

Несколько сложнее обстоит дело с двухстенчатым анкерным упором, но и для него могут быть предложены формулы типа (3.12) – (3.15).

Исследование местной устойчивости стенок сплошностенчатых изгибаемых элементов с учетом местных напряжений, вызываемых локальными нагрузками, также позволяет предложить достаточно простые приемы соответствующих расчетов.

В самом общем случае, т. е. при наличии в стенке трех компонент напряжения (включая и местные), между ними всегда имеется связь, определяемая геометрическими параметрами и схемой нагрузки. Поэтому вместо отыскания трех критических напряжений σ_{cr} , τ_{cr} , $\sigma_{loc, cr}$ по СНиП П-23-81 задачу можно свести к отысканию лишь одного из них — последнего. Для него можно получить следующую расчетную формулу:

$$\sigma_{loc, cr} = \varphi k_0 \pi^2 D / 8 t_\omega a, \quad (3.16)$$

где $2a$ — длина отсека (шаг ребер); D — цилиндрическая жесткость пластины; φ — коэффициент, учитывающий упругое защемление продольных кромок стенки в поясах; k_0 — критический параметр. Последние две величины табулированы в функций параметров $s = a/h$; $\eta = t/h$; χ и

$$\gamma = C \frac{h_f}{h} \left(\frac{t_f}{t_\omega} \right)^3.$$

Сравнительные расчеты по (3.16) и по формуле (79) п. 7.6 СНиП П-23-81 показывают, что в большинстве случаев расчет по СНиП занижает несущую способность стенок балок в среднем на 10–15% (в некоторых случаях даже до 25%). Это объясняется поддерживающим влиянием местных напряжений, учитываемым в (3.16).

Таким образом, на приведенных в настоящей статье примерах показано, что использование теории местных напряжений для уточнения различных расчетов тонкостенных металлических конструкций не приводит в конечном счете к значительным формальным трудностям. Вместе с тем во многих случаях это дает возможность получить определенный экономический эффект.

3.7. К ВОПРОСУ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ ДЛИН СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЗАМКНУТЫХ ГНУТОСВАРНЫХ ПРОФИЛЕЙ

Применение замкнутых гнутосварных профилей (ЗГПС) в виде прямоугольных труб наиболее эффективно в сжатых элементах стержневых систем металлических конструкций. Практический расчет сжатых элементов из ЗГСП при произвольных граничных условиях закрепления сводится к проверке устойчивости шарнирно опертого стержня расчетной длины, определенной с учетом гра-

ничных условий и особенностей работы сечения (пластического деформирования при определенной рабочей диаграмме стали, наличия упрочнения в зонах гiba, местной потери устойчивости тонкой стенки и т.д.).

Наиболее сложным случаем является расчет верхнего пояса стропильной фермы при внеузловом приложении поперечной нагрузки, когда анализируется устойчивость многопролетного сжато-изгибаемого стержня на упругопроседающих опорах (с учетом прогибов узлов фермы). В настоящее время расчет верхнего пояса производится по методике¹, допускающей упрощенное определение изгибающих моментов в панели ($M = \frac{q l^2}{12}$ для промежуточной панели, где q — расчетная величина распределенной нагрузки; l — длина панели), и вычисление расчетной длины по формуле $l_{ef} = 0,7 l$.

Обобщение экспериментальных исследований работы верхнего пояса стропильных ферм из ЗГПС привело к появлению другой методики расчета², согласно которой расчет на продольно-поперечную нагрузку выполняется как для шарнирно опертого стержня с расчетной длиной $l_{ef} = \mu l$, где $\mu = 1,1 \frac{l_0}{l}$; коэффициент 1,1 учитывает статистический разброс результатов; l_0 — расстояние между нулевыми точками эпюры изгибающих моментов, определяемое из расчета фермы на прочность и зависящее от высоты ее H и пролета L . Согласно методике Уральского Промстройпроекта, при отсутствии шарнирных узлов $\mu = 0,7 \div 0,88$.

Очевидно, что уточнение расчета сжатых элементов из ЗГПС может быть выполнено на основе детального теоретического анализа устойчивости сжато-изгибаемых стержней с учетом особенностей работы сечения.

Решение этой сложной задачи выполняется в три этапа. Первый этап "сечение", второй этап — "стержень", третий этап — "стержневая система".

На первом этапе выявляются зависимости жесткости сечения от глубины развития пластических деформаций и сопутствующих факторов, таких, как соотношение геометрических размеров сечения (отношение сторон прямоугольного сечения, радиуса закругления зон гiba профиля и упрочнения стали в этих зонах, толщины стенки и возможной потери местной устойчивости), очертания рабочей диаграммы стали, величины продольной нагрузки.

Например, для стержня прямоугольного сплошного сечения размерами $b \times h$ при относительной высоте упругого ядра $\zeta = \frac{a}{h}$ (с учетом развития односторонней текучести) получена

¹ Руководство по проектированию стальных конструкций из гнутосварных замкнутых профилей. — М., ЦНИИПСК, 1978.

