площадь поперечного сечения. Нет необходимости вычисления эффективных ширин, итерационных вычислений. В то же время учитывается взаимодействие элементов сечения профиля. Определение критических усилий трех форм потери устойчивости в

упругой стадии работы возможно производить в прикладной программе CUFSM методом конечных полос.

Наряду с численным автоматизированным методом Б. Шафер в работе [8] предлагает «ручной» способ расчета. Однако, он применим в основном при проверки устойчивости сечений без элементов жесткости на стенке и полках.

Метод конечных полос является полуаналитическим методом, вариантом метода конечных элементов. Данный метод является одним из наиболее эффективных при исследовании устойчивости холодногнутых тонкостенных стержней в упругой стадии работы.

Метод конечных полос дискретизирует поперечное сечение профиля, тогда как по его длине дискретизация не происходит. Преимущество по сравнению с методом конечных элементов, в котором применяется дискретизация в продольном и поперечном направлениях, заключается в рациональном выборе интерполирующих функций (тригонометрических функций) для перемещений в продольном направлении. Это позволяет затрачивать меньше времени на вычисления.

На основании анализа выше указанного отчета выявлена методология по определению критических напряжений различных наиболее значимых форм потери устойчивости без учета эффективных сечений с целью выявления минимальных значений. При этом рассматривались критические напряжения:

- при общей потери устойчивости;
- при локальной форме потери устойчивости;
- при искажении сечения;
- с учетом взаимодействия локальной и общей форм потери устойчивости;
- с учетом взаимодействия искажения сечения и общей формы потери устойчивости;
- с учетом взаимного влияния локальной и в форме искажения сечения.

1) Критическая сила общей потери устойчивости стержня:

- изгибной формы – см. формулу (4.10),
- крутильной формы – см. формулу (4.11),
- изгибно-крутильной формы – см. формулу (4.12), минимальное из них N_e принимают во внимание.

2) Критическая сила местной (локальной) формы потери устойчивости определяется по формуле

$$N_{cr,l} = A \cdot \sigma_{cr,l}, \quad (6.1)$$

где A – площадь сечения потери устойчивости брутто;

$\sigma_{cr,l}$ – минимальное значение из двух критических напряжений:

- с учетом взаимодействия полки со стенкой

$$\sigma_{cr,fl,w} = K_{fl/w} \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b_p} \right)^2, \text{ где } K_{fl/w} = \left[2 - \left(\frac{b_p}{h_p} \right)^{0,4} \right] \cdot 4 \cdot \left(\frac{t}{b_p} \right)^2;$$

– с учетом взаимодействия полки с отгибом

$$\sigma_{cr,fl,lip} = K_{fl/lip} \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b_p} \right)^2, \text{ где } K_{fl/lip} = -11,07 \left(\frac{c_p}{b_p} \right)^2 + 3,95 \cdot \left(\frac{c_p}{b_p} \right) + 4,0.$$

3) Критическая сила, соответствующая форме потери устойчивости стержня в виде искажения сечения (distortional) определяется по формуле

$$N_{cr,\alpha} = A \cdot \sigma_{cr,d} \quad (6.2)$$

где $\sigma_{cr,d} = \frac{K_{\phi fe} + K_{\phi we}}{K_{\phi fg} + K_{\phi wg}}$ – критические нагружения

$$K_{\phi fe} = \left(\frac{\pi}{L_{cr}} \right)^4 \cdot E \cdot b_p^2 (J_{xf} - J_{xyf}^2) + \left(\frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 \cdot G \cdot J_{fa};$$

$$K_{\phi fg} = \left(\frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 \left\{ A_f \left[b_p \left(\frac{J_{xyf}}{J_{yf}} \right) \left(b_p \frac{J_{xyf}}{J_{yf}} - 2 \cdot y_{of} \right) + h_{xf}^2 + y_{of}^2 \right] + (J_{xf} + J_{yf}) \right\};$$

$$K_{\phi we} = \frac{E \cdot t^3}{6 \cdot h_p (1-\nu^2)}; K_{\phi wg} = \left(\frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 \frac{t \cdot h_p^3}{60};$$

$$L_{cr} = \left[\frac{6 \cdot \pi^4 \cdot h_p \cdot b_p^2 (1-\nu^2)}{t^3} \cdot \left(J_{xf} - \frac{J_{xyf}^2}{J_{yf}} \right) \right]^{1/4};$$

$$A_f = t \cdot (b_p + c_p);$$

$$J_{xf} = \frac{t \cdot (t^2 \cdot b_p^2 + 4 \cdot b_p \cdot c_p^3 + t^2 \cdot b_p \cdot c_p + c_p^4)}{12(b_p + c_p)};$$

$$J_{f,cr} = \frac{1}{3} \cdot t^3 (b_p + c_p); J_{yf} = \frac{t \cdot (b_p^4 + 4 \cdot c_p \cdot b_p^3)}{12(b_p + c_p)}; J_{xyf} = \frac{t \cdot b_p^2 \cdot c_p^2}{4(b_p + c_p)};$$

$$x_{of} = \frac{b_p^2}{2(b_p + c_p)}; h_{xf} = -\frac{b_p (b_p + 2 \cdot c_p)}{2(b_p + c_p)}; y_{of} = -\frac{c_p^2}{2(b_p + c_p)}.$$

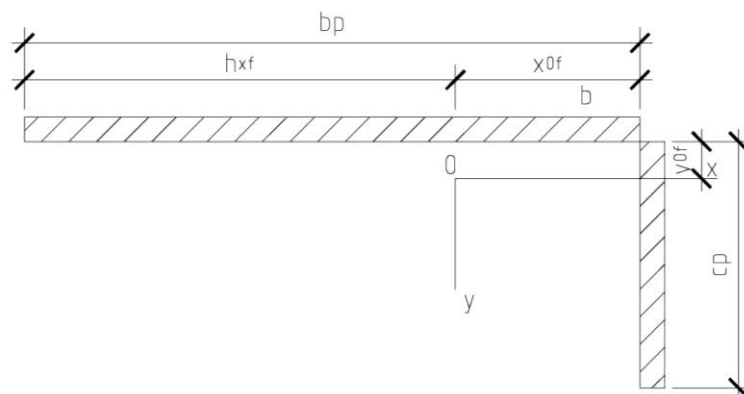


Рис. 6.1. Схема полка-отгиб

4) Критическая сила при взаимодействии общей формы потери устойчивости с формой в виде локальной

$$N_{cr,el} = \begin{cases} N_{ne} & \text{при } \lambda_1 \leq 0,776; \\ \left[1 - 0,15 \left(\frac{N_{cr,l}}{N_{ne}} \right)^{0,4} \right] \cdot \left(\frac{N_{cr,l}}{N_{ne}} \right)^{0,4} \cdot N_{ne} & \text{при } \lambda_1 > 0,776, \end{cases} \quad (6.3)$$

$$\text{где } N_{ne} = \begin{cases} 0,658^{\lambda_c^2} \cdot N_y & \text{при } \lambda_c \leq 1,5; \\ \frac{0,877}{\lambda_c^2} \cdot N_y & \text{при } \lambda_c > 1,5. \end{cases}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{N_y}{N_{cr,e}}}; \quad N_y = A \cdot R_y; \quad \lambda_1 = \sqrt{\frac{N_{ne}}{N_{cr,l}}}$$

5) Критическая сила при взаимодействии общей формы потери устойчивости с формой в виде искажения сечения

$$N_{cr,el} = \begin{cases} N_{ne} & \text{при } \lambda_2 \leq 0,561; \\ \left[1 - 0,25 \left(\frac{N_{cr,d}}{N_{ne}} \right)^{0,6} \right] \cdot \left(\frac{N_{cr,d}}{N_{ne}} \right)^{0,6} \cdot N_{ne} & \text{при } \lambda_2 > 0,561, \end{cases}$$

$$\text{где } \lambda_2 = \sqrt{\frac{N_{ne}}{N_{cr,d}}}$$

6) Критическая сила при взаимодействии потери устойчивости в виде искажения сечения с локальной

$$N_{cr,ld} = \begin{cases} N_{cr,d} & \text{при } \lambda_4 \leq 0,776; \\ \left[1 - 0,15 \left(\frac{N_{cr,l}}{N_{nd}} \right)^{0,4} \right] \cdot \left(\frac{N_{cr,l}}{N_{nd}} \right)^{0,4} \cdot N_{nd} & \text{при } \lambda_4 > 0,776, \end{cases}$$

$$\text{где } N_{cr,d} = \begin{cases} N_y & \text{при } \lambda_3 \leq 0,561; \\ \left[1 - 0,25 \left(\frac{N_{cr,d}}{N_y} \right)^{0,6} \right] \cdot \left(\frac{N_{cr,d}}{N_y} \right)^{0,6} \cdot N_y & \text{при } \lambda_3 > 0,561. \end{cases} \quad \lambda_3 = \sqrt{\frac{N_y}{N_{cr,d}}}; \quad \lambda_4 = \sqrt{\frac{N_{cr,d}}{N_{cr,l}}}$$

Приведенные выше формулы для определения критических сил при различных формах потери устойчивости не содержат эффективных поперечных сечений в отличие от метода Еврокода 3.

Для исследования влияния геометрических параметров сечения на критические усилия различных форм потери устойчивости были рассмотрены стержни С-образного сечения с гибкой стенкой длиной 1,5; 2,0 и 3,0 м, толщиной 1,0; 1,5 и 2,0 мм наиболее распространенных размеров сечений: h=150, 200, 250 и 300 мм; b=50, 75 и 100 мм; c=15 и 25 мм.

Результаты расчетов показаны на рис.6.2 и 6.3.

Самые низкие значения критических напряжений соответствуют локальной форме потери устойчивости, затем форме в виде искажения сечения и при взаимодействии их. Локальная форма потери устойчивости в упругой области не определяет несущую способность стержней длиной до 3 м. Следует считать критерием несущей способности рассматриваемых центральносжатых стержней критическое напряжение, соответствующие потери устойчивости в виде искажения сечения, которые не зависят от длины стержня (короткие стержни). Критические напряжения при искажении сечения увеличиваются при увеличении ширины отгибов и толщины профиля (при постоянной высоте сечения стержня). Для длинных стержней – общая потеря устойчивости, во взаимодействии с искажением сечения.

Приведенная методика позволяет оптимизировать размеры поперечных сечений рассматриваемых стержней. Так, например, если сравнить два профиля С 300x75x25x1 и С 200x75x25x1,5, то у первого профиля: $A_1 \approx 5 \text{ см}^2$ и $\sigma_{cr,crd} = 5,874 \text{ кН/см}^2$; у второго: $A_2 \approx 6 \text{ см}^2$ и $\sigma_{cr,crd} = 18,865 \text{ кН/см}^2$. Увеличение сечения $A_2 / A_1 = 6 / 5 = 1,2$ раза приводит к увеличению критического напряжения при искажении сечения

$$\frac{18,865}{5,874} = 3,2 \text{ раза.}$$

Однако при этом, нельзя забывать про общую потерю устойчивости стержня и во взаимодействии с другими формами потери устойчивости.

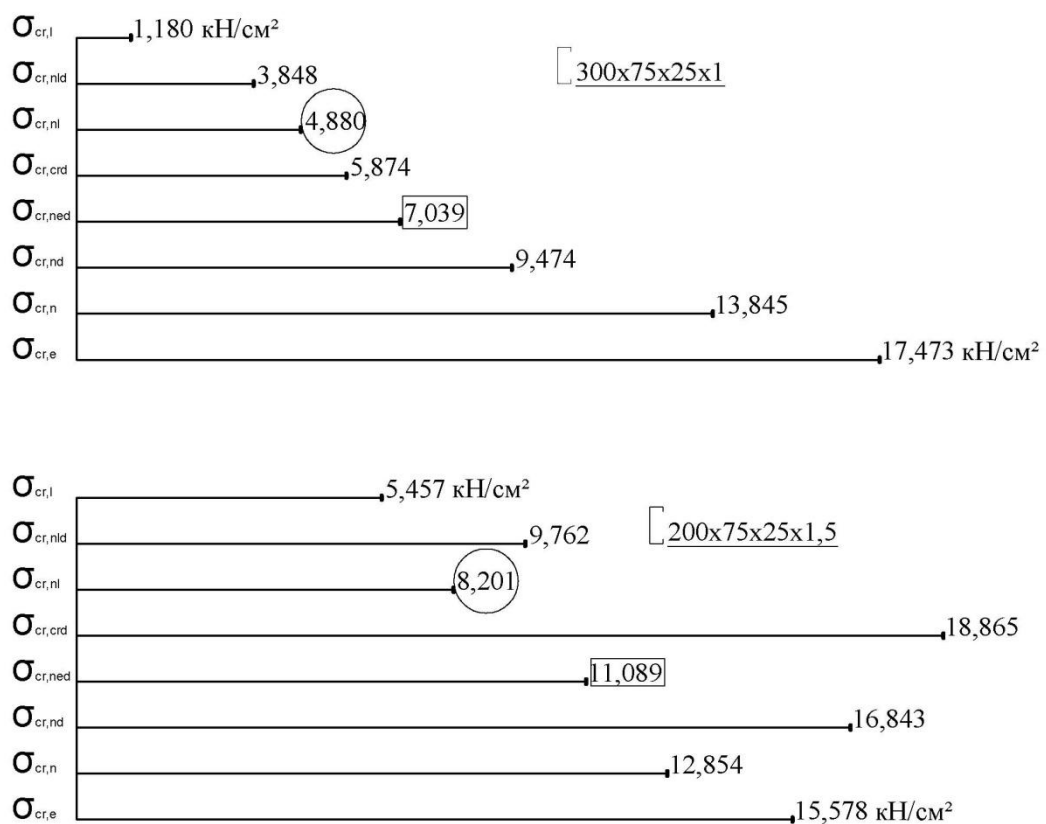


Рис. 6.2. Критические напряжения для разных форм потери устойчивости стержня длиной 2 м

Обозначения, принятые на рис. 6.2:

$\sigma_{cr,l}$ – для локальной формы потери устойчивости;

$\sigma_{cr,nld}$ – при взаимодействии локальной и в виде искажения сечения;

$\sigma_{cr,nl}$ – при взаимодействии локальной и общей формы потери устойчивости;

$\sigma_{cr,crd}$ – при искажении сечения;

$\sigma_{cr,ned}$ – при взаимодействии общей и в виде искажения сечения;

$\sigma_{cr,nd}$ – при искажении сечения с учетом номинальной величины несущей способности;

$\sigma_{cr,n}$ – для общей потери устойчивости с учетом начальных несовершенств;

$\sigma_{cr,e}$ – для общей потери устойчивости без учета начальных несовершенств.

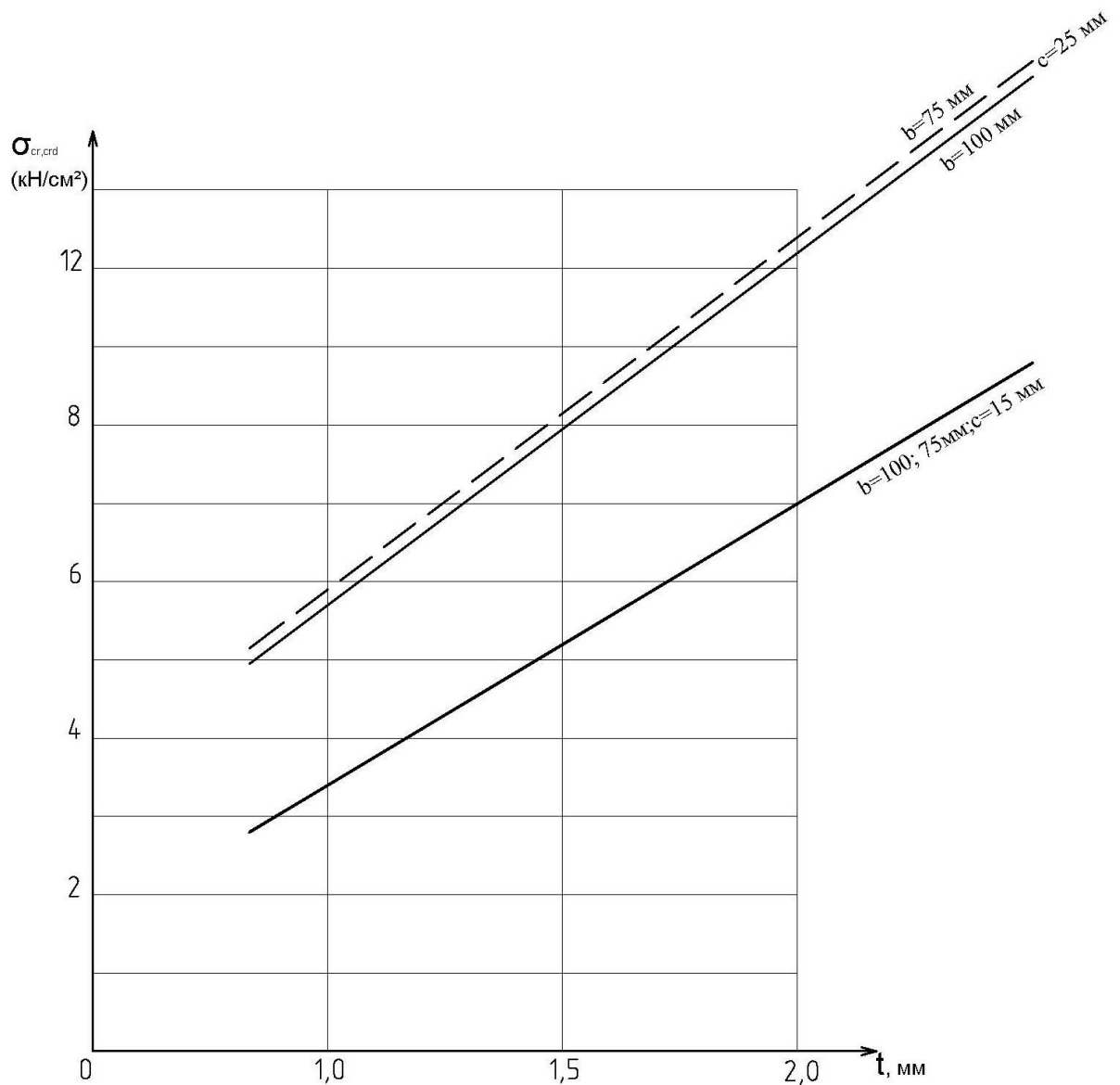


Рис. 6.3. График зависимости $\sigma_{cr,crd}$ от геометрических размеров сечения стержня при $h=300$ мм

У второго профиля при длине стержня 2 м величина критического напряжения для общей формы потери устойчивости с учетом начальных несовершенств сечения составляет

$$\sigma_{cr,n} = 12,854 \text{ кН / см}^2 < \sigma_{cr,crd} = 18,865 \text{ кН / см}^2,$$

которая и будет ограничивать несущую способность стержня. При этом эффект увеличения критического напряжения снижается и составляет

$$\sigma_{cr,n} / \sigma_{cr,crd} = 12,854 / 5,874 = 2,19 \text{ раза.}$$

Критическое напряжение при искажении сечения линейно зависит от толщины профиля (рис. 6.3).

7. Оптимизация размеров С-образного сечения стержня при центральном сжатии с учетом потери устойчивости в виде искажения сечения

Локальная форма потери устойчивости стенки и/или полки профиля не приводит к исчерпанию несущей способности конструктивного элемента. После потери устойчивости по этой форме профиль продолжает нести возрастающую нагрузку, хотя и с меньшей жесткостью.

Учитывая это обстоятельство, было решено рассмотреть вопрос оптимизации сечений тонкостенных профилей с учётом потери устойчивости в виде искажения сечения. В основу оптимизации положено отыскание максимальных напряжений при потере устойчивости в виде искажения сечения и соответствующих им параметров сечения профиля.

Методики Еврокода 3 и Североамериканского стандарта, основывающиеся на теории закритической работы пластин, применимы для расчёта на внецентренное сжатие сечений простой формы без элементов жёсткости на полках и стенках. При наличии в сечении элементов жёсткости трудоёмкость расчёта значительно возрастает.

Кроме того, эти методики не имеют чётких алгоритмов оценки критических напряжений потери устойчивости в виде искажения сечения, а также игнорируют взаимодействие смежных элементов сечения и его влияние на устойчивость сечения в целом.

Метод прямого определения несущей способности лишён вышперечисленных недостатков. Он имеет ясную методику оценки формы потери устойчивости в виде искажения сечения, которая является определяющей для большинства профилей с элементами жёсткости. В расчёт вводится полная площадь поперечного сечения. В то же время учитывается взаимодействие элементов сечения профиля. После определения критических сил потери устойчивости методом конечных полос можно напрямую определить расчётную несущую способность стержня при центральном сжатии и изгибе, и использовать её в стандартной формуле Североамериканского стандарта.

Таким образом, метод прямого определения несущей способности является на сегодняшний день оптимальным для расчёта стержней из тонкостенных холодногнутых профилей на внецентренное сжатие.

Расчёт следует производить в формате LRFD, являющимся аналогом метода расчёта по предельным состояниям, применяемого в отечественных нормах и Еврокоде 3.

В качестве метода решения задачи был выбран «Метод прямого определения несущей способности». Этот метод обладает рядом преимуществ, делающих его применимым для оптимизации сечений тонкостенных профилей.

Были смоделированы сечения профилей со следующими геометрическими параметрами:

- высота сечения $h=200; 250; 300$ мм;
- ширина полки $b= 50—130$ мм;

- размер отгиба $c=15; 20; 25$ мм;
- толщина профиля $t=1,0; 1,5; 2,0; 2,5$ мм.

Исследовались два вида сечений профилей: с элементом жесткости (жесткое) и без него (нежесткое) (рис. 7.1).

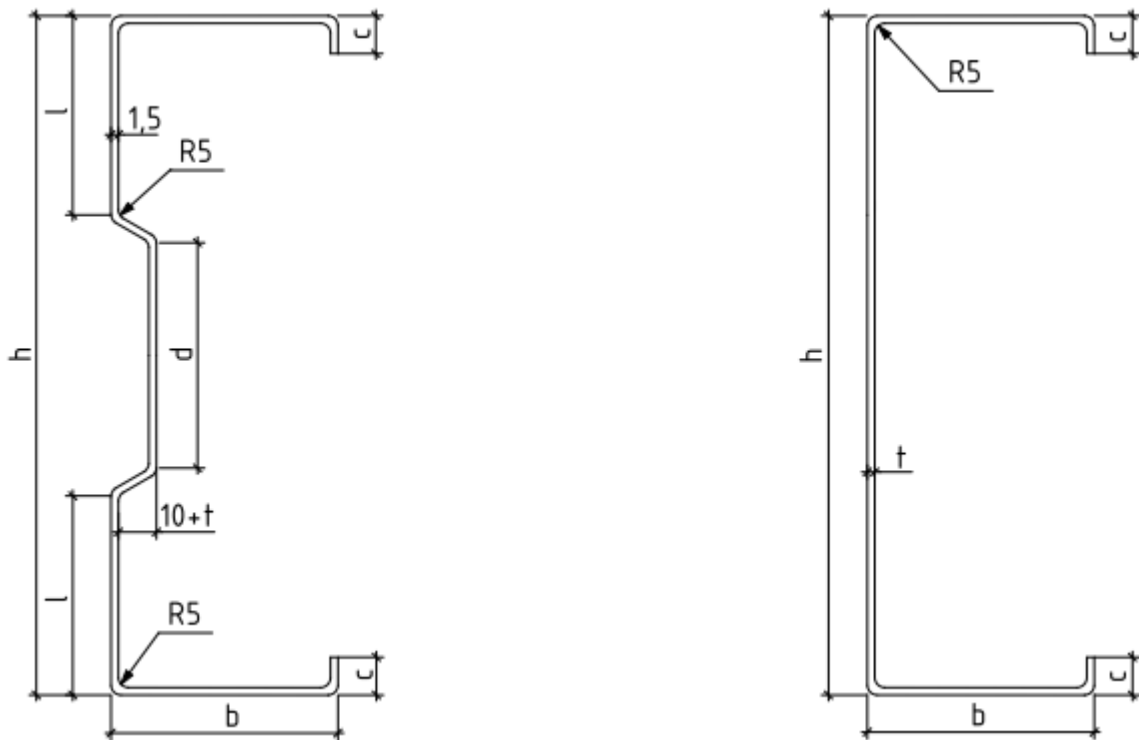


Рис. 7.1 Сечения жесткого и нежесткого С – образного профилей.

Анализ упругой стадии работы производился в пакете CUFSM. Следуя методике «Прямого метода определения несущей способности» для случая внецентренного сжатия определялись отдельно номинальная несущая способность при центральном сжатии P_{nd} и номинальная несущая *способность при* изгибе M_{nd} . Для этого сначала в пакете CUFSM определялись критическая сила для потери устойчивости при искажении сечения P_{crd} и критический момент для потери устойчивости при искажении сечения M_{crd} . Затем по известным формулам в пакете MathCAD производилось вычисление величин P_{nd} и M_{nd} .

На основании полученных результатов для выявления оптимальных параметров сечения профилей строились графики вида $\sigma_{nd} = f\left(\frac{b}{t}\right)$, $\sigma_{nd} = f\left(\frac{b}{h}\right)$, $\sigma_{nd} = f\left(\frac{c}{b}\right)$, где σ_{nd} — напряжение при потере устойчивости в виде искажения сечения.

Интенсивность прироста геометрических характеристик профиля опережает прирост несущей способности для всех исследованных величин полок. Учитывая это, а также то обстоятельство, что при исследовании максимальных значений несущей способности для случаев центрального сжатия и изгиба, соответствующие геометрические параметры сечений профилей были близки, было решено далее при оптимизации сечений профилей опираться на результаты расчёта только для случая центрального сжатия.

Согласно нормам Eurocode 3 часть 1-3 и AISI Specification для профилей с одиночным отгибом должно выполняться условие $\frac{b}{t} \leq 60$.

В таблице 7.1 приведены значения оптимальных параметров $\frac{b}{t}$ и $\frac{b}{h}$.

Таблица 7.1 Максимальные значения напряжений потери устойчивости в виде искажения, сечения и соответствующие им параметры $\frac{b}{t}$ и $\frac{b}{h}$.

h, мм	c, мм	t, мм	Несущая способность при центр. сжатии $P_{nd}, кН$	Напряжения по сечению $\sigma_{nd}, \frac{кН}{см^2}$	b, мм	$\frac{b}{t}$	$\frac{b}{h}$
200	15	1,0	57,72	16,70	55	55	0,275
		1,5	110,11	20,70	60	40	0,3
		2,0	169,00	23,94	60	30	0,3
200*	15	1,0	42,58	11,96	65	65	0,325
		1,5	78,63	15,46	70	47	0,35
		2,0	129,20	18,36	65	33	0,325
250	20	1,0	58,90	13,83	60	60	0,24
		1,5	113,20	17,60	70	47	0,28
		2,0	179,90	20,78	70	35	0,28
250*	20	1,0	45,64	10,74	70	70	0,28
		1,5	92,14	13,84	80	53	0,32
		2,0	144,10	16,30	80	40	0,32
300	20	1,5	115,30	15,23	80	53	0,267
		2,0	181,20	18,01	80	40	0,267
		2,5	255,00	20,32	80	32	0,267
300*	20	1,5	89,35	11,37	95	63	0,317
		2,0	145,10	13,63	100	50	0,333
		2,5	207,30	15,65	100	40	0,333

Примечание: 200*, 250*, 300* — профили без элемента жёсткости на стенке.

Анализируя данные таблицы 7.1 можно заключить что требуемые оптимальные размеры полки и отгиба для нежёстких профилей больше, чем для жёстких.

Оптимальная ширина полки для жёстких профилей составляет $(0,24 - 0,3)h$, для нежестких — $(0,28 - 0,33)h$.

Слишком узкие и слишком широкие полки ведут к низким значениям напряжений при потере устойчивости в виде искажения сечения.

Известно, что потеря устойчивости в виде искажения сечения определяется крутильной жёсткостью соединения стенка/полка. При малой величине полки жёсткость соединения полка-стенка мала, что и обуславливает низкие значения напряжений. При чрезмерно большой ширине полки важное значение имеет размер отгиба,

обеспечивающего её устойчивость. Если величина отгиба недостаточна, то большая ширина полки также обуславливает низкие напряжения потери устойчивости.

При увеличении высоты профиля величина напряжений потери устойчивости в виде искажения сечения уменьшается. Очевидно, более гибкая стенка обеспечивает и меньшую крутильную жёсткость соединения стенка/полка.

Таблица 7.2. Прирост несущей способности при увеличении размера отгиба

Наименование профиля	Размер отгиба с, мм	$\frac{c}{b}$	Площадь сечения, см ²	Прирост площади, %	Несущая способность P_{nd} , кН	Прирост несущей способности, %
200-1,0	15	0,273	3,46	2,9	57,72	0,43
	20	0,364	3,56		57,97	
200-1,5	15	0,25	5,32	2,8	109,98	0,12
	20	0,333	5,47		110,11	
200-2,0	15	0,25	7,06	2,8	169,00	0,47
	20	0,333	7,26		169,80	
200-1,0*	15	0,23	3,56	2,8	42,58	16,70
	20	0,308	3,66		49,72	
200-1,5*	15	0,214	5,46	2,7	84,40	13,50
	20	0,286	5,61		95,82	
200-2,0*	15	0,231	7,04	2,8	129,20	11,90
	20	0,308	7,24		144,60	
250-1,0	15	0,25	4,06	2,5	57,13	0,70
	20	0,333	4,16		57,52	
250-1,5	15	0,214	6,37	2,4	112,34	0,74
	20	0,286	6,52		113,17	
250-2,0	15	0,214	8,46	2,4	175,20	2,68
	20	0,286	8,66		179,90	
250-1,0*	15	0,188	4,16	2,2	40,84	11,80
	20	0,286	4,25		45,64	
250-1,5*	15	0,188	6,51	2,3	79,73	—
	20	0,25	6,66		116,82	
250-2,0*	15	0,188	8,64	2,3	125,75	14,60
	20	0,25	8,84		144,06	
300-1,5	20	0,25	7,57	2,0	115,30	0,43
	25	0,312	7,72		115,80	
300-2,0	20	0,25	10,06	2,0	181,20	1,00
	25	0,312	10,26		183,00	
300-2,5	20	0,25	12,55	2,0	255,00	1,00
	25	0,312	12,80		257,60	
300-1,5*	20	0,21	7,86	1,9	89,35	13,30
	25	0,263	8,00		101,20	
300-2,0*	20	0,2	10,64	1,9	145,10	12,00
	25	0,25	10,84		162,50	
300-2,5*	20	0,2	13,75	1,9	207,30	11,20
	25	0,25	13,50		230,60	

Согласно нормам Eurocode 3 часть 1-3 и AISISpecification для обеспечения достаточной жёсткости и предотвращения преждевременной потери устойчивости отгибов должно соблюдаться соотношение $0,2 < \frac{c}{h} < 0,6$.

Данные, иллюстрирующие эффект увеличения размера отгиба для исследованных профилей, приведены в таблице 7.2.

Анализируя данные таблицы 7.2 можно заключить, что прирост несущей способности в процентах за счёт увеличения размера отгиба больше для профилей без элемента жёсткости на стенке. В среднем для исследованных нежёстких профилей увеличение площади на 2-3% вследствие увеличения отгиба приводило к увеличению несущей способности на 12—17%. Для жёстких профилей при той же величине прироста площади сечения прирост несущей способности был несущественным и составлял 0,12—2,7%.

Для большинства профилей оптимальная величина отношения $\frac{c}{b}$ находится в пределах от 0,2 до 0,31.

Также следует отметить, что в силу положительного влияния увеличения размера отгибов на несущую способность при искажении сечения рационально было бы применять отгибы больших размеров, чем применяются производителями профилей сегодня, но с соблюдением нормируемого отношения $\frac{c}{t} \leq 50$.

7.1. Влияние элемента жесткости на стенке профиля на его несущую способность

Сравним несущую способность жестких и нежёстких профилей. В таблице 7.3 приведены значения прироста несущей способности «жёстких» профилей по сравнению с «нежёсткими». Значения несущей способности взяты в соответствии с точками максимумов на графиках $\sigma_{nd} = f\left(\frac{b}{t}\right)$ для жестких профилей, то есть для профилей с одинаковыми высотой сечения, шириной полки и размером отгиба.

Анализируя данные таблицы 7.3 можно заключить, что наличие элементов жесткости на стенке профиля обеспечивает существенное повышение несущей способности и позволяет экономить сталь, причем, чем меньше толщина металла профиля, тем более выражен эффект от элемента жесткости. Расход стали за счет наличия на стенке элемента жесткости больше в среднем на 2-3%.

Следует отметить, что для профилей без элементов жёсткости при максимальных величинах полки не достигается несущая способность, которую имеют жёсткие профили с минимальными по размеру полками. Если исходить из условия равнопрочности, можно привести пример: несущая способность профиля высотой 250 мм с полкой 110 мм толщиной 1,5 мм составляет 98,8 кН, что равно несущей способности аналогичного жесткого профиля с полкой размером 50 мм. Расход стали на жёсткий профиль в данном случае меньше на 22 %. Экономия стали для остальных исследованных профилей составляет также около 20 %.

**Таблица 7.3. Сравнение несущей способности профилей
с элементом жесткости на стенке и без него**

h, мм	t, мм	Несущая способность при центр.сжатии, P_{nd} , кН	Площадь сечения, А, см ²	Прирост площади, %	Прирост несущей способности, кН	Прирост несущей способности, %
200	1,0	57,72	3,46	2,9	18,51	47
200*		39,21	3,36			
200	1,5	110,11	5,32	3,1	31,47	40
200*		78,63	5,16			
200	2,0	169,00	7,06	3,2	44,70	36
200*		124,30	6,84			
250	1,0	57,50	4,16	2,7	15,60	41
250*		40,79	4,05			
250	1,5	113,20	6,52	2,5	26,80	31
250*		86,40	6,36			
250	2,0	179,90	8,66	2,6	44,10	33
250*		135,80	8,44			
300	1,5	115,30	7,57	2,1	33,36	41
300*		81,94	7,41			
300	2,0	181,20	10,06	2,2	50,30	38
300*		130,90	9,84			
300	2,5	255,00	12,55	2,4	67,60	36
300*		187,40	12,25			

7.2. Анализ полученных результатов

На основании таблиц 7.1, 7.2 можно составить таблицу оптимальных параметров сечений для исследованных профилей (табл. 7.4).

Анализируя данные таблицы 7.4, можно видеть, что полученный сортамент профилей с оптимальными параметрами сечения позволяет рационализировать выбор сечения в соответствии с требуемой несущей способностью. Так, вместо нежесткого профиля 300-100-2,0 (300 мм — высота сечения профиля, 100 мм — ширина полки, 2,0 — толщина профиля) с несущей способностью 162,5 кН при меньшем на 35 % расходе металла можно применить профиль высотой 200-60-2,0 с несущей способностью 169 кН; вместо профиля 300-95-1,5 с $P_{nd} = 101,2$ кН профиль 200-60-1,5 с $P_{nd} = 110,1$ кН при расходе стали меньше на 33,5 % и т.д.

По результатам проведённого исследования можно сделать следующие выводы:

- 1) Требуемые оптимальные размеры полки и отгиба для нежестких профилей больше, чем для жестких. Оптимальная ширина полки для жестких профилей составляет $(0,24-0,3)h$, для нежестких — $(0,28-0,33)h$. Оптимальный размеры отгиба $(0,22-0,3)b$.
- 2) Эффект увеличения несущей способности при увеличении размера отгиба более выражен для нежестких профилей. При прочих равных размерах сечения эффективным способом повышения несущей способности нежестких профилей

является увеличение размера отгиба. Рационально было бы выпускать профили с отгибами больших размеров, чем применяются в практике проектирования сегодня.

- 3) При прочих равных размерах сечения наличие элемента жёсткости на стенке профиля обеспечивает существенное повышение несущей способности, причём, чем меньше толщина металла профиля, тем более выражен этот эффект. Экономия стали по сравнению с нежёсткими профилями составляет порядка 20 %, несущая способность выше на 30–45 %.

Таблица 7.4 Оптимальные параметры сечений профилей

$\frac{h}{t}$	h, мм	t, мм	c, мм	b, мм	Площадь сечения, см ²	$\frac{b}{t}$	$\frac{b}{h}$	$\frac{c}{b}$	Несущая способность при центр.сжатии P_{nd} , кН
200	200	1,0	15	55	3,46	55	0,275	0,273	58
133		1,5		60	5,32	40	0,3	0,25	110
100		2,0		60	7,06	30	0,3	0,25	169
200	200*	1,0	20	65	3,66	65	0,325	0,308	50
133		1,5		70	5,61	47	0,35	0,286	96
100		2,0		65	7,24	33	0,325	0,308	145
250	250	1,0	15	60	4,06	60	0,24	0,25	57
167		1,5		70	6,37	47	0,28	0,214	112
125		2,0		70	8,46	35	0,28	0,214	175
250	250*	1,0	20	70	4,25	70	0,28	0,286	46
167		1,5		80	6,66	53	0,32	0,25	92
125		2,0		80	8,84	40	0,32	0,25	144
200	300	1,5	20	80	7,57	53	0,267	0,25	115
150		2,0		80	10,06	40	0,267	0,25	181
120		2,5		80	12,55	32	0,267	0,25	255
200	300*	1,5	25	95	8,00	63	0,317	0,263	101
150		2,0		100	10,84	50	0,333	0,25	163
120		2,5		100	13,50	40	0,333	0,25	231

Для практических целей представляет интерес разметов полуволн при локальной и в виде искажения форм потери устойчивости стержней С-образного профиля при центральном сжатии. С этой целью рассмотрим С-образные нежесткие профили следующих размеров:

h = 150, 200, 250 и 300 мм;

b = 50, 75 и 100 мм;

c = 15 и 25 мм;

t = 1,0; 1,5; и 2,0 мм.

Длины волн при локальной форме потери устойчивости определены по программе CUFSM (Б. Шафера), основанной на конечно-полосном анализе. В результате анализа установлено, что относительную длину полуволны можно определить по формуле

$$\lambda_{loc} = 0,77 \cdot h_p \quad (7.1)$$

Длины полуволн ($L_{cr,ds}$), а также критические напряжения локальной формы потери устойчивости ($\sigma_{loc,ds}$) и в виде искажения сечения ($\sigma_{cr,ds}$) были вычислены по программе в Matlab. Результаты вычислений приведены в табл. 7.5 и разделены на 2 группы: для $L_{cr,ds} \leq 60$ см; $L_{cr,ds,min} = 36,2$ см; для $L_{cr,ds} \geq 100$ см; $L_{cr,ds,max} = 151,1$ см;

На величину $L_{cr,ds}$ существенным образом оказывает влияние толщина профиля.

7.3. Результаты, полученные в MATLAB ($l = 2$ м)

Таблица 7.5 Геометрические и критические характеристики стержней

№	h, мм	t, мм	c, мм	b, мм	$\sigma_{кр,loc}$, кН/см ²	$\sigma_{кр,ds}$, кН/см ²	$Z_{кр,ds}$, см
$L_{cr,ds} \leq 60$ см							
1	150	1	15	50	4,487	14,482	60,0
2	150	1,5	15	50	10,096	22,714	49,5
3	200	1,5	15	50	5,972	12,936	53,2
4	200	2	15	50	10,617	18,114	46,2
5	200	2	15	75	9,864	16,961	58,4
6	250	1	15	30	1,873	3,170	51,0
7	250	1,5	15	30	4,214	5,070	41,7
8	250	1,5	15	50	3,954	7,420	56,2
9	250	2	15	30	7,500	7,200	36,2(min)
10	250	2	15	50	7,030	10,440	48,8
11	300	1	15	30	1,326	1,770	53,4
12	300	1,5	15	30	2,980	2,843	43,7
13	300	1,5	15	50	2,815	4,432	58,8
14	300	2	15	50	5,010	6,260	51,1
$L_{cr,ds} \geq 100$ см							
15	150	1	25	75	4,111	17,069	107,6
16	200	1	25	75	2,466	12,261	115,6
17	250	1	15	100	1,557	4,667	102,1
18	250	1	25	75	1,647	8,550	122,2
19	250	1	25	100	1,557	7,738	144,3
20	250	1,5	25	75	3,710	13,190	100,0
21	250	1,5	25	100	3,504	11,910	117,9
22	250	2	25	100	6,230	16,290	102,3
23	300	1	15	100	1,125	3,430	106,9
24	300	1	25	75	1,180	5,874	127,9
25	300	1	25	100	1,122	5,822	151,1(max)
26	300	1,5	25	75	2,654	9,080	104,5
27	300	1,5	25	100	2,520	8,980	123,5
28	300	2	25	100	4,490	12,310	107,0

8. Конструирование и расчёт стержней и узлов конструкций из ЛСТК

Применение одиночных тонкостенных стержней открытого профиля в балочных, ферменных, рамных конструкциях оказывается нерациональным из-за низкой крутильной жесткости моносимметричных сечений и малой площади сечений. Составные сечения, симметричные относительно двух осей координат более эффективны по несущей способности. Изучение материалов по исследованию работы составных сечений из тонкостенных профилей показывает, что подобные работы практически отсутствуют.

Малочисленные натурные испытания ферменных конструкций подтверждают, что локальное соединение ветвей (составного сечения) наиболее нагруженных стержней фермы (сжатые пояса и опорные раскосы) в промежутке между узлами не обеспечивает их совместную работу. Ветви поясов работают как отдельные сжато-изогнутые в двух плоскостях элементы, которые испытывают пространственные деформации между узлами фермы. При этом даже при узловой нагрузке на ферму в сечении поясов нормальные напряжения распределяются крайне неравномерно. Подобные результаты наблюдались в нескольких случаях натурных испытаний ферм.

Автоматизированный расчёт металлических стержневых конструкций из тонкостенных гнутых профилей на прочность, устойчивость и жесткость в настоящее время проводится на базе программных комплексов (например, SCAD), в которых для корректного численного моделирования сечения предлагается заменять составное сечение сплошным сечением, чьи характеристики вычисляются по координатам центральных линий элементов-участков поперечного сечения (при условии обеспечения совместной работы профилей, составляющих сечение стержня).

Такой подход вносит существенные погрешности в вычисляемые геометрические параметры сечения, а так же порождает проблему адекватности работы модели составного сечения его реальному поведению под нагрузкой.

В частности, изменяются моментные характеристики, в том числе секториальный момент инерции, так как при задании координат центральных линий участков одиночных толщин и участков-пакетов, лежащих на одной вертикали (или горизонтали), неизбежна операция перекоса общей толщины смежных элементов к центральной линии участка одиночной толщины (рис. 8.1а). Такой участок всегда занимает крайнее положение, так как принадлежит профилю, охватывающему основную часть составного сечения в виде двутавра или замкнутого прямоугольника.

Другим примером возникновения неточности моделирования является объединение толщин участков в местах сгиба, которые не могут быть смежными из-за разных радиусов (например, внешний 5 мм, а внутренний – 3 мм), что и порождает дополнительную площадь (рис. 8.1б). Подобная же площадь сечения появляется, когда объединенные стенками С-образные (швеллеро-образные) сечения усиливаются на полках, например, другими швеллерами. За счёт скругления при переходе со стенки на полку основного С-образного профиля образуются криволинейные треугольники между

этими кривыми и прямыми от стенки элементов усиления. Их площади так же являются дополнительными.