² Рекомендации по расчету сжатых стержней из гнутых профилей. Свердловск, Уральский Промстройпроект, 1981.

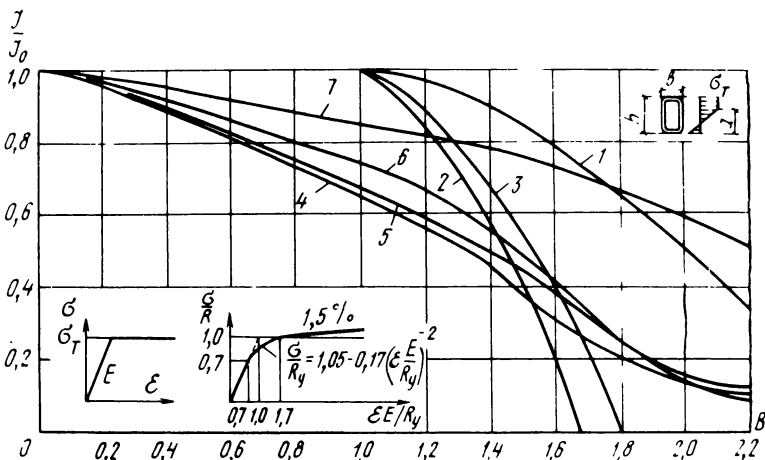


Рис. 3.6. Зависимость жесткости сечения I/I_0 от глубины развития пластических деформаций V

1 — прямоугольное сечение по диаграмме А; 2 — Гн 180х140х4 по диаграмме А; 3 — Гн 180х140х8 по диаграмме А; 4, 5 — то же, по диаграмме Б; 6 — Гн 180х140х4 по диаграмме Б с учетом упрочнения и потери устойчивости боковой стенки; 7 — Гн 180х140х8 по диаграмме Б с учетом упрочнения

зависимость жесткости сечения $\frac{I}{I_0}$ от глубины развития пластических деформаций (рис. 3.6). Здесь I_0 — момент инерции упругого сечения; I — момент инерции сечения с учетом развития пластических деформаций. Глубину пластических деформаций в целях обобщения решения целесообразно связать с ординатой центра тяжести сечения относительно линии давления $\frac{M}{N}$, поэтому зависимость $\frac{I}{I_0}$ представлена в функции безразмерного параметра $V = f(\xi) = \frac{\varphi}{1 - \varphi} \frac{M}{N} \frac{A}{W}$, где $\varphi = \frac{\sigma_0}{\sigma_T}$, $\sigma_0 = \frac{N}{A}$ — среднее напряжение; σ_T — предел текучести; A и W — площадь и момент сопротивления сечения. В частности, при идеализированной диаграмме Прандтля для рассматриваемого случая $V = 3 - 2\xi$, а $\frac{I}{I_0} = \frac{V}{4} (3 - V)^2$, где $1 \leq V \leq 1 + 2\varphi$. Отношение $\frac{I}{I_0}$ в данном случае не зависит от φ .

На этом же рисунке показаны зависимости для гнутосварных профилей Гн 180 х 140 х 4 и Гн 180 х 140 х 8 при диаграмме Прандтля А, а также при унифицированной диаграмме Б без учета и с учетом упрочнения в зонах гiba с коэффициентом упрочнения 1,5 и возможностью потери местной устойчивости боковой

стенки при ее толщине 4 мм. Кривые построены при значениях $\varphi = 0,7$.

Анализ кривых показывает, что увеличение толщины стенки профиля в 2 раза незначительно сказывается на величине $\frac{I}{I_0}$, поэтому в запас общей устойчивости стержней можно ограничиться данными для толщины 4 мм. Дальнейшее сравнение величин φ для различных профилей сортамента b показало, что изменение соотношения сторон ЗГПС в пределах $\frac{b}{h} = 0,7 \div 1,0$ несущественно влияет на результаты, особенно в начальной стадии развития пластических деформаций ($\xi > 0,5$), поэтому полученное численное решение для профиля 180 x 140 x 4 можно считать обобщенным решением для произвольного ЗГПС. В значительно большей степени влияет на отношение $\frac{I}{I_0}$ вид рабочей диаграммы стали, а также учет упрочнения, вызванного наклепом в зонахгиба профиля, и возможности потери устойчивости стенки.

На втором этапе решения строится упругопластическая форма изогнутой оси элемента путем интегрирования уравнения равновесия сжато-изгибаемого стержня, нагруженного продольной сжимающей силой N и равномерно распределенной поперечной нагрузкой q , с учетом переменной по длине глубины развития пластических деформаций. Начало координат принято в середине пролета стержня. Стержень разбивается на ряд участков, в пределах каждого из которых жесткость считается постоянной и определяется по рис. 3.11.