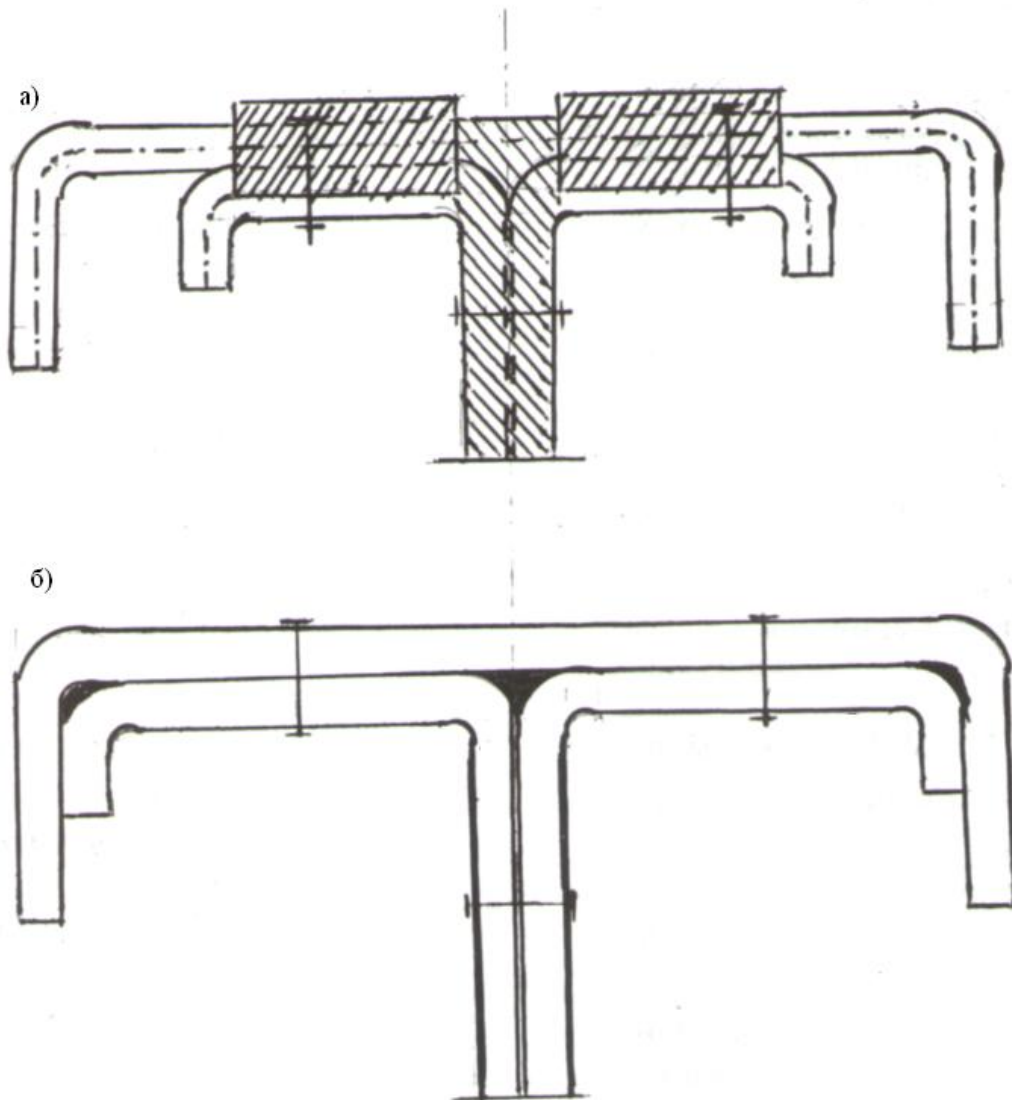


Рис. 8.1. Моделирование составных сечений холодногнутых тонкостенных стержней.

Важно отметить, что все эти площади находятся на максимальном удалении от центров изгибов и кручения.

Оценка появляющейся погрешности на примере комплекта профилей с характерными размерами (высота профиля 100, 120, 150, 200 и 250 мм, толщина 1,2; 1,5; 2,0 и 2,5 мм) показала, что величина ошибки вычисляемых характеристик составных сечений различных конфигураций соизмерима с изменениями этих характеристик, обусловленных изменением толщины в пределах одного шага, т.е. от 0,3 до 0,5 мм.

Кроме того, объединение стенок и полок составного сечения в одну толщину приводит так же к утрате контроля за поведением смежных плоских элементов при потере устойчивости, так как действительная работа составного сечения предполагает только точечный контакт этих элементов в местах их соединения самонарезающими винтам,

заклёпками или болтами и, как следствие, возможность местной потери устойчивости независимо друг от друга.

В целях обеспечения совместной работы элементов составного сечения, по-видимому, шаг точечных контактов не должен превышать соответствующей критической длины местной потери устойчивости. Так, например, длина полуволны локальной формы потери устойчивости не превышает $0,77 \cdot h_p$ (h_p – расчетная ширина сечения пластинки рассматриваемого профиля). Предлагаемый шаг точечных контактов [10] для сжатых элементов равный 300 мм будет соответствовать стенке профиля высотой не менее 400 мм независимо от других размеров составляющих сечение. Поскольку методика расчёта по Еврокоду 3 разрешает локальную местную потерю устойчивости стержня ЛСТК, то при определении шага самонарезающих винтов или заклёпок не следует учитывать размеры полуволн локальной потери устойчивости.

Очевидно, что шаг точечных контактов следует увязать с критической длиной полуволны стержня при потере устойчивости в виде искажения сечения. Поэтому можно рекомендовать назначать размеры шага точечных контактов в соответствии с табл. 7.5.

Для изучения напряженно-деформированного состояния конструкции из ЛСТК необходимы натурные испытания, которые в настоящее время крайне редко проводятся.

Лаборатория холодноформованных профилей и конструкций ЦНИИПСК им. Мельникова разработала методику натурных испытаний стальной фермы пролётом 15 м (рис. 8.2.) из гнутых профилей, изготовленной ООО «Нева-Профиль» [29]. Экспериментально-теоретические исследования работы этой фермы выполнены совместно с кафедрой металлоконструкций и испытаний сооружений Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета.

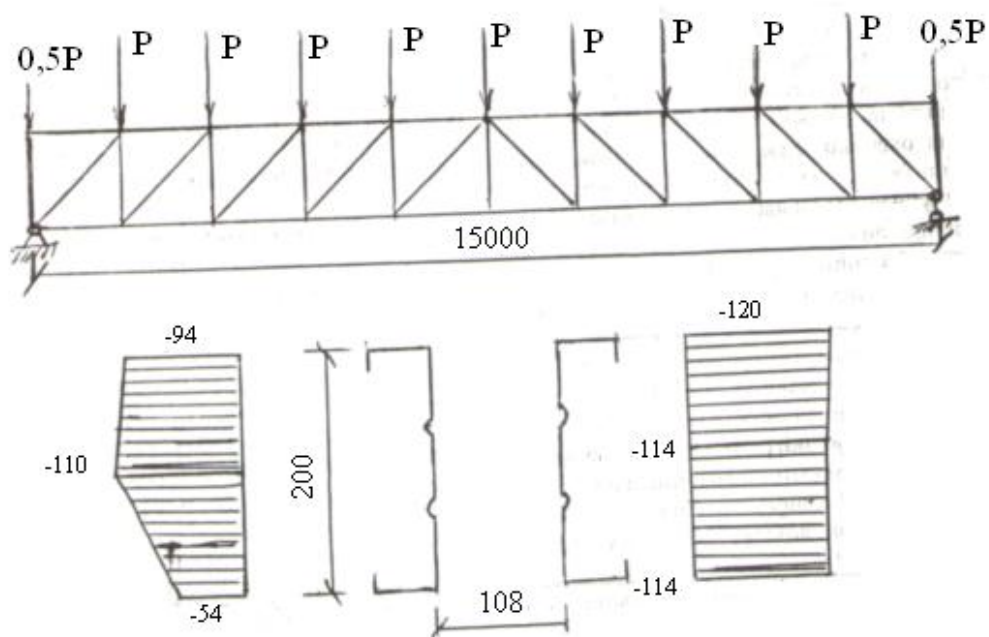


Рис. 8.2 Схема фермы и эпюра нормальных напряжений в сечении верхнего пояса.

Ветви поясов фермы из С-образных профилей соединялись по длине через 500 мм отрезками из швеллера, что не обеспечило совместную работу ветвей. Сжатый пояс потерял общую устойчивость при нагрузке составляющую 80 % её расчетного значения.

В Липецком государственном техническом университете была выполнена диссертация Семёновым А.С. на тему: «Ферма из холодногнутых профилей повышенной жесткости с болтовыми соединениями», в которой отражены результаты натурного эксперимента с фермой пролётом 18 м [25].

Целями испытания фермы явились (рис. 8.3):

- 1) Изучение влияния способа передачи сосредоточенной нагрузки в узлах на несущую способность профилей верхнего пояса;
- 2) Изучение влияния податливости болтовых соединений на несущую способность и деформативность фермы;
- 3) Изучение характера разрушения конструкции.

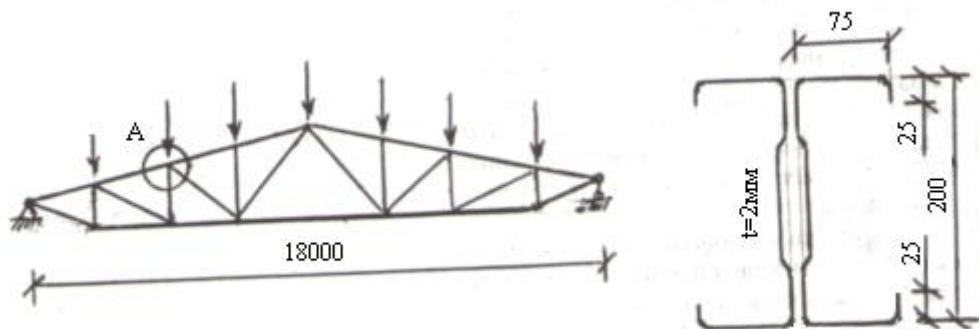


Рис. 8.3 Схема ферм и сечение верхнего пояса.

Все элементы фермы выполнены в виде спаренных С-образных профилей повышенной жесткости, соединенных в узлах через фасонки толщиной 6 мм на болтах (рис. 8.4).

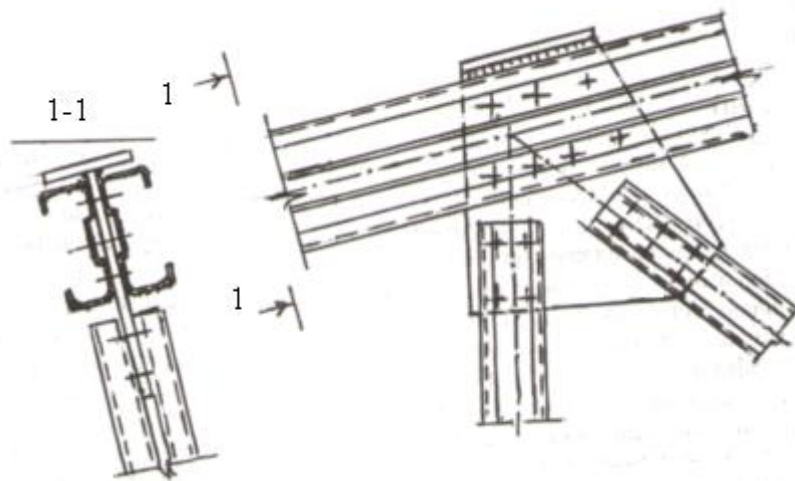


Рис. 8.4 Узел А.

Первая серия испытаний показала, что передача сосредоточенной нагрузки в узлах верхнего пояса через тавровое сечение фасонки предотвращает смятие полок профилей, т.е. получается более рациональный узел.

Испытание фермы до разрушения выявило причину потери несущей способности фермы – потеря устойчивости полок верхнего пояса вблизи промежуточного узла. При дальнейшем нагружении волнообразные деформации верхних полок распространились вдоль всего элемента. Следует заметить, что вначале потеряли устойчивости только верхние полки профилей, а нижние нет. Очевидно, объяснение этому – влияние узлового момента.

Фактическое предельное состояние фермы вызванное потерей устойчивости полок профилей верхнего пояса, оказалось на 22 % меньше в сравнении с полученной при расчете по СНиП II-23-81*.

Автор (Семенов А.С.) утверждает, что экономическая эффективность применения конструкции покрытия из холодногнутых профилей повышенной жесткости по сравнению с конструкциями из гнутосварных профилей составляет 10,5%.

Испытание фермы пролётом 24 м, проведенные в п. Первомайский Тульской области в 2010 году так же показало не обеспеченность совместной работы ветвей составных стержней (фото 1-3).

В строительных несущих конструкциях ЛСТК применяют в виде балок (в том числе и прогонов), стропильных ферм с шарнирным опиранием в опорных узлах, рам со сплошными или сквозными сечениями элементов (стоек и ригелей).

Жесткое сопряжение фермы с колоннами позволяет уменьшить сечения элементов стержней фермы, но при этом колонны будут воспринимать дополнительный изгибающий момент.

В ЦНИИПСК им. Мельникова были разработаны проекты рам с пролётами: 6, 9, 12 и 15 м (рис 8.5) и шагом 3; 4.5 или 6 м [12].

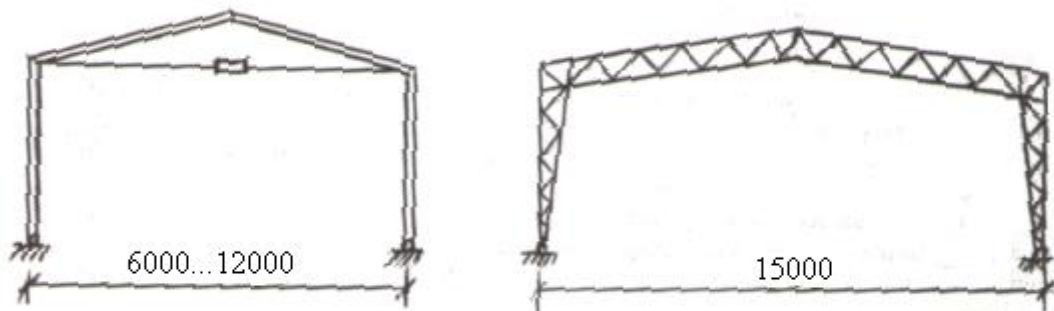


Рис 8.5 Типы рам ЦНИИПСК.

Рамы со сплошными сечениями элементов выполняют из спаренных гнутых профилей С-образного сечения высотой от 220 до 280 мм. Предварительное напряжение в затяжке значительно усложняет монтаж и эксплуатацию каркаса. Профили, образующие

стойки и ригель рамы, соединяются между собой на болтах М16 через фасонки толщиной 8-10 мм.

Крестовые связи в плоскостях нижних поясов ригелей, а так же вертикальные связи по стойкам рам выполняют из стальных прутков диаметром 12 мм, установленных с натяжением в узлах их закрепления по концам.

В 2006 г. фирма «ВЕНТАЛ» («SPIDER-V-01-18x6,0-01») выпустила проект здания пролётом 18 м из оцинкованных гнутых профилей, каркасом которого являются предварительно напряженные рамы с элементами сплошного сечения, похожие на рамы ЦНИИПСК. Шаг рам составляет 3,0 м (для III снегового района и 2,2 м для IV снегового района). Сопряжение колонн с фундаментом – жесткое или шарнирное в зависимости от высоты рамы.

Для крепления элементов каркаса между собой применяются винты-саморезы. Монтаж основных конструкций предусмотрен скреплением на болтах М16 класса точности В с контролируемым натяжением и винтах-саморезах. Все элементы рамы (кроме затяжки) выполнены из спаренных С-образных профилей повышенной жесткости. Соединения профилей в узлах – через фасонки на болтах.

В 2008 г. фирма ООО «Галдом «ПРОФИЛЬ» выпустила альбом чертежей КМ каркасов быстровозводимых зданий с П-образными рамами из элементов ЛСТК пролётом 9, 12, 15, 18 и 24 м, принципиально не отличающихся от рам типа ЦНИИПСК с затяжками диаметром 18...24 мм. Шаг рам в зависимости от нагрузки на них – 3, 4 и 6 м. Стержни рам соединяются в узлах на фасонках толщиной 10 мм с помощью болтов диаметром 16 мм, а профили стрешней между узлами тоже на болтах, но меньшего диаметра – 12 мм.

Были попытки запроектировать односкатные фермы из ЛСТК (рис. 8.6), например, для покрытия торгового павильона пролетом 19 м в городе Ефремове Тульской области.

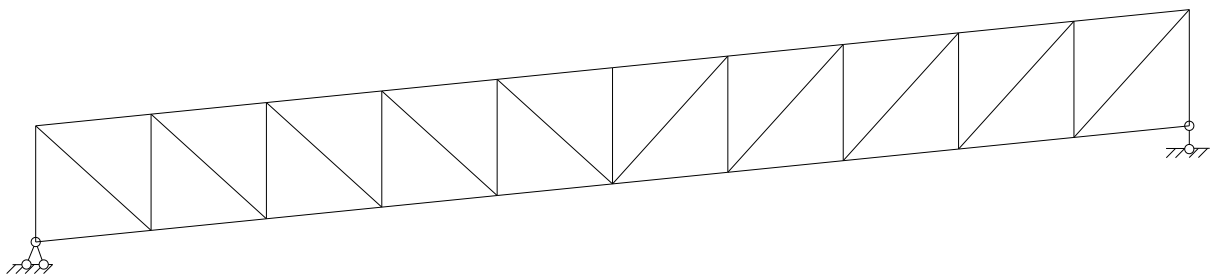


Рис.8.6 Схема односкатной фермы.

При монтаже конструкции павильона 2011 г. была допущена грубая ошибка: установив фермы в проектное положение без вертикальных связей между ними и без кровли. В результате все фермы упали по принципу «домино», образовав своего рода «гамак». Повреждены все основные колонны (фото 4).

В 2005 г. в Тульском Государственном университете были запроектированы двухпролетные рамы в трех вариантах (рис 8.7).

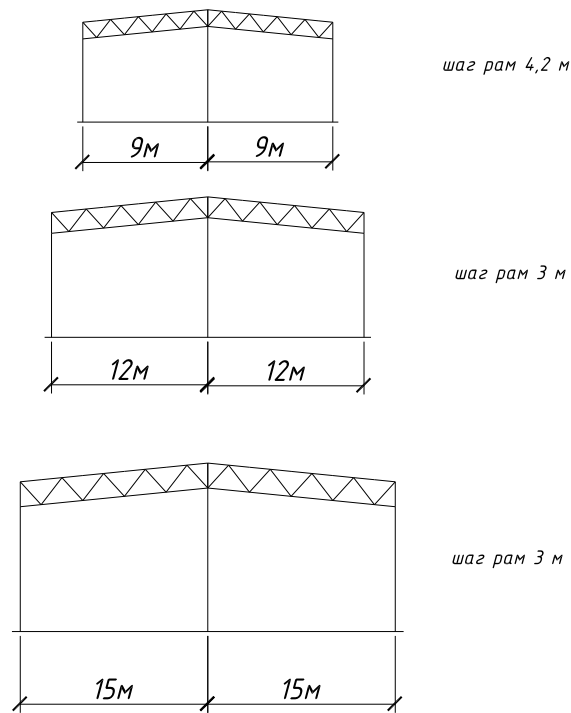


Рис 8.7 Схемы рам.

В качестве основы каркаса склада хранения овощей в д. Карамышево Щёкинского района Тульской области в 2011 г. была запроектирована двухпролётная рама из ЛСТК (рис 8.8).

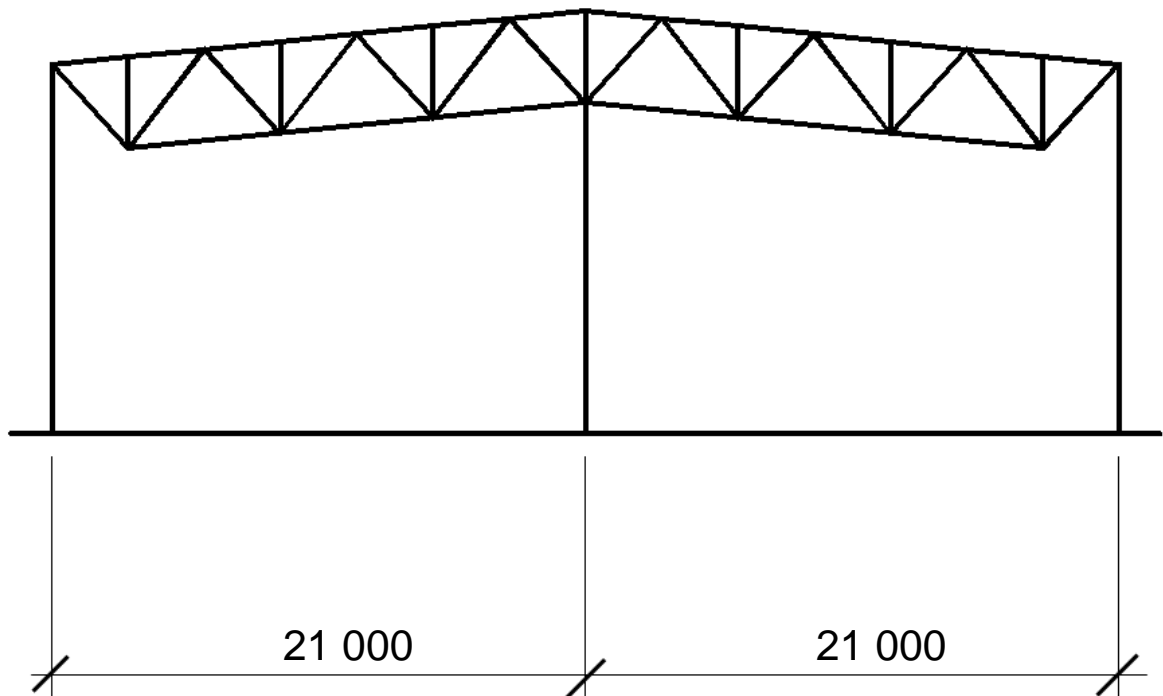


Рис 8.8 Схема двухпролётной рамы.

Все элементы рамы (ригель и стойки) запроектированы (с грубыми ошибками) из ЛСТК. При монтаже ферм допущена была очередная ошибка: монтаж фермы начали выполнять вне блока, что привело к многочисленным погнутиям и вмятинам (фото 5). В

результате все стойки рам были заменены на профили из черного металла, кроме того, данная рама (кроме ошибок в расчетах) имеет недостатки: шарнирное сопряжение ригелей с крайними стойками, решетка ферм принята неэффективной (в узлах сходятся по три стержня решетки).

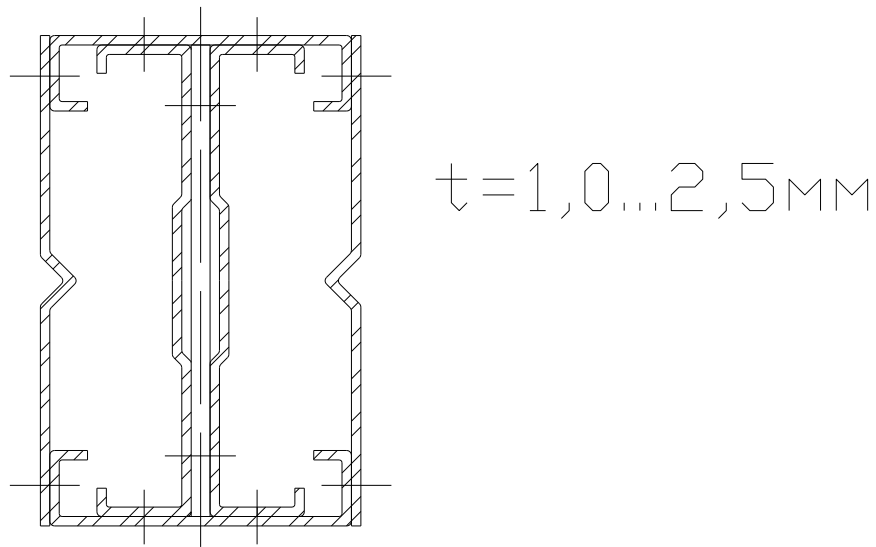


Рис 8.9 Сечение стоек рамы (как вариант).

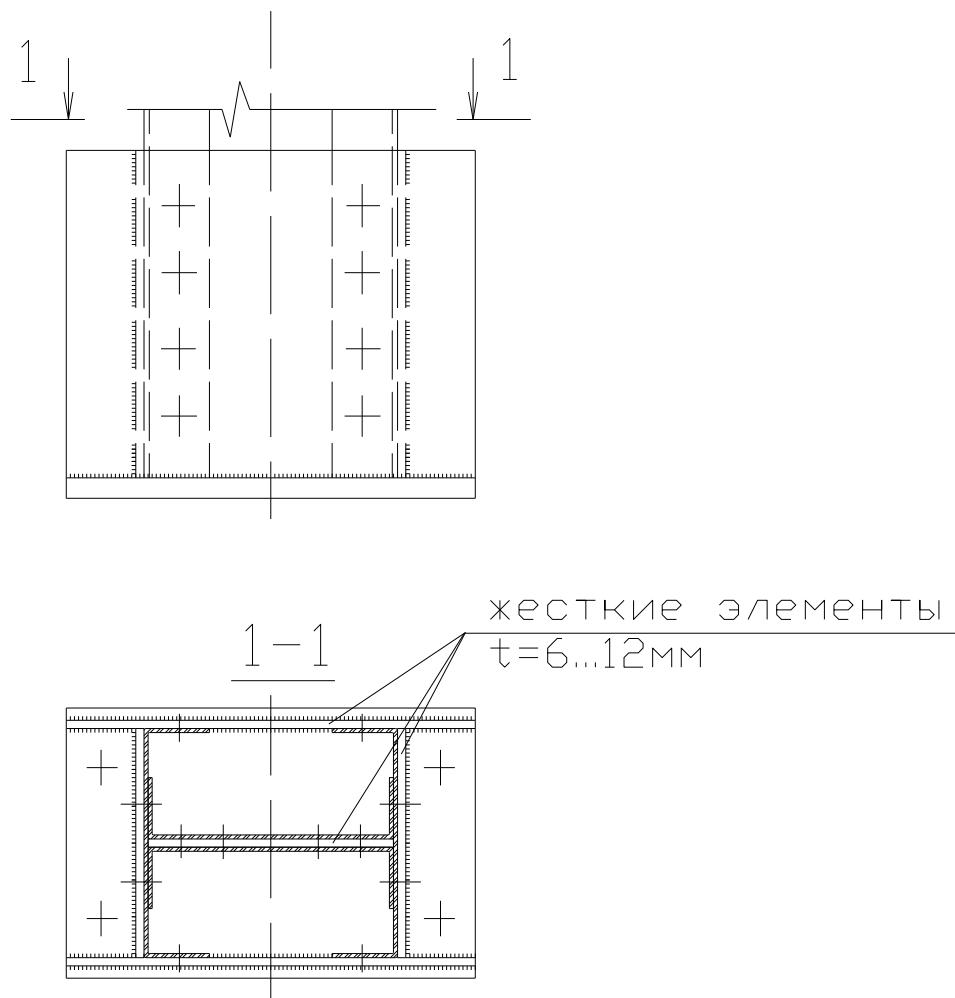


Рис 8.10 База колонны.

Рассмотренные выше примеры испытанных и запроектированных ферм и рам позволяет сделать некоторые выводы.

Во-первых, можно рекомендовать максимальные пролеты ферм:

— для фермы, как самостоятельной конструкции — 15м;

— для фермы, как ригеля рамы (с жестким сопряжением с колоннами) — 18 м.

Рекомендуется треугольная решётка, хуже — раскосная. Узлы ферм формировать с помощью фасонки толщиной 6 мм.

Сечение стоек рам рекомендуется принимать составным замкнутым (рис 8.9).

Базы колонн следует конструировать из листовой стали (черного металла) толщиной 6—12мм. Соединение нижнего конца колонны с базой — только на болтах.

Для изгибаемых элементов (балок) рекомендуются следующие типы сечений (рис 8.11):

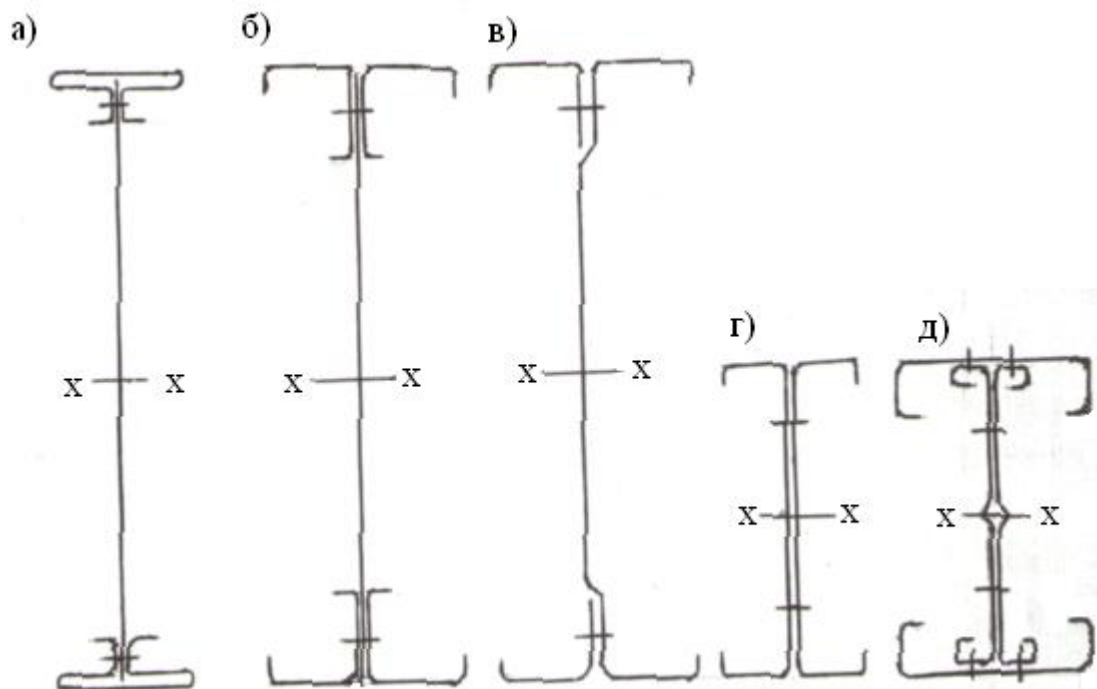


Рис 8.11 Типы сечений балок из ЛСТК.

В ТулГУ были проведены численные исследования балки с поперечным сечением типа а) при следующих исходных данных:

- 1) пролеты балок 7,9 и 12 м;
- 2) нормативные нагрузки $q^H_1 = 150 \text{ кг/м}^2$; $q^H_2 = 400 \text{ кг/м}^2$;
- 3) высота сечения балок: 300, 400, 500, и 600 мм;
- 4) сечение поясов балок не меняется;
- 5) предел текучести $R_{yn} = 280 \text{ МПа}$;
- 6) $E = 2,06 \times 10^5 \text{ МПа}$;
- 7) расчетные значения нагрузок: $q_1 = 1,94 \text{ кН/м}^2$, $q_2 = 5,18 \text{ кН/м}^2$;
- 8) толщина элементов сечения во всех вариантах 2мм.

Результаты расчетов приведены в табл. 8.1.

Таблица 8.1

$h, \text{мм}$	Пролет, м	Шаг по прочности, см		Шаг по жесткости, см.	
		$q_1=1,94$ кН/м ²	$q_2=5,18$ кН/м ²	$q^H_1=1,62$ кН/м ²	$q^H_2=4,32$ кН/м ²
300	7	325	122	312	117
	9	197	—	147	—
	12	—	—	—	—
400	7	—	176	—	229
	9	285	107	288	108
	12	160	—	122	—
500	7	—	227	—	385
	9	366	137	483	181
	12	206	—	204	—
600	7	—	282	—	590
	9	455	170	—	277
	12	256	—	312	117

Примечание: прочерки в табл. означают, что шаг балок либо $\leq 1,0$ м, либо $\geq 6,0$ м.

Из табл. 8.1 видно, что:

- 1) профиль высотой $h=300$ мм не следует применять при пролете балки, равном 12 м и не экономичен при других пролетах;
- 2) из рассмотренных вариантов наиболее экономичным является профиль высотой $h=400$ мм при пролете $l=9$ м;
- 3) по прочности можно рекомендовать профиль высотой $h=600$ мм
- 4) для всех рассмотренных пролетов.

Расчетные длины из условия обеспечения общей устойчивости балок:

при $h=300$ мм – $l_{ef}=168$ см; при $h=400$ мм – $l_{ef}=160$ см; $h=500$ мм – $l_{ef}=154$ см; $h=600$ мм – $l_{ef}=150$ см.

Незначительная разница в расчетных длинах балок объясняется тем, что во всех вариантах высот сечений балок сечение поясов не менялось.

В конструкциях из ЛСТК имеет важное значение выбор типа соединения элементов между собой. Применяют следующие детали соединений:

- 1) самонарезающие винты;
- 2) заклепки, в том числе и вытяжные;
- 3) болты без контролируемого натяжения;
- 4) болты с контролируемым натяжением.

Самонарезающие винты диаметром от 4,8 до 6,3 мм из высокопрочной стали поступают на отечественный рынок в двух модификациях – с наконечником в виде сверла или без него. Для установки сверлящих самонарезающих винтов не требуется просверливать отверстия в соединяемых элементах. Перед установкой на место самонарезающих винтов без сверлящего наконечника необходимо предварительно

просверлить отверстия, диаметр которых должен быть не менее на 0,5-0,8 мм меньше диаметра стержня винта в зависимости от толщины соединяемых элементов.

Самонарезающие винты производятся фирмами —SFSINTEC, HILTI, которые имеют международные сертификаты на поставку данной продукции.

Вытяжные заклепки имеют комбинированную конструкцию, состоящую из полого цилиндрического корпуса (гильза) с головкой и стержня, который вставлен в гильзу и вытягивается из нее в процессе односторонней клёпки, расплющивая свободный конец гильзы и образуя фиксирующую головку на обратной стороне соединяемых элементов.

Гильза и вытягивающий (отрывной) стержень заклепки поставляются с различными комбинациями материалов. Одним из ведущих поставщиков вытяжных заклепок на отечественный рынок является компания BRALO S.A. (Испания).

Заклепки устанавливаются в отверстия, предварительно просверленные в соединяемых элементах. Диаметр отверстия под заклепку должен быть на 0,1-0,2 мм больше диаметра гильзы и не зависит от толщины соединяемых элементов.

Несущая способность и податливость заклепочные соединений при срезающих и выдергивающих усилиях исследованы недостаточно.

Еврокод 3 рекомендует определять предельные усилия для заклепочных соединений при срезе и растяжении по результатам испытаний.

Вытяжные заклепки с гильзой из оцинкованной стали могут использоваться для соединений тонкостенных гнутых профилей в несущих и ограждающих конструкциях из оцинкованной стали толщиной до 2 мм и имеют ряд преимуществ по сравнению с самонарезающими винтами.

Обычные заклепки также имеют малый диаметр стержня (≈ 5 мм) и низкую несущую способность.

Низкая несущая способность соединения на самонарезающих винтах является следствием изначального смятия (разрывов) листов при установке самонарезающего винта и наличием острого концентратора напряжений от воздействия крупной резьбы самореза. Наблюдается значительный (до 45 %) разброс полученных данных.

Если допустить пластический сдвиг соединения до 0,5 мм, несущая способность повышается до 4-х раз, но при этом существенно увеличивается общий прогиб ферм до 30 %, что нерационально.

Несущая способность заклепок немного выше несущей способности саморезов и более плотно заполняют отверстия без надрывов краев.

Несущая способность болта существенно выше несущей способности саморезов и заклепок при соответствующем диаметре. Диаметр болтов, применяемых в соединения ЛСТК, имеет широкий диапазон (от 8 до 16 мм).

В актуализированной редакции СНиПа П-23-81* (2011 г.) отсутствуют какие-либо указания по расчету болтовых соединений элементов толщиной менее 3 мм.

В пособии СНиП П-23-81* расчетное сопротивление смятию тонких ($t < 4$ мм) листов следует определять по формуле

$$R_{sp} = \left(0,6 + 340 \frac{R_{um}}{1,05 \cdot E} \right) \cdot \frac{R_{um}}{1,05} . \quad (8.1)$$

Свод правил СП 53-102-204 предлагает определять расчетное сопротивление смятию по формуле

$$R_{sp} = 1,35 \cdot R_{um} \text{ (для класса точности В и С)}. \quad (8.2)$$

Американский нормативный документ S136 AISI достаточно точно регламентирует расчет болтовых соединений для тонколистовых профилей. Согласно этого документа несущая способность одноболтового соединения на смятие определяется по формуле

$$B_r = \Phi_u \cdot C \cdot d \cdot t \cdot R_{um} , \quad (8.3)$$

где $\Phi_u = 0,75$ – коэффициент надежности;

C – коэффициент сопротивления смятию, определяемый согласно рекомендациям:

$$\left. \begin{array}{l} C = 3 \text{ при } d/t = 10; \\ C = 30/(d/t) \text{ при } 10 \leq d/t \leq 16,5; \\ C = 1,8 \text{ при } d/t > 16,5; \end{array} \right\} \text{ при наличии шайб,}$$

d – номинальный диаметр болта; t – минимальная толщина соединяемых элементов.

Для соединения без шайб $C=0,75$.

В Еврокоде 3 – $C=2,5$.

В соответствии с S136 несущую способность одноболтового соединения на срез (точнее, на выкол) определяется по формуле

$$V_f = A_n \cdot R_{um} , \quad (8.4)$$

где $A_n = 1,2 \cdot t \left(a - \frac{d}{2} \right)$; a – расстояние от центра отверстия до края элемента.

Величина $a = 2d_{отв}$, рекомендованная СНиП II-23-81* недостаточна. Следует принимать $a = 3d_{отв}$.

Соединения на болтах без предварительного натяжения (регулируемого) также малоэффективны, так как необходимая площадь смятия достигается только за счет увеличения диаметра болта, что приводит к ослаблению сечений соединяемых элементов. Область упругой работы соединений на болтах с контролируемым натяжением повышается по сравнению с работой такого соединения на обычных болтах, работающих на смятие в 6-9 раз. В этих соединениях критерием несущей способности является преодоление сил трения по соприкасающимся поверхностям. В результате проведены экспериментов [21] получено значение коэффициента трения оцинкованных поверхностей (без их обработки) $\mu=0,55$.

Наступление предельного состояния фрикционных сдвигоустойчивых соединений тонкостенных оцинкованных профилей описываются законами и методиками расчета по СНиП II-23-81*.

Графики растяжения различных деталей соединений тонкостенных оцинкованных профилей показаны на рис. 8.12. Наибольшей несущей способностью обладают болты с контролируемым натяжением. Большой разброс прочностных характеристик деталей соединений тонкостенных оцинкованных профилей требует

внимания при выборе соответствующего типа соединения. Конструкции из ЛСТК (балки составного сечения, фермы, колонны) испытывают под нагрузкой в разных частях соединений резко различающиеся по величине усилия, передающиеся от одного профиля к другому. Обеспечение совместной работы профилей составного сечения требует применения самонарезающих винтов или заклепок. В узлах ферм, рам, баз колонн для передачи значительных усилий с элемента наэлемент необходимо применять болтовые соединения.

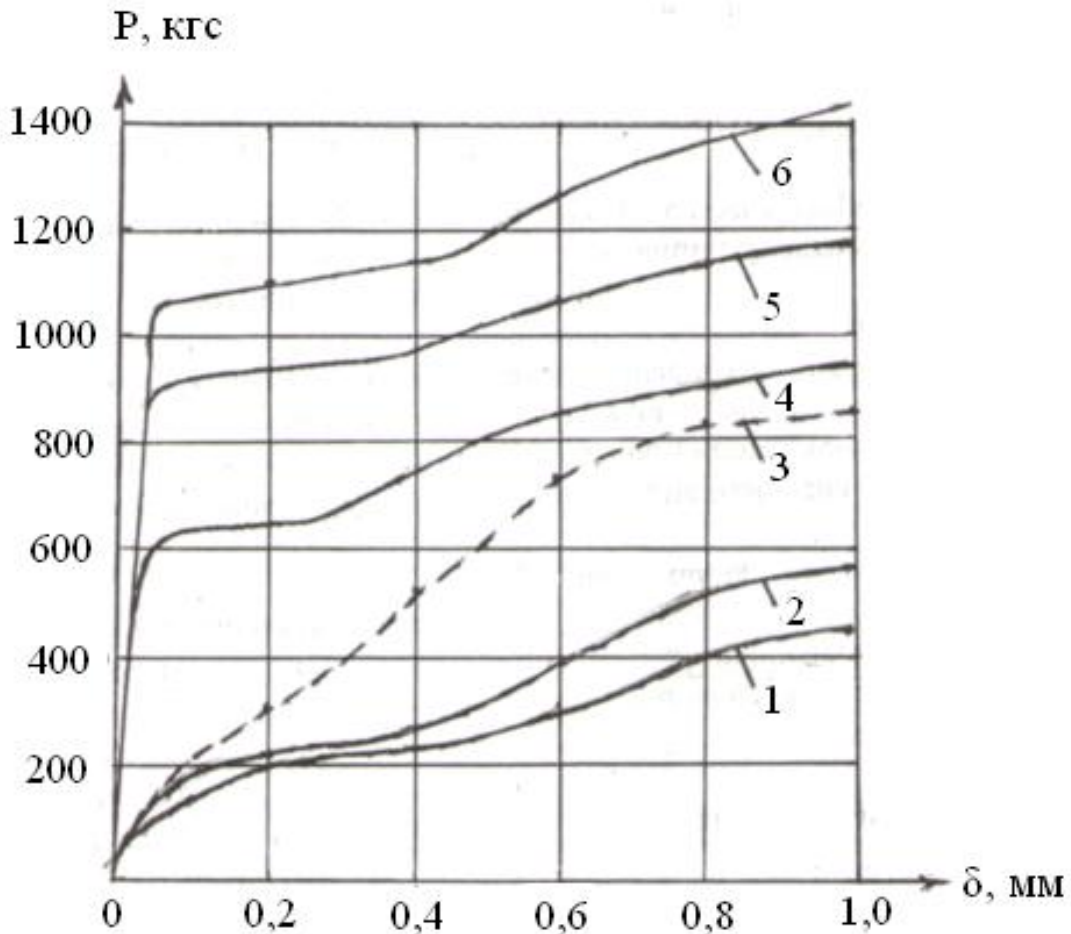


Рис. 8.12. Графики работы соединений, выполненных с помощью: 1 – самореза $d=6,3$ мм; 2 – болта М8 без предварительного натяжения; 3 – заклепки $d=5$ мм; 4, 5, 6 – соответственно болтами М8, М10, М12 класса прочности 8.8 с контролируемым натяжением.

Как показывает мировой и российский опыт применения фрикционных соединений, они обладают высокой надежностью и долговечностью. Поэтому рекомендуются в качестве несущих соединений ЛСТК.

9. Настил из профилированных листов

Для стальных профилированных настилов применяется рулонная сталь для холодного профилирования, изготавливаемая по ГОСТ 14918, ГОСТ 52246, с пределом текучести 23...36 кН/см², временным сопротивлением 30...46 кН/см², относительным удлинением после разрыва образца от 16 до 22 %.

Геометрические характеристики сечения профилированных листов приведены в ГОСТ 24045-94. Для некоторых профнастилов геометрические размеры и характеристики приведены в табл. 9.1 и 9.2.

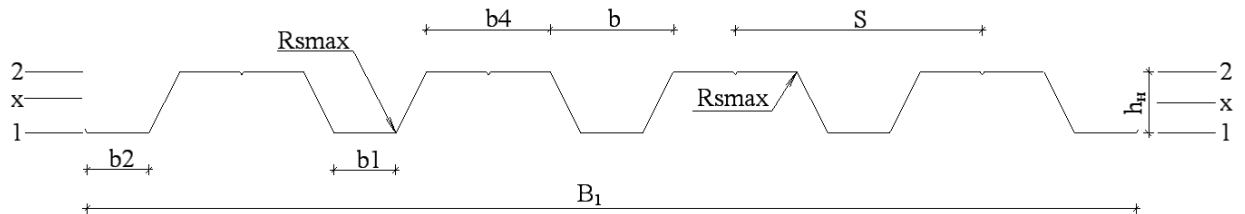


Рис. 9.1. Сечение профилированного настила.

Таблица 9.1. Размеры профилированных листов типа Н=57, 60, 75 мм

Обозначение профилированного листа	Размеры сечения, мм							
	h_n	B_1	t	b	b_1	b_2	b_4	s
Н57-750-0,7	57	750	0,7	94,5	44	42	93	187,5
Н57-750-0,8			0,8					
Н60-845-0,7	60	845	0,7	89,3	50	47	122	211,2
Н60-845-0,8			0,8					
Н60-845-0,9			0,9					
Н75-845-0,8	75	750	0,7-0,9	95,5	50	48	92	187,5

Таблица 9.2 Геометрические характеристики сечения профилированных листов (выборка из ГОСТ 24045-94)

Обозначение профиля	Масса 1 м ² , кг	Площадь сечения A , см ²	Справочные данные на 1 м ширины					y_c , см
			Момент инерции I_x , см ⁴	Момент сопротивления при сжатых узких полках, см ³		Момент сопротивления при сжатых широких полках, см ³		
				W_{x1}	W_{x2}	W_{x1}	W_{x2}	
Н57-750-0,7	8.7	6.5	53.8	14.8	21.1	16.4	19.7	3.3
Н57-750-0,8	9.8	7.4	61.2	17.9	24.4	18.9	24.0	3.2
Н60-845-0,7	8.8	7.4	62.1	14.6	24.4	16.5	18.7	3.8
Н60-845-0,8	9.9	8.4	70.6	17.7	28.1	19.0	22.7	3.7
Н60-845-0,9	11.1	9.3	79.0	20.9	31.8	21.5	27.0	3.7
Н75-750-0,7	9.8	8.8	104.5	22.5	29.1	25.6	28.1	4.1
Н75-750-0,8	11.2	10.0	114.9	25.8	32.2	28.5	33.1	4.0
Н75-750-0,9	12.5	11.3	129.6	30.2	37.6	31.6	38.0	4.1
Н80А-674-0,9	13.9	11.3	168.8	-	46.0	39.0	-	4.3
Н80А-674-1.0	15.3	12.5	187.0	-	51.0	43.2	-	4.3

Сечение стального профилированного настила (рис. 9.1) имеет следующие особенности:

- 1) сечение несимметрично относительно центральной оси х-х из-за разных размеров полок;
- 2) может иметь на верхних полках канавки;
- 3) тонкостенность сечения приводит к местной потере устойчивости сжатых полок, что приводит к смещению по вертикали оси х-х.

Следствием последней особенности является уменьшение ширины сжатых полок. Поэтому проверку сечения профлистов по прочности и жёсткости следует выполнять с учётом возможного уменьшения сечения сжатых полок, т.е. необходимо учитывать редуцированное сечение профнастила. Это обстоятельство существенно усложняет методику подбора сечения профнастилов.

Особенности напряжённо-деформированного состояния элементов из тонкостенной холодногнутой оцинкованной стали рассмотрены в главе 3.

Используя табличные значения параметров профнастилов, приведённые в таблице 9.2, предлагается следующая методика подбора и проверка сечения профнастилов по прочности и жёсткости, применяя таблицу 9.1. Несущая способность профнастила по прочности в виде расчётного изгибающего момента в сечении профнастила определяется по формуле:

$$M = W_{\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c = \alpha \cdot q \cdot l_n^2, \quad (9.1)$$

где q — расчётная погонная нагрузка; $\gamma_c = 0,8$; $W_{\min} = W_{x1}$ или $W_{\min} = W_{\text{eff}}$, меньшее из них, W_{eff} — момент сопротивления редуцированного сечения профнастила, соответствующий критическому напряжению сжатой полки; $\alpha_{\text{пр}}$ (для пролётного момента) или $\alpha_{\text{оп}}$ (для опорного момента) — коэффициенты, учитывающие положение расчётного сечения и количество пролётов неразрезного профнастила.

Расчётные значения поперечной силы и опорной реакции для профнастила определяется по формулам:

$$Q = \beta \cdot q \cdot l_n; \quad (9.2)$$

$$R_{\text{оп}} = \gamma \cdot q \cdot l_n, \quad (9.3)$$

где α , β , γ — коэффициенты, определяемые по таблице 9.3.

Таблица 9.3 Значение коэффициентов α , β , γ

Характеристики настилов	$\alpha_{\text{пр}}$ (пролётный)	$\alpha_{\text{оп}}$ (опорный)	β	γ
Однопролётный	0,125	0,000	0,500	0,500
Двухпролётный	0,070	0,125	0,625	1,250
Трёхпролётный	0,080	0,100	0,600	1,100
Четырёхпролётный	0,077	0,107	0,607	1,143
Пятипролётный	0,078	0,105	0,605	1,132

Нагрузка q определяется собственным весом настила (табл. 9.2), конструкцией пола и полезной нагрузкой. Величина критического изгибающего момента по прочности с учётом местной потери устойчивости сжатых полок профнастила определяется по формуле:

$$M_{кр} = W_{eff} \cdot \sigma_{кр} \quad (9.4)$$

Значение $M_{кр}$ для основных видов профнастила приведено в таблице 9.4.

Расчётный изгибающий момент от внешних нагрузок не должен превышать величины критического момента, т.е.

$$M = \alpha \cdot q \cdot l_n^2 \leq M_{кр} = \sigma_{кр} \cdot W_{1,eff} (W_{2,eff}), \quad (9.5)$$

а также несущей способности профнастила при изгибе, равной $W_{x1} \cdot R_y \cdot \gamma_c$.

Рекомендуемые пролёты: для профнастилов $l_n = 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0$ м.

Для средней величины пролёта можно применять $l_n = 3,0$ м, что примерно, соответствует нагрузкам и типам профнастила следующих значений:

при $q = 3,0 \dots 4,0$ кН/м² – типы профнастилов: Н57, Н60;

при $q = 5,0 \dots 6,0$ кН/м² – типы профнастилов: Н75, Н80.

Таблица 9.4. Краткие величины напряжений изгибающих моментов в сечениях профилированных настилов

Обозначение профилированного настила	Критические напряжения в сжатых полках, кН/см ²		Критический момент от расчётной нагрузки $M_{кр}$, кН·см		Условный критический момент от нормативной нагрузки $\bar{M}_{кр}^n$, кН·см ²	
	При нормативной нагрузке	При расчётной нагрузке	Сжата узкая полка	Сжата широкая полка	Сжата узкая полка	Сжата широкая полка
Н57-750-0,7п	20,9	12,5	207,1	-	54,3	-
Н57-750-0,8п	27,5	16,4	310,1	-	-	-
Н57-750-0,7	24,6	14,7	-	319,7	-	-
Н57-750-0,8	32,2	19,2	-	475,6	-	-
Н60-845-0,7п	16,1	9,6	-	-	62,3	-
Н60-845-0,8п	21,1	12,6	251,1	-	71,1	-
Н60-845-0,9п	26,9	16,1	358,0	-	-	-
Н60-845-0,7	2,9	1,7	-	56,3	-	62,6
Н60-845-0,8	3,8	2,3	-	64,1	-	61,8
Н60-845-0,9	4,9	2,9	-	90,9	-	79,0
Н75-750-0,7п	17,0	10,2	-	-	100,6	-
Н75-750-0,8п	22,4	13,4	408,9	-	114,6	-
Н75-750-0,9п	28,5	17,0	520,3	-	-	-
Н80А-674-0,9п	29,0	17,3	674,3	-	168,3	-
Н80А-674-1,0п	36,1	21,6	930,2	-	187,3	-
Н80А-674-0,9	6,8	4,0	-	184,4	-	-
Н80А-674-1,0	8,4	5,0	-	254,2	-	-

Примечание – индекс «п» указывает на расположение профлиста, когда сжата узкая полка (по оси 1-1).

В зависимости от величины нагрузки q следует задаваться пролётом настила l_n , например $l_n = 3,0$ м, и вычислить значение $M = M_{кр} = \alpha \cdot q \cdot l_n^2$.

Затем по таблице 9.4 в зависимости от расположения сжатой полки (узкой или широкой) и величины $M_{кр}$ выбрать подходящий тип профнастила. Если величина $M_{кр}$ будет резко отличаться от табличной, то надо поменять значение $M_{кр}$ в таблице 9.4, близкое к ранее вычисленному, и определять требуемый пролёт настила по формуле:

$$l_n^{mp} = \sqrt{\frac{M_{кр}}{\alpha \cdot q}} \quad (9.6)$$

и принять пролёт настила l_n не более l_n^{tp} и согласованного с пролётом главной балки.

Принятый пролет настила следует проверить по условию полного сечения при изгибе

$$l_n \leq \sqrt{\frac{W_{x1} \cdot R_y \cdot \gamma_c}{\alpha \cdot q}}, \quad (9.7)$$

где $W_{x1}(W_{x2})$ — принимается по табл. 9.2 для принятого типа профиля.

Если не соблюдается неравенство (9.7), то надо уменьшить величину l_n .

Прогиб профнастила проверяют по формуле:

$$\frac{f_n}{l_n} = \Psi \frac{q^n \cdot l_n^3}{E \cdot Y_x} \leq \frac{1}{200}, \quad (9.8)$$

где $\Psi = \frac{5}{384}$ — однопролетного настила;

$\Psi = \frac{1}{185}$ — для двухпролетного настила;

$\Psi = \frac{1}{148}$ — для трехпролетного настила;

$\Psi = \frac{1}{158}$ — для четырехпролетного настила;

q^n — интенсивность нормативной нагрузки;

Y_x — момент инерции полного или редуцированного (уменьшенного) сечения, это зависит от величины критического напряжения в сжатой полке $\sigma_{кр}^n$ (табл. 9.4)

Формулу (9.8) преобразуем к виду:

$$M_{кр}^n = \bar{M}_{кр}^n \cdot \frac{\alpha}{\Psi} \cdot \frac{1}{l_n^2} = \alpha \cdot q_n \cdot l_n^2, \quad (9.9)$$

где $\bar{M}_{кр}^n = \frac{E \cdot Y_x}{200}$ — условный критический момент от нормативных нагрузок, величина которого приведена в табл. 9.4.

Равенство (9.9) позволяет получить формулу для определения требуемого профнастила l_n^{tp} по жёсткости:

$$l_n^{mp} = \sqrt[3]{\frac{\bar{M}_{кр}^n}{q^n} \cdot \frac{1}{\Psi}}, \quad (9.10)$$

величина которого не должна быть больше величины l_n , полученной из условия прочности. При этом в формуле (9.10) значение величины $\bar{M}_{кр}^n$ принимается из таблицы

9.4 для ранее принятого типа профнастила. Если I_n^{TP} окажется больше ранее найденного I_n , то следует принять другой тип профнастила, более мощный. Вычислить для него величину $\bar{M}_{kp}^n = \Psi \cdot q^n \cdot (I_{kp}^{mp})^3$ и по табл. 9.4 принять соответствующий тип профнастила.

Затем следует проверить устойчивость стенок гофров принятого типа неразрезного профнастила на опорах. При $h < 60$ мм устойчивость стенок проверяется по формуле:

$$\sigma / \sigma_0 + \sigma_{loc} / \sigma_{loc,cr} \leq 1, \quad (9.11)$$

где σ — нормальное напряжение при изгибе, определяемое по формуле $\sigma = M / W_{X1(2)}$, $W_{X1(2)}$ — принимается для полного сечения по табл. 9.2 в зависимости от расположения полок профнастила на опоре;

$\sigma_{loc} = \frac{1,2 \cdot B_0}{t \cdot z}$ — местное напряжение от реакции средней опоры,

$$B_0 = R_{on} / n_{zф};$$

R_{on} — определяется по формуле (9.3)

$n_{zф}$ — количество гофров на 1 п.м. по ширине профнастила;

t — толщина профнастила;

$$z = b_n + 2 \cdot r \text{ — ширина расчетного участка стенок гофра;}$$

b_n — ширина полок балок профнастила;

r — радиус сопряжения стенок гофра с полкой профиля; $r_{max} = 5$ мм,

$z \leq 1,5 \cdot h_n$; если $z > 1,5 \cdot h_n$, то следует принять $z = 1,5 \cdot h_n$;

σ_0 — нормальное критическое напряжение, определяемое по формуле

$$\sigma_0 = K_0 \cdot K_{01} \cdot \left(\frac{1000 \cdot t}{h_0} \right)^2, \text{ МПа} \quad (9.12)$$

где K_0 — коэффициент, определяемый по табл. 9.5 в зависимости от профиля профнастила,

$$K_{01} = 0,9 - 0,2 \cdot \frac{t}{h_n} \left(1 - 2,45 \cdot \frac{z}{h_n} \right), \quad (9.13)$$

$h_0 = h_n - 2(r+t)$ — расчетная высота гофра.

Если $z/h_n < 0,9$ или $\sigma_{loc} / \sigma < 0,4$, то принимается $K_{01} = 1,0$.

Местное (локальное) критическое напряжение определяются по формуле:

$$\sigma_{loc,cr} = \bar{A} \cdot K \cdot \sqrt{\gamma_f \cdot R_y}, \quad (9.14)$$

где \bar{A} — коэффициент, зависящий от размеров сечения стенки, определяется по табл. 9.5;

K — коэффициент, определяемый по табл. 9.6 в зависимости от ширины опоры настила, при условии, что $b \leq 1,5h - 2r$; R_y — в МПа; $\gamma_f = 1,05$.

При $h > 60$ мм (на стенке гофра появляется уступ) устойчивость стенок гофра необходимо проверять в соответствие п.п. 25.12 и 25.13 [32].

Устойчивость стенок гофра можно также проверить по п.п. 4.3.3 и 4.3.4 [10].

Таблица 9.5. Значения коэффициентов \bar{A} и K_0

Марка профнастила	\bar{A}	K_0
H57-750-0,7	23,2	3,09
H57-750-0,8	26,6	3,19
H60-845-0,7	22,9	2,94
H60-845-0,8	26,2	2,91
H60-845-0,9	29,6	2,97

Таблица 9.6. Значение коэффициента K

$b_{оп}$, мм	40	60	80	120	160	200
K	0,192	0,161	0,141	0,118	0,104	0,094

Следует также проверять на прочность при срезе сечения профнастила по формуле:

$$\tau = \frac{Q}{n_{зф} \cdot h_n \cdot t} \leq 0.58 \cdot R_y, \quad (9.15)$$

Если не выполняется, хотя бы одно условие, следует, либо уменьшить пролёт профнастила, либо принять более мощное сечение профнастила.

При невыполнении условия (9.11), как вариант, разрешается усиление надпорных участков профнастила помощью вкладышей из отрезков профиля такой же марки, как и усиливаемый профиль, длиной по 300 мм в обе стороны от опоры. При этом проверка устойчивости гофры на опорах не производится.

По внешнему контуру балочной клетки на участках шириной 1,5 м профнастил необходимо крепить к балкам в каждом гофре на всех опорах.

Профили профнастила следует соединять между собой продольными крайними полками внахлест с шагом заклёпок равным 500 мм. Стыки настила по длине следует осуществлять над балками настила.

10. Работа и расчёт перекрытия в виде монолитной железобетонной плиты совместно со стальным профилированным листом

Применение перекрытий допускается при неагрессивной или слабоагрессивной среде по СНиП 2.03.11-85 и при нормальном влажностном режиме по СНиП 23-02-2003.

Стальные профилированные настилы являются несъёмной опалубкой во время бетонирования и в качестве рабочей арматуры на стадии её эксплуатации.

Для изготовления перекрытий применяют:

- 1) профилированные листы по СТО 57398459-001-2009;
- 2) тяжёлый бетон и бетон мелкозернистый по ГОСТ 26633-91;
- 3) арматурную сталь по ГОСТ 10884-94;
- 4) стаболты системы КОСО (по СТО 0062-2009), изготавливаемые из стали марки S235J2+C450 согласно Европейским нормам EN 10025: 2005 и имеющие следующие характеристики:
- 5) предел прочности при растяжении $R_{m} \geq 420$ МПа;
- 6) предел текучести $R_{m} \geq 340$ МПа;
- 7) относительное удлинение при разрыве $\delta \geq 14\%$.

Типы профилированных листов: СКН 50Z-600-(0,6...1,2); СКН 60Z-845-(0,6...1,2); СКН 90Z-1000-(0,6...1,2).

Для обеспечения требуемого сцепления арматуры из профнастила с бетоном плиты используются следующие конструктивные решения:

- 1) гофры профнастила имеют форму, повышающую его сцепление с бетоном, например, гофры с сечением в форме «ласточкин хвост»;
- 2) на стенках трапециевидных гофров настила выполняются локальные выступающие выштамповки, повышающие силу трения с бетоном.

Настил крепится к стальным балкам саморезами, дюбелями фирмы «HILTI», а также стаболтами.

Высота трапециевидных гофров настила применяется, как правило, от 60 до 120 мм. Толщина бетона над верхними полками настила принимается от 50 до 100 мм. Композитные плиты выполняются по разрезной или неразрезной схемам с пролетами от 1,5 до 6,0 м. Минимальная толщина бетона над профнастилом составляет 30 мм, а приотсутствие бетонной стяжки — 50 мм. Ширина опирания настила должна быть не менее 40 мм на крайних и 60 мм на промежуточных опорах.

Количество анкеров, обеспечивающих совместную работу гладкого настила и бетона, должно быть не менее одного в каждом гофре по концам настила и не менее одного через гофр на промежуточных опорах при работе по неразрезной схеме.

Расчетная надопорная арматура неразрезных плит определяется по СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». При отсутствие над опорной арматуры предусматривают противоусадочную сетку из расчета 0,02 % площади сечения бетона под настилом, но не менее, чем сетка диаметром 3 мм класса Вр-I с шагом 200x200 мм. Защитный слой бетона над сеткой составляет 15 мм.

Расчет плит выполняется на прочность и деформативность при поперечной изгибе; причем на стадии бетонирования рассчитывается профнастил как стальная опалубка без временных опор, а на стадии эксплуатации плита рассчитывается с учетом совместной работы профнастила и бетона.

При проектировании плит расчет выполняют для двух стадий работы: возведение и эксплуатация.

1. На стадии возведения несущей конструкцией является стальной профнастил. При расчете определяют его прочность и жесткость как для стального тонкостенного изгибаемого элемента, работающего на нагрузку от собственной массы настила, массы бетона и монтажной нагрузки $P_{\text{мн}} = 0,5 \cdot 1,3 = 0,65 \text{ кН/м}^2$.

Приведенная толщина бетона h_e (рис. 10.1) определяется по формуле (10.1).

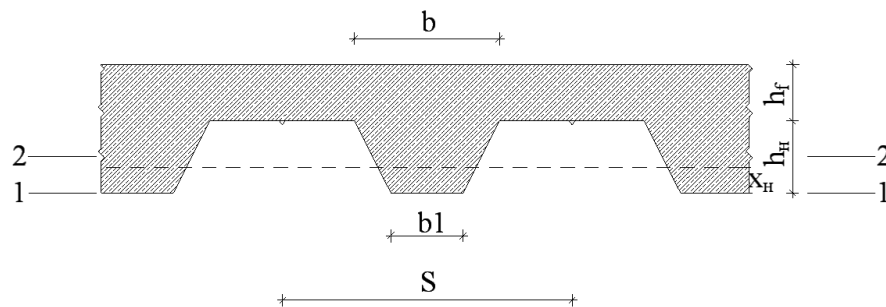


Рис.10.1. К определению приведенной толщины бетона.

$$h_e = \frac{(b + b_1) \cdot h_n}{2 \cdot s} + h_f. \quad (10.1)$$

Расчет профнастила на стадии возведения основан на следующих допущениях:

- гофры работают как тонкостенные балки трапециевидного сечения;
- нормальные напряжения по высоте поперечного сечения стенок гофр распределяются линейно;
- нормальные напряжения по ширине продольных сжатых полок до местной потери устойчивости, а также по ширине растянутых полок распределяются равномерно.

При выборе марки профнастила следует иметь в виду, что нормальные напряжения в растянутых полках профнастила будут суммироваться на стадии возведения и на стадии эксплуатации. Кроме того, при неразрезной схеме работы профнастила растянутые и сжатые полки будут меняться местами в пролете и на опорах.

Эффективность работы композитной плиты существенно зависит от удачного выбора марки профнастила. В качестве критерия при выборе марки профнастила можно предложить величину критического напряжения в сжатых полках (табл. 9.4), которая влияет и на выбор марки стали профиля (R_y), т.е. $\sigma_1 \leq \sigma_{\text{кр}} \leq R_y$.

Приняв

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_2} = \sigma_{кр} \cdot \gamma_c, \quad (10.2)$$

можно найти требуемый момент сопротивления W_2 (рис. 10.1)

$$W_2^{mp} = \frac{M_1}{\sigma_{кр} \cdot \gamma_c} \quad (10.3)$$

где M_1 — расчетный изгибающий момент в пролётном сечении настила на стадии возведения; следует заметить, что марки профнастилов с низкими величинами критических напряжений $\sigma_{кр}$ обладают большей несущей способностью на стадии эксплуатации, т.е. могут воспринимать значительные величины временных нагрузок.

2. На стадии эксплуатации несущей конструкцией считается железобетонная плита, в которой профнастил используется как внешняя (жесткая) рабочая арматура. При этом добавляется временная (полезная) нагрузка.

Расчёт сталежелезобетонной (композитной) плиты выполняется по двум предельным состояниям - по прочности и деформативности.

Расчёт по первому предельному состоянию включает проверку по трём критериям прочности:

- по нормальным сечениям (при условии обеспечения сцепления настила с бетоном);
- по наклонным сечениям (при условии обеспечения сцепления настила с бетоном).

Расчёт по второму предельному состоянию выполняют:

- на образование и раскрытие нормальных и наклонных трещин;
- определение допустимого прогиба плиты (при условии обеспечения сцепления настила с бетоном).

Расчёт прочности ж/б плит по нормальным сечениям осуществляется при следующих допущениях:

- сопротивление растяжению бетона равно нулю;
- напряжения в профнастиле равномерно распределены по высоте и равны расчетному сопротивлению листовой стали по пределу текучести R_{yc} введением для настила коэффициента условия работы γ_c , величина которого зависит от состояния стенок гофров и наличия анкерки на опорах;
- $\gamma_c = 0,8$ — для профлистов с зигзагообразной выштамповкой на стенках гофров и анкеркой на опорах;
- $\gamma_c = 0,4$ — для гладких профнастилов с анкеркой на опорах (2 анкера).

Рабочая высота сечения плиты h_0 определяется как расстояние от крайней сжатой грани плиты до точки приложения равнодействующего растягивающего усилия в профнастиле и в стержневой арматуре (приблизенно, до центра тяжести сечения профнастила).

Значение граничной относительной высоты сжатой зоны находится по формуле:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}}, \quad (10.4)$$

где $\varepsilon_{s,el}$ — относительная деформация растянутой арматуры, при напряжениях равных расчётному значению сопротивления арматуры растяжению R_s , МПа; $\varepsilon_{s,el} = R_s / E_s$; E_s — модуль упругости арматуры, МПа. $\varepsilon_{b,ult}$ — относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_s , принимаемая равной 0,0035 (см. п. 6.2.7. СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры»).

Положение нейтральной оси $x-x$ в сечении ж/б плиты должно удовлетворять условию:

$$x \leq \xi_R \cdot h_0. \quad (10.5)$$

При не выполнении условия следует увеличить толщину плиты или повысить класс бетона по прочности на сжатие, или расположить в сжатой зоне дополнительную стержневую арматуру с тем, чтобы высота сжатой зоны, не превышала граничную (можно и совокупными мерами).

В зависимости от положения нейтральной оси $x-x$ в сечении ж/б плиты в пролёте возможны три случая расчёта:

Случай 1 — нейтральная ось находится в пределах толщины полок плиты и не пересекает стенок профнастила;

Случай 2 — нейтральная ось пересекает стенки профнастила;

Случай 3 — нейтральная ось находится на уровне верхней полки профнастила - редкий случай.

Случай 1 (рис. 1.8).

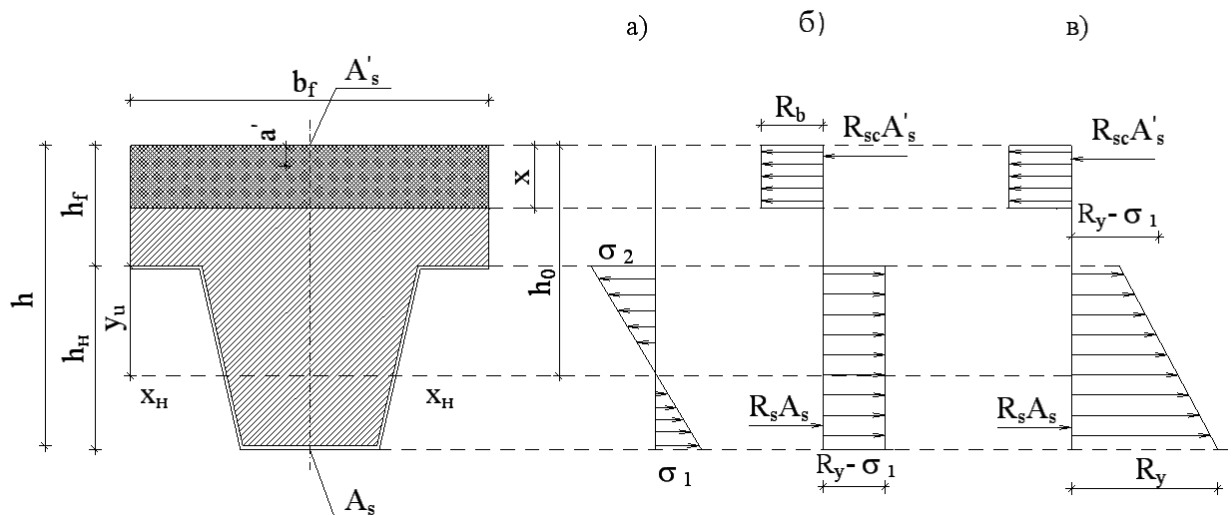


Рис. 10.2. Схемы напряжения и усилия в прокатном сечении плиты для случая 1:

- а) эпюра напряжения в сечении профнастила на стадии возведения плиты;
- б) эпюра напряжения и усилия в сечениях бетона, профнастила и стержневой арматуры на стадии эксплуатации плиты;
- в) суммарные напряжения и усилия.

Сумма проекций всех усилий в сечении плиты на ось x_H-x_H .

$$\gamma_c(R_y - \sigma_1) \cdot A_n + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s - R_b \cdot b_f \cdot x = 0, \quad (10.6)$$

где A_n — площадь сечения профнастила шириной 1 м; R_s — расчетное сопротивление растянутой арматуры; A_s, A'_s — соответственно, площади сечения растянутой и сжатой стержневой арматуры; R_b — расчётное сопротивление сжатию бетона; $b_f = s$ (см. табл. 9.1); $\sigma_1 = \frac{M_H}{W_2}$, где M_H — момент в сечении профнастила

на стадии возведения.

Из уравнения (10.6) определяется толщина сжатой части бетонного сечения x , которая должна удовлетворять условию (10.5).

Сумма моментов всех сил в рассматриваемом пролетном сечении плиты относительно оси x_H-x_H , проходящей через центр тяжести сечения профнастила, позволяет записать условие прочности плиты для случая 1:

$$M - M_H \leq R_b \cdot b_f \cdot x(h_0 - 0.5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'). \quad (10.7)$$

Случай 2 (рис. 10.3)

Высоту сжатой зоны сечения плиты x определяют, составляя сумму проекций всех сил на ось $x-x$:

$$R_b [b' \cdot x + (b_f - b') \cdot h_f] + R_{sc} \cdot A'_s + (R_y \cdot \gamma_c - \sigma_2)(A_{ВП} + 2 \cdot t(x - h_f)) = \\ (R_y \cdot \gamma_c - \sigma_1) \cdot [A_{нм} + 2 \cdot t \cdot (h_n + h_f - x)] + R_s \cdot A_s, \quad (10.8)$$

где $A_{ен}, A_{ум}$ — соответственно, площадь сечения верхнего и нижнего сечения полок профнастила.

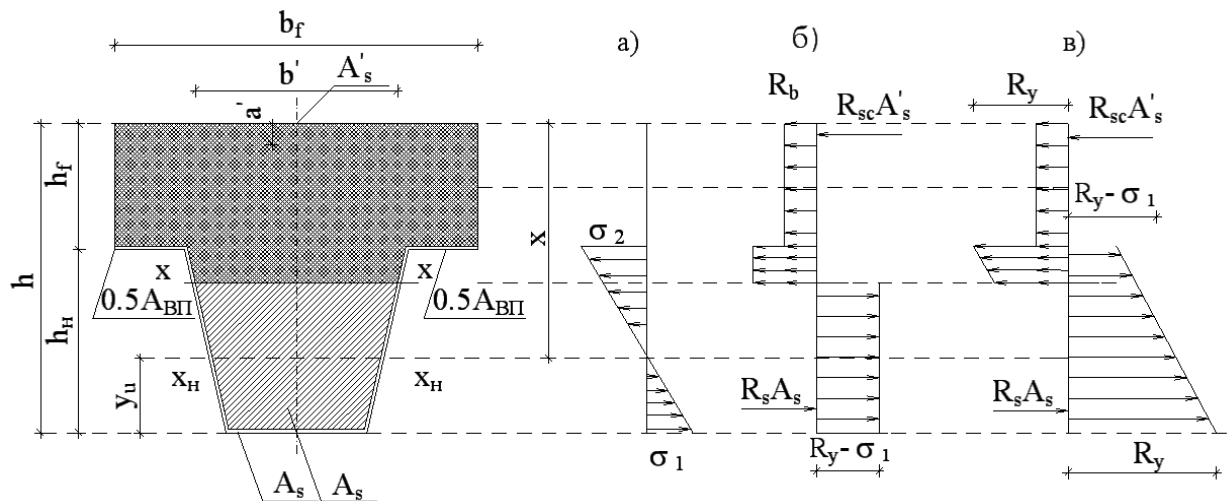


Рис. 10.3. Схемы напряжений и усилий в пролетном сечении плиты для случая 2:

- а) эпюра напряжений в сечении профнастила на стадии возведения; б) эпюра напряжений и усилий в сечении бетона, профнастила и стержневой арматуры на стадии эксплуатации;
- в) суммарные напряжения и усилия.

Прочность ж/б плиты проверяют по формуле (10.9), отражающей сумму моментов всех сил в рассматриваемом пролетном сечении относительно нейтральной оси х-х.

$$\begin{aligned}
 M - M_n \leq R_b \cdot \left[\frac{b' \cdot x^2}{2} + (b_f - b') \cdot h_f \cdot \left(x - \frac{h_f}{2} \right) \right] + R_s \cdot A_s' \cdot (x - a') + \\
 R_s \cdot A_s \cdot (h - x - a) + \gamma_c (R_y - \sigma_2) \cdot \left[A_{вп} \cdot (x - h_f) + t \cdot (x - h_f)^2 \right] + \\
 \gamma_c \cdot (R_y - \sigma_1) \cdot \left[A_{нм} \cdot (h - x) + t \cdot (h - x)^2 \right],
 \end{aligned} \quad (10.9)$$

где $A_{вп}, A_{нм}$ - соответственно, площади сечения верхней и нижней полок профнастила:

$$\sigma_1 = \frac{M_n}{W_2}, \quad \sigma_2 = \frac{M_n}{W_1},$$

Остальные обозначения - см. формулу (10.6).

Расчет прочности нормальных сечений ж/б плит на её промежуточных опорах выполняется только в случаях установки расчетной надопорной стержневой арматуры, обеспечивающей неразрезность конструкции. Прочность нормальных сечений ж/б плит определяется как для сечения ж/б элементов со стержневой арматурой по СНиП 52-01-2003 без учёта стального профнастила.

Расчёт прочности ж/б плит по наклонным сечениям (выполняется на действие поперечной силы), определение прогиба плит, расчёт анкеровки приведены в [18].

Стадболты приваривают к стальным балкам через отверстия в нижних полках гофр профнастила или без предварительного сверления отверстия, плотно прижав полку гофр настила к несущим балкам. Длина стадболта принимается равной толщине перекрытия за вычетом величины защитного слоя бетона (15-20 мм) от верха стадболта до поверхности бетона перекрытия.

Сопротивление стадболта при срезающем усилии, действующим между монолитной плитой и поясом балки, принимается по меньшему из значений, определяемых по формулам:

$$P_{Rd} = \frac{0.8 \cdot R_{tm} \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_y}, \quad (10.10)$$

или

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2}{\gamma_y} \sqrt{\sigma_{ск} \cdot E_{cr}}, \quad (10.11)$$

где $\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right)$, для $3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$; $\alpha = 1$ для $\frac{h_{sc}}{d} \geq 4$;

$\gamma_y = 1.5$ - коэффициент условия работы упора;

d - диаметр стадболта в пределах $16 \leq d \leq 25$ мм;

R_{tm} - временное сопротивление стали стадболта, но не менее 500 МПа;

$\sigma_{ск}$ - цилиндрическая прочность бетона на сжатие;

h_{sc} - общая длина стадболта;

11. Расчет однопролетных рам с элементами переменной жесткости

Сплошнотенчатые рамы производственных зданий выгодно отличаются от решетчатых рам благодаря меньшим габаритам, простотой изготовления, повышенной хладо- и сейсмостойкостью. Расход металла на раму зависит от соотношения изгибных жесткостей стоек и ригеля. Если профиль рамы близок к очертанию эпюры изгибающих моментов, то имеет место экономия металла.

Большой опыт применения легких рамных конструкций накоплен в США. Основной производитель ЛМК комплектной поставки – фирма «Батлер», широко использует однопролётные и многопролётные рамные системы. Изготавливаются рамы как из прокатных, так и из сварных двутавров переменного сечения из сталей повышенной прочности.

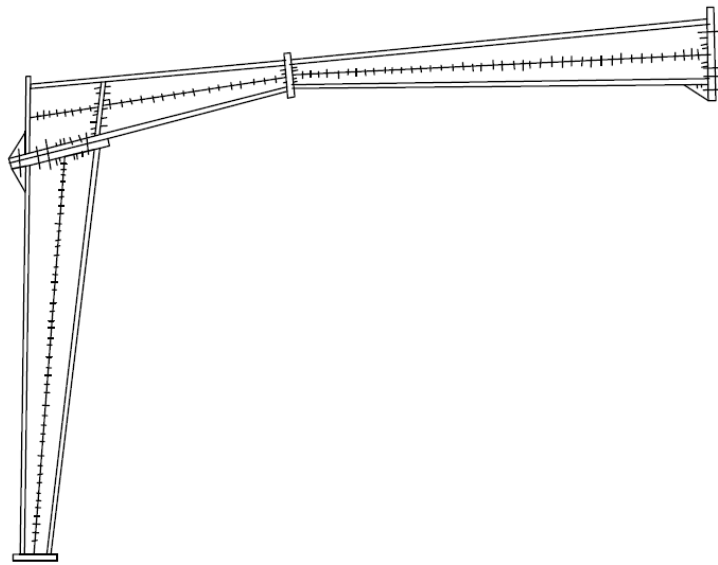


Рис. 11.1 Рамная конструкция типа «Батлер».

Рама типа «Батлер» – двухшарнирная, с пологим уклоном (не более 0,1) ригеля представляется в расчетной схеме с горизонтальным ригелем с равномерно распределенной нагрузкой по ригелю (рис. 11.2).

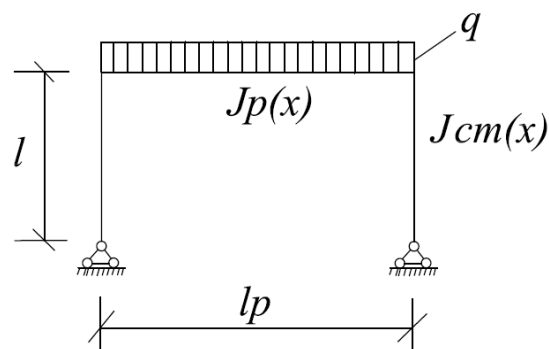


Рис. 11.2 Расчетная схема рамы.

Рассматриваемая рама статически неопределима один раз — представляет интерес для аналитического решения определения изгибающих моментов и расчетной длины стоек в плоскости рамы. В отечественных нормативных документах отсутствуют

указания и рабочие формулы по определению расчетных длин колонн переменного сечения в составе рамы. Таким образом, при расчете подобных рам следует решать две задачи:

- 1) Определение изгибающих моментов в сечении рамы;
- 2) Определение расчетной длины стоек рамы.

1). Расчетная схема рамы по методу сил представлена на Рис. 11.3.

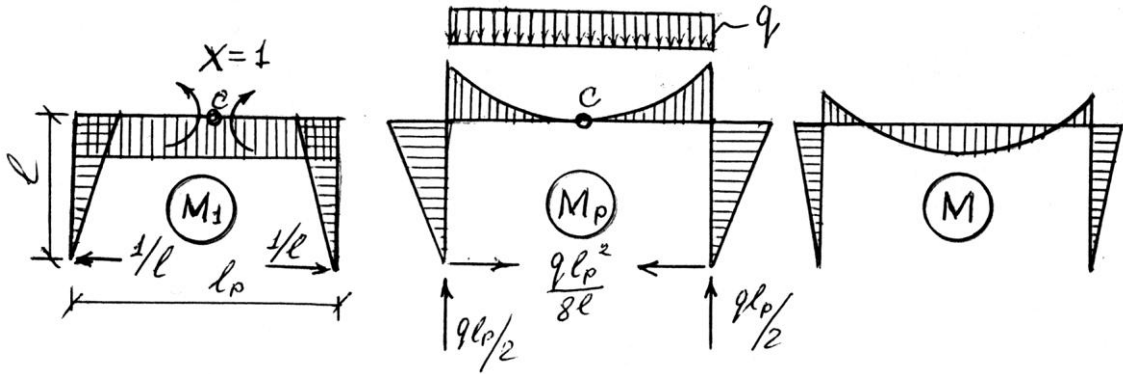


Рис. 11.3 Эпюры M в раме.

Каноническое уравнение метода сил:

$$\delta_{11} \cdot X + \Delta_{1p} = 0, \quad (11.1)$$

где $\delta_{11} = \delta_{11}^p + \delta_{11}^{ct}$; $\Delta_{1p} = \Delta_{1p}^p + \Delta_{1p}^{ct}$;

$$\delta_{11} = \sum \int \frac{M_{1,i}^2 \cdot dx}{E \cdot J_{x,i}}; \quad \Delta_{1p} = \sum \int \frac{M_{1,i} \cdot M_{p,i} \cdot dx}{E \cdot J_{x,i}}.$$

Для получения аналитических выражений моментов инерции представим схему рамы как показано на рис. 11.4.

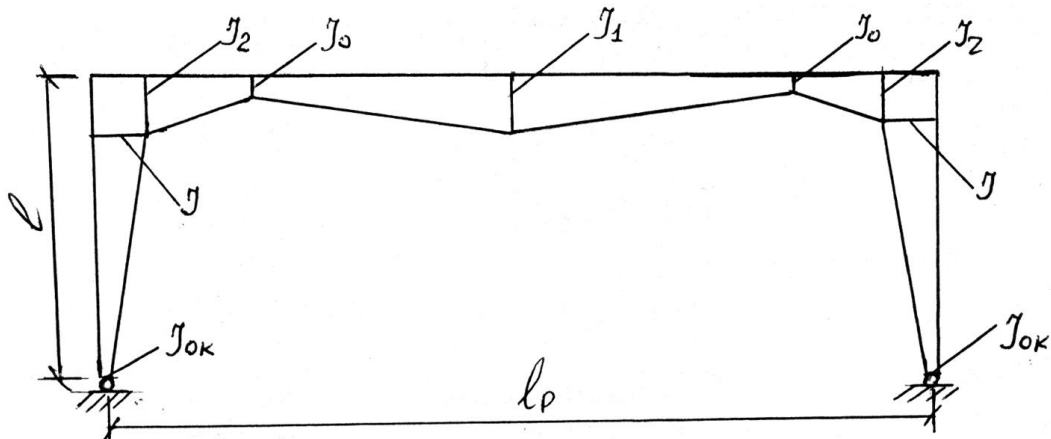


Рис. 11.4 Геометрическая схема рамы.

Поскольку рама симметрична относительно середины пролета, рассмотрим правую половину рамы. Геометрические схемы элементов правой половины рамы показаны на рис. 11.5. В целях упрощения выкладок длины элементов рамы приняты без учета их наложений.

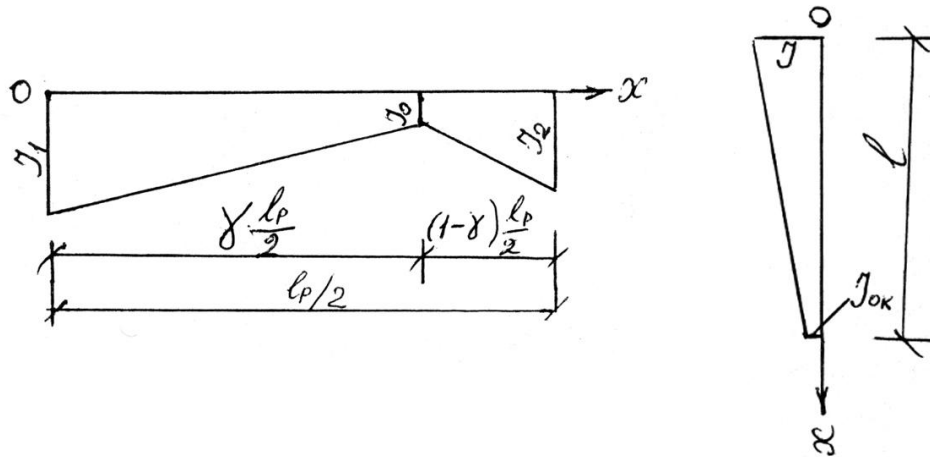


Рис. 11.5 Геометрическая схема элементов рамы.

Введем обозначения:

$$d = \sqrt{\frac{J_{ок}}{J}}; d_1 = \sqrt{\frac{J_0}{J_1}}; d_2 = \sqrt{\frac{J_0}{J_2}}.$$

Половина ригеля рамы состоит из двух участков, для каждой из которых аналитическое выражение момента инерции можно принять в следующем виде (для двутаврового сечения):

$$\left. \begin{array}{l} \text{на участке } \left[0; \gamma \cdot \frac{l_p}{2}\right]: J_x = J_1 \left[1 - (1 - d_1) \cdot \frac{2x}{\gamma \cdot l_p}\right]^2; \\ \text{на участке } \left[\gamma \cdot \frac{l_p}{2}; \frac{l_p}{2}\right]: J_x = J_2 \left[1 - (1 - d_2) \cdot \frac{2\left(x - \frac{l_p}{2}\right)}{l_p \cdot (\gamma - 1)}\right]^2 \end{array} \right\} \quad (11.2)$$

Обозначим

$$D_1 = \left[1 - (1 - d_1) \cdot \frac{2x}{\gamma \cdot l_p}\right]^2 = (1 - b_1 \cdot x)^2;$$

$$D_2 = \left[1 - (1 - d_2) \cdot \frac{2\left(x - \frac{l_p}{2}\right)}{l_p \cdot (\gamma - 1)}\right]^2 = (a - b_2 \cdot x)^2;$$

$$b_1 = \frac{2(1 - d_1)}{\gamma \cdot l_p}; b_2 = \frac{2(1 - d_2)}{l_p \cdot (\gamma - 1)}; a = \frac{\gamma - d_2}{\gamma - 1}.$$

$$\text{у стойки } (0; l): J_x = J \left[1 - (1 - d) \cdot \frac{x}{l}\right]^2. \quad (11.2')$$

С учетом принятых обозначений:

$$\delta_{11}^p = \frac{1}{E \cdot J_1} \cdot \int_0^{\gamma \cdot \frac{l_p}{2}} \frac{dx}{D_1} + \frac{1}{E \cdot J_2} \cdot \int_{\gamma \cdot \frac{l_p}{2}}^{\frac{l_p}{2}} \frac{dx}{D_2} =$$

$$= \frac{1}{E \cdot J_1} \int_0^{\gamma \cdot l_p/2} \frac{dx}{(1 - b_1 \cdot x)^2} + \frac{1}{E \cdot J_2} \cdot \int_{\gamma \cdot l_p/2}^{l_p/2} \frac{dx}{(a - b_2 \cdot x)^2}$$

Для стойки:

$$\delta_{11}^{ст} = \frac{1}{E \cdot J} \cdot \int_0^l \frac{\left(1 - \frac{2}{l}x + \frac{x^2}{l^2}\right) \cdot dx}{D_3};$$

$$\text{где } D_3 = \left[1 - (1 - d) \cdot \frac{x}{l}\right]^2 = (1 - b_3 \cdot x)^2, b_3 = \frac{1-d}{l}.$$

Свободный член канонического уравнения (11.1):

$$\Delta_{1p}^p + \Delta_{1p}^{ст} = -\frac{q}{2 \cdot E \cdot J_1} \int_0^{\gamma \cdot l_p/2} \frac{x^2 \cdot dx}{(1 - b_1 \cdot x)^2} - \frac{q}{2 \cdot E \cdot J_2} \int_{\gamma \cdot l_p/2}^{l_p/2} \frac{x^2 \cdot dx}{(a - b_2 \cdot x)^2} - \frac{q \cdot l_p^2}{8} \cdot \delta_{11}^{ст}.$$

После интегрирования получим:

$$\delta_{11} = \frac{l_p}{E \cdot J} \cdot \left[B_1 + \frac{l}{l_p} \cdot (B_2 + B_3) \right];$$

$$\Delta_{1p} = \frac{q \cdot l_p^3}{8 \cdot E \cdot J} \cdot \left[A_1 - A_2 \cdot (A_3 + A_4) - \frac{l}{l_p} \cdot (B_2 + B_3) \right];$$

$$M_c = X = -\frac{q \cdot l_p^2}{8} \cdot \frac{\left[A_1 - A_2 \cdot (A_3 + A_4) - \frac{l}{l_p} \cdot (B_2 + B_3) \right]}{\left[B_1 + \frac{l}{l_p} \cdot (B_2 + B_3) \right]} = -\frac{q \cdot l_p^2}{8} \cdot \alpha. \quad (11.3)$$

$$\text{где } B_1 = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{\gamma}{d_1} \cdot \left(\frac{J}{J_1}\right) + \frac{(1-\gamma)}{d_2} \cdot \left(\frac{J}{J_2}\right) \right];$$

$$B_2 = \frac{1}{d} - \frac{2}{(1-d)^2} \cdot \left(lnd + \frac{1-d}{d} \right);$$

$$B_3 = \frac{1}{(1-d)^3} \cdot \left(\frac{1-d^2}{d} + 2 \cdot lnd \right);$$

$$A_1 = \frac{\gamma^3}{2(1-d_1)^3} \cdot \left(\frac{J}{J_1}\right) \cdot \left(\frac{d_1^2-1}{d_1} - 2 \cdot lnd_1 \right);$$

$$A_2 = \frac{(1-\gamma)^3}{2 \cdot (1-d_2)^3} \cdot \left(\frac{J}{J_2}\right);$$

$$A_3 = (1 - d_2) + \frac{2 \cdot (d_2 - \gamma)}{(1-\gamma)} \cdot lnd_2;$$

$$A_4 = \frac{(d_2 - \gamma)^2 \cdot (1-d_2)}{(1-\gamma)^2 \cdot d_2}; \gamma = \frac{2}{3}.$$

Опорный изгибающий момент в ригеле рамы определяется по формуле:

$$M_{оп} = \frac{q \cdot l_p^2}{8} - |M_c| = \frac{q \cdot l_p^2}{8} \cdot (1 - |\alpha|). \quad (11.4)$$

2). Определение расчетной длины стоек в плоскости рамы.

При рассмотрении вопроса устойчивости рамы в своей плоскости принимается кососимметричная форма потери устойчивости (рис. 10.6)

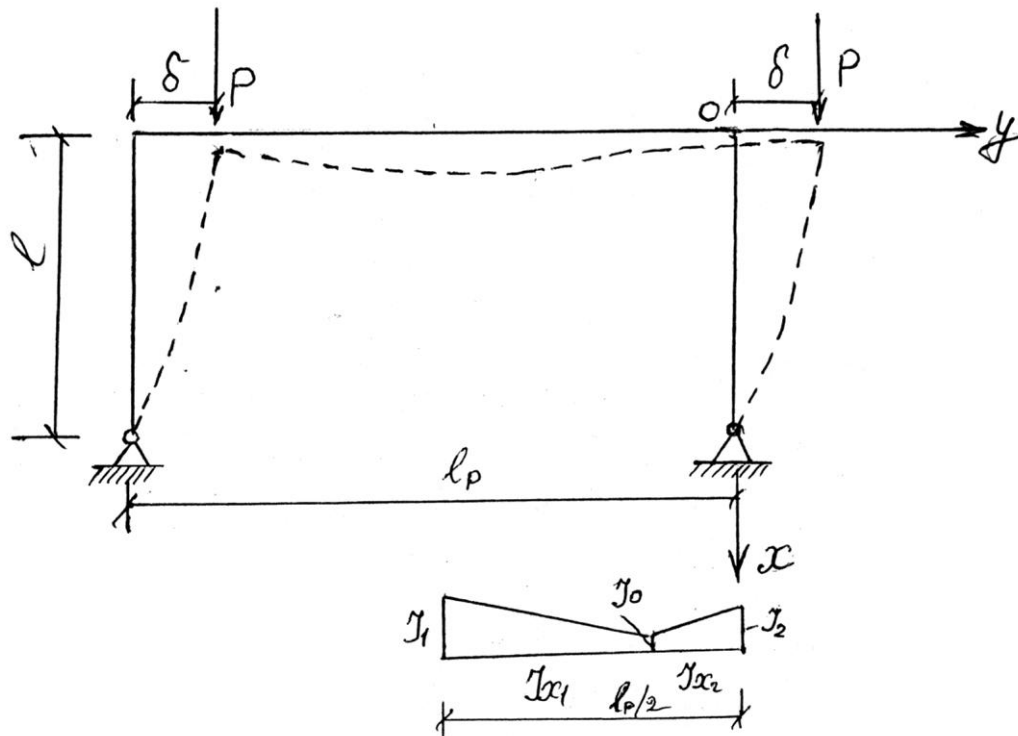


Рис. 11.6 Расчетная схема рамы на устойчивость.

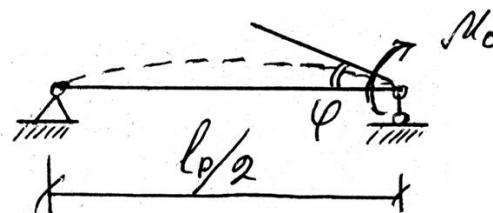


Рис. 11.7 К определению узла .

Для стойки рамы при данном расположении осей:

$$J_x^k = J \cdot \left[1 - (1 - d) \cdot \frac{x}{l} \right]^2 \quad (11.5)$$

Дифференциальное уравнение изогнутой оси стойки рамы:

$$E \cdot J \cdot U^2 \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} + P \cdot y - P \cdot \delta = M_0, \quad (11.6)$$

где $U = 1 - (1 - d) \cdot \frac{x}{l}$.

Имеет решение в виде:

$$y = \delta + \sqrt{U} \cdot [A \cdot \cos(\mu_k \cdot \ln U) + B \cdot \sin(\mu_k \cdot \ln U)] + \frac{M_0}{P}, \quad (11.7)$$

где $\mu_k = \sqrt{\frac{k}{(1-d)^2} - 0.25}$;

$k = \frac{P \cdot l^2}{E \cdot J}$ – параметр критической силы стойки рамы.

Граничные условия для стойки рамы:

$$\left. \begin{aligned} 1). \text{ при } x = 0 \quad y = \delta, \\ 2). \text{ при } x = l \quad y = 0, \\ 3). \text{ при } x = 0 \quad y' = \varphi, \\ 4). \text{ при } x = l \quad y'' = 0, \end{aligned} \right\} \quad (11.8)$$

где φ – угол поворота опорного сечения ригеля от действия M_0 , определяемый по формуле:

$$\varphi = \sum \int \frac{M_0 \cdot M_i \cdot dx}{E \cdot J_{x,i}^2} \quad (11.9)$$

После интегрирования получим:

$$\varphi = \frac{M_0 \cdot l_p}{2 \cdot E \cdot J_1} \times \left\{ \begin{aligned} & \frac{\gamma^3}{(1-d_1)^3} \cdot \left(\frac{1-d_1^2}{d_1} + 2 \cdot \ln d_1 \right) + \frac{J_1}{J_2} \cdot \frac{(1-\gamma) \cdot (d_2-\gamma)^2}{(1-d_2)^3} \times \\ & \times \left[\frac{(1-d_2) \cdot (1-\gamma)^2}{(d_2-\gamma)^2} + 2 \cdot \frac{(1-\gamma)}{(d_2-\gamma)} \cdot \ln d_2 + \frac{1-d_2}{d_2} \right] \end{aligned} \right\}. \quad (11.10)$$

Удовлетворяя решение (11.7) граничным условиям (11.8), получим:

- 1) $\delta + A + B \cdot O + \left(\frac{M_0}{P} \right) = \delta$;
- 2) $\delta + C e \cdot \sqrt{d} \cdot A + S e \cdot \sqrt{d} \cdot B + \left(\frac{M_0}{P} \right) = 0$;
- 3) $0.5 \cdot A + \mu_k \cdot B + \frac{k \cdot \beta}{(1-d)} \cdot \left(\frac{M_0}{P} \right) = \varphi$;
- 4) $C_1 \cdot A + S_1 \cdot B + \left(\frac{M_0}{P} \right) \cdot 0 = 0$,

где $C_1 = \cos(\mu_k \cdot \ln d)$; $S_1 = \sin(\mu_k \cdot \ln d)$.

Составляя определитель из коэффициентов при δ , и приравнявая его к нулю, получим уравнение устойчивости рамы:

$$\beta = \frac{(1-d)}{2 \cdot k} \cdot [1 - 2 \cdot \mu_k \cdot \text{ctg}(\mu_k \cdot \ln d)], \quad (11.11)$$

где $\beta = \frac{l_p}{2 \cdot l} \cdot \frac{J}{J_1} \cdot \left\{ \begin{aligned} & \frac{\gamma^3}{(1-d_1)^3} \cdot \left(\frac{1-d_1^2}{d_1} + 2 \cdot \ln d_1 \right) + \frac{J_1}{J_2} \cdot \frac{(1-\gamma) \cdot (d_2-\gamma)^2}{(1-d_2)^3} \times \\ & \times \left[\frac{(1-d_2) \cdot (1-\gamma)^2}{(d_2-\gamma)^2} + 2 \cdot \frac{(1-\gamma)}{(d_2-\gamma)} \cdot \ln d_2 + \frac{1-d_2}{d_2} \right] \end{aligned} \right\}$.

Из уравнения (11.11) следует определить параметр критической силы k :

Расчетная длина колонны в плоскости рамы

$$\mu_{k,x} = \frac{\pi}{\sqrt{k}}; l_{sf,x} = \mu_{k,x} \cdot l. \quad (11.12)$$

Предлагается приближенный способ решения уравнения (11.11), которое можно представить в виде

$$k_1 \cdot \text{tg} k_1 = 6 \cdot n_1, \quad (11.13)$$

где $k_1 = \mu_k \cdot \ln d$,

$$6 \cdot n_1 = \frac{\mu_k^2 \cdot (1-d) \cdot lnd}{0.5 \cdot (1-d) - \beta \cdot k} \quad (11.14)$$

Уравнение (11.13) имеет решение с достаточной степенью точности в виде

$$k_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{n_1}{4 \cdot n_1 + 1.4316}} \quad (11.15)$$

С другой стороны

$$k_1 = \mu_k \cdot lnd = \left[\frac{k}{(1-d)^2} - 0.25 \right] \cdot lnd. \quad (11.16)$$

$$\text{откуда } k = (1-d)^2 \cdot \left(\frac{k_1^2}{lnd^2} + 0.25 \right). \quad (11.17)$$

Подставляя (11.16) и (11.17) в (11.14), получаем

$$n_1 = \frac{\frac{\pi^2}{6} - 1.4916 \cdot a_1}{4 \cdot a_1 - a_2}, \quad (11.13)$$

$$\text{где } a_1 = 0.5 \cdot lnd \cdot [1 - 0.5 \cdot \beta \cdot (1-d)], a_2 = \frac{\pi^2 \cdot \beta \cdot (1-d)}{lnd}.$$

Определив по формуле (11.18) величину параметра n_1 , легко вычисляется параметр k_1 по формуле (11.15) и k — по формуле (11.17).

При предварительной оценки эффективности рам типа «Батлер» на первый взгляд кажется очевидным, что рама с элементами переменной жесткости значительно экономичнее по расходу металла рамы постоянной жесткости. Однако при этом следует учитывать, что экономия металла рамы «Батлер» будет происходить только за счет ригеля, работающего в основном на изгиб. Переменная жесткость колонны увеличивает их расчетные длины, тем самым снижая эффективность рамы в целом. При сравнении рам с элементами переменных жесткостей с рамами постоянных жесткостей, расход металла у первых примерно на 10 % ниже.

Для анализа параметров рамы введем данные соотношения:

$$m = \frac{J}{J_2} \text{ и } \psi = \frac{J_1}{J_2}.$$

Практический интерес представляет значение параметров $m = 0.9 \dots 1.1$ и $\psi = 0.$, для которых значения приведены в табл. 11.1.

Табл. 11.1. Значения параметров

№п/п	d	d_2	ψ	m	α	β
1	0.45	0.3	0.8	1.1	0.3950	1.0540
2	0.45	0.4	0.8	1.1	0.4014	0.9620
3	0.35	0.3	0.9	1.1	0.4084	1.0170
4	0.45	0.3	1.0	1.1	0.4122	0.9850
5	0.45	0.4	1.0	1.1	0.4202	0.9182
6	0.35	0.3	1.2	1.1	0.4305	0.9314
7	0.40	0.5	1.0	1.0	0.4401	0.8235
8	0.40	0.4	1.2	0.9	0.4518	0.7232

9	0.35	0.5	1.2	1.0	0.4605	0.8016
10	0.35	0.5	1.2	0.9	0.4696	0.7215

В таблице 11.1 значения параметра α расположены по возрастанию.

Условие равенства опорного и пролетного моментов в ригеле рамы требуют значения α . Наиболее близкое значение к 0,5 в табл. 11.1 $\alpha = 0.4605$. Однако это значение соответствует $\psi = 0.9$, что противоречит соотношению опорного и пролетного моментов ригеля, которому соответствует $\psi = 1.1$. Кроме того, величины α должны быть как можно меньше, т.е. значение α следует принять из таблицы 11.1 при $d = 0.35$ и $m = 1.1$. При этом $\alpha = 0.4084$ (при $\psi = 0.9$ и $m = 1.1$), $\beta = 0.9$.

Кемеровским отделом ЦНИИП проект-конструкции разработана была рама с переменными жесткостями элементов «УНИКОН» - двухшарнирная рама с жестким сопряжением ригеля с колоннами (Рис. 10.8).

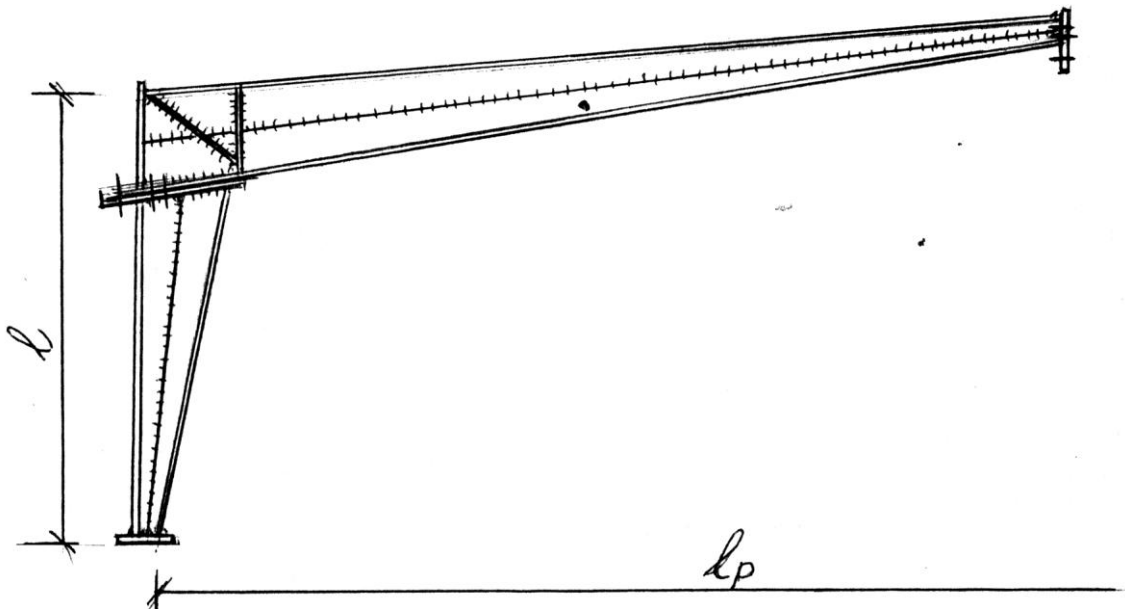


Рис. 11.8. Геометрическая схема рамы «УНИКОН».

У двухшарнирных рам достаточно точно проявляется эффект защемления ригеля в стойке, они относительно мало чувствительны к осадке фундаментов. При такой схеме значительно снижается материалоемкость фундаментов.

Для вывода формул коэффициента α и свободного члена канонического уравнения метода сил представляет схему рамы, как показано на рис. 11.9.

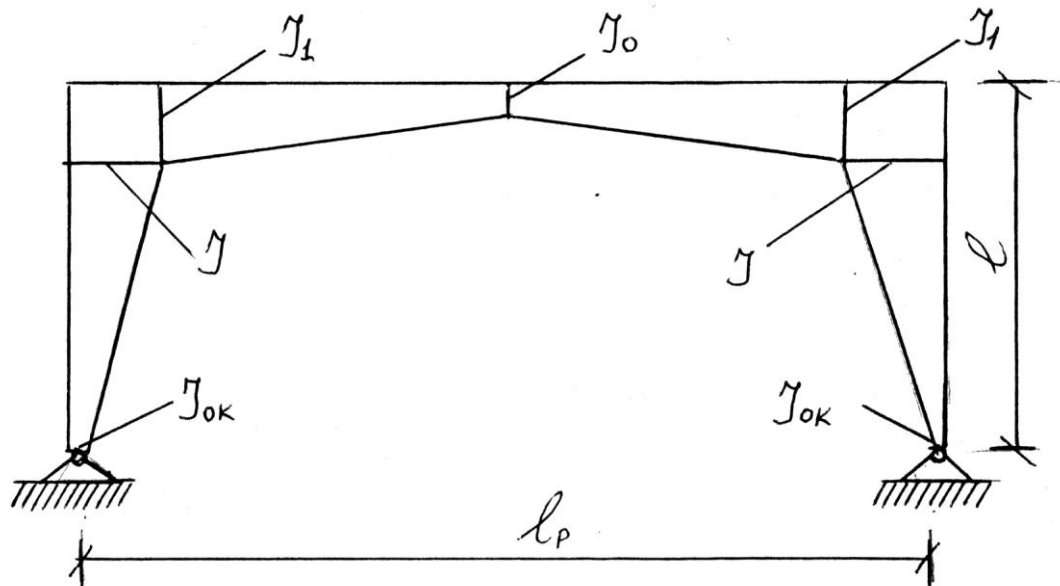


Рис. 11.9. Геометрическая схема рамы «УНИКОН».

Рассматривается правая половина рамы.

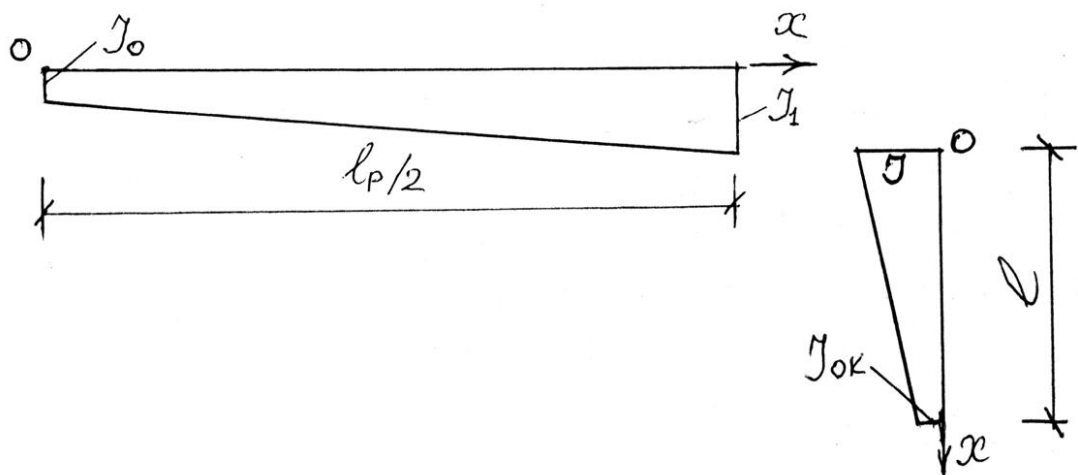


Рис. 11.10. Геометрическая схема элементов рамы.

Выражения для моментов инерции приняты в следующем виде:

$$\left. \begin{aligned} \text{для стойки рамы } J_x^{ст} &= J \left[d + x \cdot \frac{(1-d)}{l} \right]^2; \\ \text{для ригеля рамы } J_x^p &= J_1 \cdot \left[d_1 + \frac{2x}{l_p} \cdot (1-d_1) \right]^2, \end{aligned} \right\} \quad (11.19)$$

$$\text{где } d = \sqrt{\frac{J_{ок}}{J}}; d_1 = \sqrt{\frac{J_0}{J_1}}.$$

Коэффициент и свободный член канонического уравнения метода сил (11.1):

$$\delta_{11} = \int_0^l \frac{M_1^2 \cdot dx}{E \cdot J_x^{ст}} + \int_0^{l_p/2} \frac{M_1^2 \cdot dx}{E \cdot J_x^p} = \int_0^l \frac{x^2 \cdot dx}{E \cdot J \cdot l^2 \cdot \left(d + \frac{1-d}{l} \cdot x \right)^2} +$$

$$+ \int_0^{l_p/2} \frac{dx}{E \cdot J_1 \cdot [d_1 + (1-d_1) \frac{2x}{l_p}]^2} = \frac{l_p}{J_1} \cdot \left[\left(\frac{l}{l_p} \right) \cdot \left(\frac{J_1}{J} \right) \cdot \frac{(1-d^2 + 2d \cdot \ln d)}{(1-d)^3} + \frac{1}{2d_1} \right]; \quad (11.20)$$

$$\begin{aligned} \Delta_{1p} &= \int_0^l \frac{M_1 \cdot M_p \cdot dx}{E \cdot J_x^2} + \int_0^{l_p/2} \frac{M_1 \cdot M_p \cdot dx}{E \cdot J_x^2} = \frac{q \cdot l_p^2}{8 \cdot E \cdot J \cdot l^2} \cdot \int_0^l \frac{x^2 \cdot dx}{(d+c \cdot x)^2} + \\ &+ \frac{q}{2 \cdot E \cdot J_1} \cdot \int_0^{l_p/2} \frac{x^2 \cdot dx}{(d_1+c_1 \cdot x)^2} = \\ &= \frac{q \cdot l_p^3}{8 \cdot E \cdot J_1} \cdot \left[\left(\frac{l}{l_p} \right) \cdot \left(\frac{J_1}{J} \right) \cdot \frac{(1-d^2 + 2d \cdot \ln d)}{(1-d)^3} + \right. \\ &\left. + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{l}{l_p} \right) \cdot \left(\frac{J_1}{J} \right) \cdot \frac{(1-d_1^2 + 2d_1 \cdot \ln d_1)}{(1-d_1)^3} \right], \end{aligned} \quad (11.21)$$

где $c = \frac{1-d}{l}$, $c_1 = \frac{2(1-d_1)}{l_p}$.

$$X = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = -\frac{q \cdot l_p^2}{8} \cdot \frac{\left[B + \frac{A_1}{2 \cdot (1-d_1)^3} \right]}{\left(B + \frac{1}{2 \cdot d_1} \right)}, \quad (11.13)$$

где $B = \left(\frac{l}{l_p} \right) \cdot \left(\frac{J_1}{J} \right) \cdot \frac{D}{(1-d)^3}$; $D = 1 - d^2 + 2d \cdot \ln d$, $A_1 = 1 - d_1^2 + 2d_1 \cdot \ln d_1$.

Значение изгибающего момента по концам ригеля

$$M_k^p = \frac{q \cdot l_p^2}{8} \cdot (1 - \alpha), \quad (11.23)$$

где $\alpha = \frac{B + \frac{A_1}{2 \cdot (1-d_1)^3}}{B + \frac{1}{2 \cdot d_1}}$.

Устойчивость рамы «УНИКОН» рассматривается по тому же алгоритму, что и для рамы типа «Батлер».

В итоге характеристическое уравнение устойчивости рассматриваемой рамы имеет вид:

$$\beta = \frac{(1-d)}{2k} \cdot [1 - 2 \cdot \mu_k \cdot \text{ctg} \cdot (\mu_k \cdot \ln d)], \quad (11.24)$$

где $\beta = \frac{l_p}{2l} \cdot \left(\frac{J}{J_1} \right) \cdot \frac{(1 + 2d_1 \cdot \ln d_1 - d_1^2)}{(1-d_1)^3}$.

Расчетная длина стойки рамы

$$l_{ef} = \frac{\pi}{\sqrt{k}}, \quad (11.25)$$

где $k = (1-d)^2 \cdot \left(\frac{K_1}{\ln^2 d} - 0.25 \right)$; $k_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{n_1}{4n_1 + 1.4916}}$; $n_1 = \frac{\pi^2 - 1.4916 \cdot (a_1 - a_2)}{4 \cdot (a_1 - a_2) - a_2}$,

$a_1 = 0.25 \cdot \ln d$, $a_2 = \frac{\pi^2 \cdot \beta \cdot (1-d)}{\ln d}$, $a_3 = 0.25 \cdot \beta \cdot (1-d) \cdot \ln d$.

Оптимальным по расходу металла считается ригель, у которого в среднем сечении и по концам наибольшие нормальные напряжения от изгибающих моментов примерно равным между собой.

Этому условию отвечает соотношения высоты сечения ригеля по концам к высоте сечения в середине пролета равное 4,0. При этом сечение пояса ригеля должно быть равным сечению стенок ригеля в середине проката рамы.

Список литературы

1. Проектирование металлических конструкций. Специальный курс: Учеб. пособие/Под ред. В.В. Бирюлева. – Л.: Ленинградское отделение, 1990. – 432с.
2. Енджиевский Л.В. и др. Каркасы зданий из легких металлических конструкций и их элементы: учеб.пособие. – М.: АСВ, 1998. – 246 с.
3. Фридрих Блейх. Устойчивость металлических конструкций. – М.: Госиздат физико-математической литературы, 1956. – 544 с.
4. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. – 2-е изд. – М.: Госиздат технико-теоретической литературы, 1955. – 567 с.
5. Брудка Ян, Лубиньски Мечислав. Легкие стальные конструкции. – 3-е изд. – М.: Стройиздат., 1974. – 342 с.
6. Смирнов А.Ф. Устойчивость и колебания сооружений. – М.: Трансжелдориздат, 1958. – 571 с.
7. Eurocodes: Design of Steel structures. EN 1993 – 1–3: 2004, Part 1–3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. CEN. European Committee for standardization. 2004.
8. Schafer B.W. Review: The Direct Strength Method of Cold-Formed Steel Member Design // International Colloquim on Stabily and Ductility of Steel Structures, Lisbon, Partugal, September, 6 – 8, 2006 г.
9. Schafer B.W., Adany S. Buckling analysis of cold-farmed steel members using CUFSM: conventional and constained finite strip methods // Eighteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Orlando, FL. October 2006.
10. Рекомендации по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса малоэтажных зданий и мансард из холодногнутых стальных оцинкованных профилей производства ООО «Балт-Профиль». – М.: ЦНИИПСК им. Мельникова, 2004. – 71 с.
11. Нехаев Г.А., Томаев А.Н. Устойчивость рамы с элементами переменной изгибной жесткости // Известия Тульского Государственного Университета. Вып. 2. ТулГУ, 2001. – с. 91–94.
12. Айрумян Э. и др. Лёгкие стальные каркасы из оцинкованных холодногнутых профилей для одноэтажных зданий массового применения. // Промышленное и гражданское строительство: М.: 2003. – №6 – с. 22–24.
13. Крюлов И.И., Кретинин А.Н. Эффективные балки из тонкостенных профилей. // Известия ВУЗов Строительство. – Новосибирск. – 2005. - №6 – с. 11–14.
14. Камынин С.В. и др. Малоэтажные жилые здания возводимые с применением легких стальных тонкостенных конструкций. // Монтажные и спец. работы в строительстве. – М.: 2006. – №8 – с. 12–14.
15. Крылов И.И. Кретинин А.Н. Развитие конструктивной формы балочных систем из тонкостенных оцинкованных профилей. // Известия ВУЗов Строительство. – Новосибирск., 2007 – №2 – с. 89–91.

16. Айрумян Э.Л. Боярский А.В. Композитные плиты с арматурой из стального профилированного настила. // Металлические здания. – М.: 2008. – №4 (8) – с. 23,24; №5(9) – с. 24,25.
17. Забельян З. Методы расчета несущих элементов из тонкостенных гнутых профилей. // Стройметалл. – М.: 2009. – №5 – с. 14–18.
18. Айрумян Э.Л. Рекомендации по расчету стальных конструкций из тонкостенных гнутых профилей. // Стройпрофиль. – М.: 2009 – №8 – с. 12–14.
19. Айрумян Э.Л., Ганичев С.В. Вытяжные заклепки или самонарезающие винты? (Рекомендации по применению в ЛСТК). – // Монтажные и специальные работы в строительстве. – М.: 2009 – №3 – с. 1–8.
20. Нехаев Г.А. Теличко Г.Н. Трещев А.А. Погрешности моделирования составных сечений из тонкостенных гнутых профилей. // Сборник материалов 9-й международной научно-технической конференции «Актуальные проблемы строительства и строительной индустрии». – Тула, 2008 – с. 40,41.
21. Коротких Л.В. и др. Особенности работы одноболтовых фрикционных сдвигоустойчивых соединений тонкостенных оцинкованных профилей. // Известия ВУЗов. Строительство. – Новосибирск: 2009. – №9 – 117–122 с.
22. Нехаев Г.А. Теличко Г.Н. Некоторые аспекты работы и расчета элементов конструкций из холодногнутого оцинкованного профиля. // Материалы международного конгресса «Наука и инновации в строительстве». SIB. – 2008. Т.2. – Воронеж, 2008 – 177–180 с.
23. Нехаев Г.А. Теличко Г.Н. Численное моделирование составных стержней из тонкостенных гнутых профилей. // Сб. материалов 11-ой международной научно-технической конференции «Актуальные проблемы строительства и строительной индустрии». – Тула: 2008 – с. 40,41.
24. Кретинин А.Н. Тонкостенные балки из гнутых оцинкованных профилей составных поясов коробчатых сечений и гофрированных листов. Автореферат канд. Дисс. Новосибирск, 2008 – с. 24.
25. Семенов А.С. Ферма из холодногнутого профиля повышенной жесткости с болтовыми соединениями. Автореферат канд. дис. – Воронеж: 2009 – 16с.
26. Перекрытие сталежелезобетонное с монолитной плитой по стальному профнастилу. Расчет и проектирование. СТО 0047–2005 – М.: ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова»; ЗАО «ХилтиДистрибьюшн Лтд», 2005 – 63с.
27. Нехаев Г.А. Проектирование элементов балочной клетки из горячекатаных и холодногнутого профилей: учебное пособие – Тула: ТулГУ, 2011 – 123с.
28. Перекрытия железобетонное монолитное с несъемной опалубкой из профилированного листа: общие технические требования. Проектирования и производство работ. СТО 57398459–002–2011. – Рязань: ООО «Стальные конструкции – Профлист», 2011. – 62с.
29. Айрумян Э.Л., Белый Г.И. Исследование работы стальной фермы из холодногнутого профиля с учетом их местной и общей устойчивости //

- Промышленное и гражданское строительство. – М.: 2010 – №5 – с. 41–44.
30. Былеев Д.Н. Расчет тонкостенных холодногнутых профилей на внецентренное сжатие. Оптимизация поперечного сечения стержня дис. магистра. – Тула: ТулГУ, 2010. – с.120.
 31. Калимулина В.Е. Установление зависимости длин полуволн при локальной и с искажением формы сечения видов потери устойчивости от геометрических параметров сечения: раздел дис. магистр. – Тула: ТулГУ, 2009 – с.16.
 32. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*) ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

Приложение

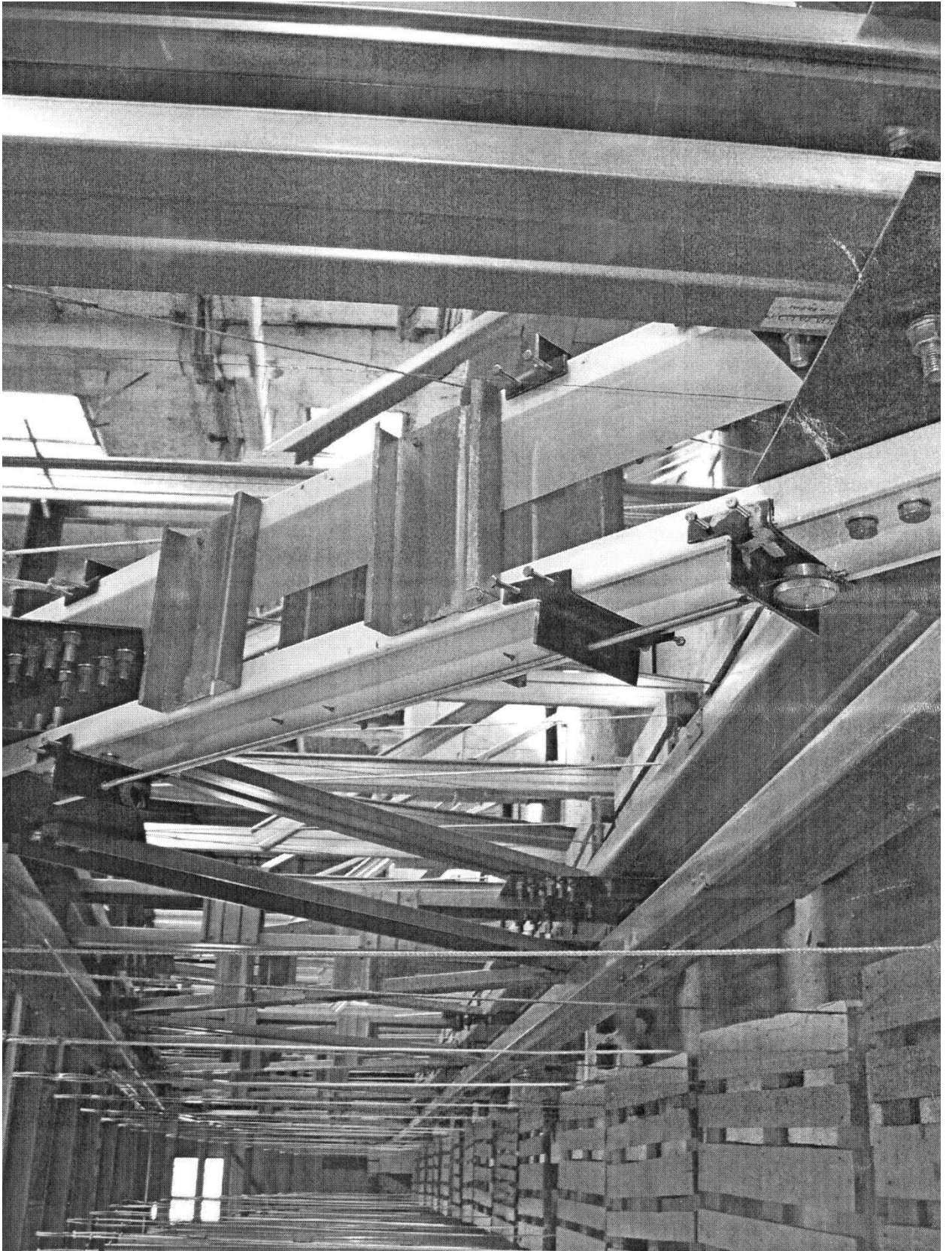


Фото 1



Фото 2



Фото 3

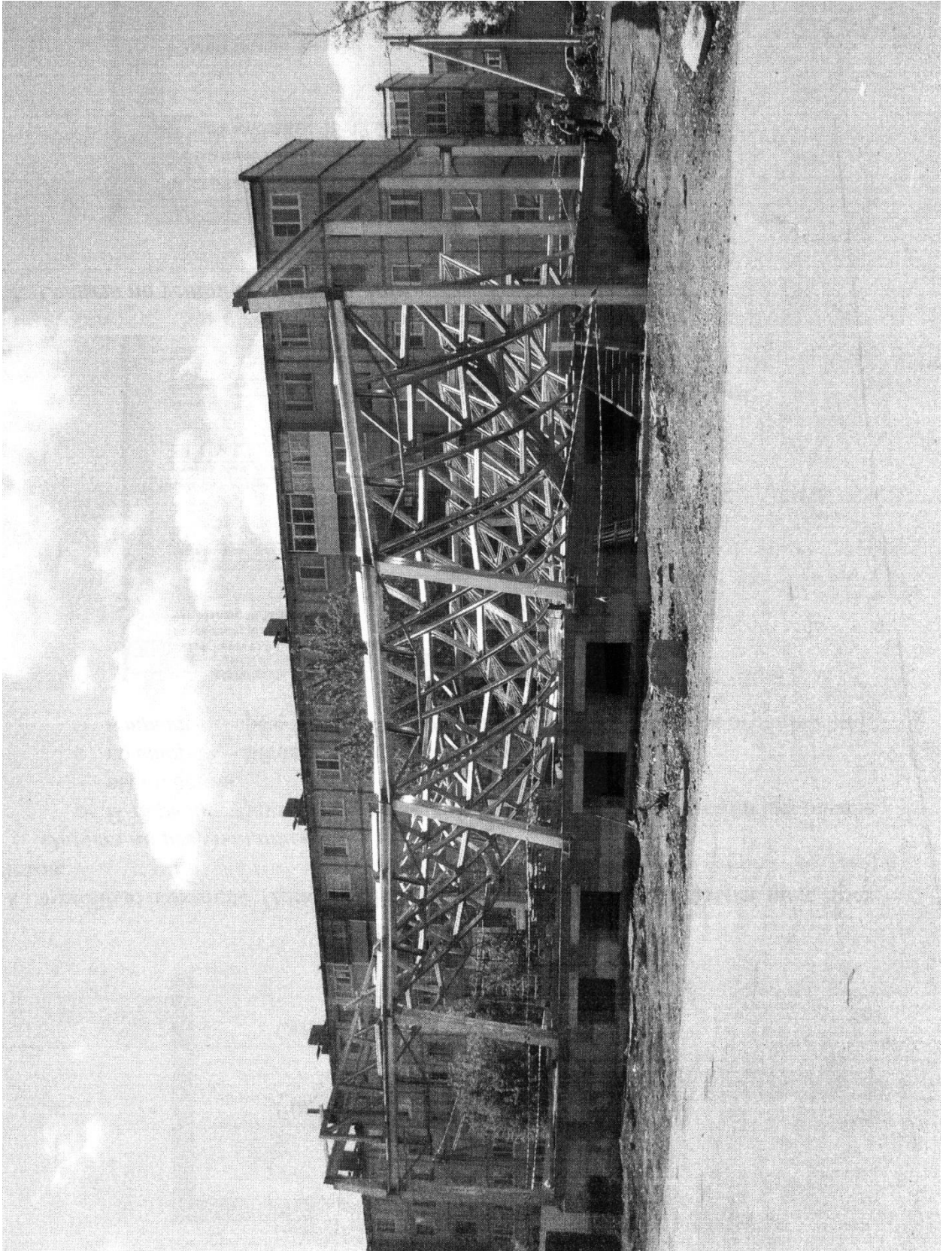


Фото 4

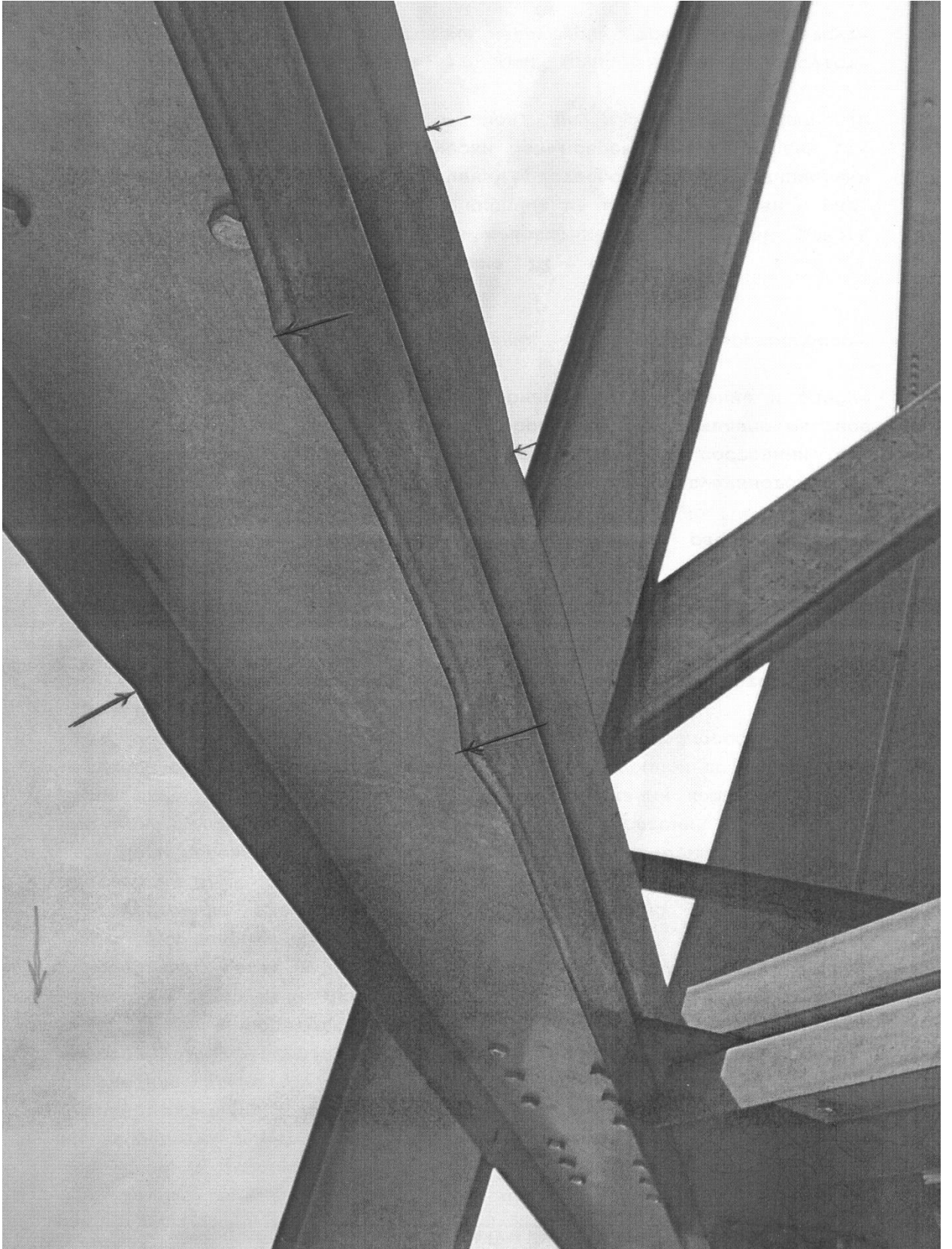


Фото 5