Выражение прогиба на конце произвольного i -го участка определяется методом начальных параметров:

$$y_i = y_{oi} + y'_{oi} X_i + \frac{M_{oi}}{N} (1 - \cos \alpha_i X_i) + \frac{Q_{oi}}{N} \frac{\alpha_i X_i - \sin \alpha_i X_i}{\alpha_i} - n X_i^2 + \frac{2n}{\alpha_i^2} (1 - \cos \alpha_i X_i),$$

где y_{oi} , y'_{oi} , M_{oi} и Q_{oi} — начальные параметры, вычисляемые на конце участка; X_i — длина i -го участка; $\alpha_i = \sqrt{\frac{N}{EI_i}}$; $n = \frac{q}{2N} = \frac{4H}{L^2}$.

Результаты расчета для профиля Гн 180 x 140 x 4 при $\varphi = 0,7$ и $n = 0,01 \frac{M}{M}$ показаны на рис. 3.7 в виде зависимости гибкости λ^* для защемленного по концам стержня и гибкости λ^0 для стержня, имеющего длину, равную расстоянию между точками перегиба изогнутой оси, от параметра $\theta = \frac{y}{\rho}$ (где y — прогиб срединного

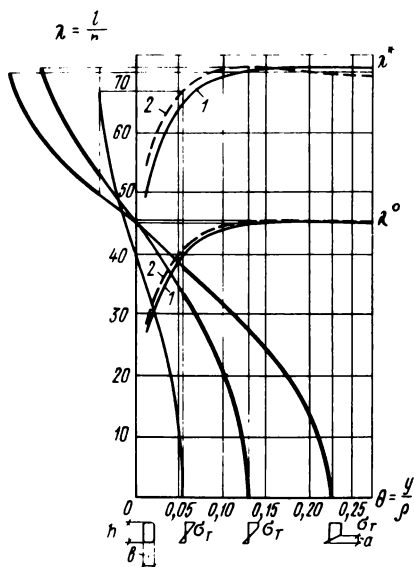


Рис. 3.7. Зависимость гибкости λ от параметра θ
 1 — унифицированная диаграмма; 2 — идеализированная диаграмма

сечения стержня относительно концевых сечений; $\rho = -\frac{W}{A}$ — ядровое расстояние), учитывающего глубину развития пластических деформаций срединного сечения $\zeta = a/h$ вплоть до 0,2.

Сплошными линиями показано решение для унифицированной диаграммы работы стали, а пунктирными — для идеализированной диаграммы Прандтля. В обоих случаях упрочнение стали в зонахгиба не учтено. Из рисунка видно, что влияние вида диаграммы стали несущественно сказывается на результатах. Предельное состояние равновесия ($\frac{\partial \lambda}{\partial \theta} = 0$) как для защемленного, так и шарнирно опертого стержня наступает примерно при одной и той же глубине пластических деформаций. Следовательно, можно рассматривать расчет на устойчивость стержня с гибкостью λ_{ef} при действии распределенной нагрузки q как точную оценку несущей способности стержня, защемленного по концам. Нет оснований считать, что этот вывод будет несправедлив и при других граничных условиях закрепления.

На основании полученных данных определен коэффициент приведения длины $\bar{\mu} = \frac{\lambda_{ef}}{\lambda^*}$, который меняется от 0,596 до 0,634 в предельном состоянии при унифицированной диаграмме, и от 0,608 до 0,653 при идеализированной диаграмме Прандтля. Следует отметить, что по сравнению с расчетом защемленного стержня на изгиб по недеформированной схеме, когда $\mu_0 = 0,576$,

здесь получено, что за счет деформирования оси и главным образом развития пластических деформаций в сечениях у опор коэффициент приведения длины $\bar{\mu}$ в предельном состоянии увеличился соответственно в 1,1 и 1,13 раза.

С увеличением n в 2,5 раза ($n = \frac{1}{40}$) отношение $\frac{\bar{\mu}}{\mu_0}$ — увеличивается до 1,17, т.е. изменяется незначительно. С увеличением φ от 0,6 до 0,8 отношение $\frac{\bar{\mu}}{\mu_0}$ также несколько возрастает: при идеализированной диаграмме, когда $\frac{I}{I_0}$ не зависит от φ , наблюдается увеличение $\frac{\bar{\mu}}{\mu_0}$ от 1,12 до 1,14, а при унифицированной диаграмме стали (без учета упрочнения в угловых зонах профиля) из-за уменьшения $\frac{I}{I_0}$ с ростом φ отношение $\frac{\bar{\mu}}{\mu_0}$ изменяется от 1,06 до 1,16. Результаты расчетов для ЗГПС позволяют рекомендовать следующее выражение для $\bar{\mu}$: $\bar{\mu} = \mu (1 - 0,2\varphi - 0,5\varphi^2)$.

Таким образом, даже при определенных граничных условиях закрепления стержня в виде заделки вопрос об определении коэффициента μ является сложным.

На третьем (завершающем) этапе расчета рассматривается сжато-сгибаемый стержень в условиях упругого закрепления его концов от поворота и смещения. Для решения этой задачи необходимо иметь данные для концевых отрезков оси стержня ($y_{e/2} - \Delta$ и $y'_{e/2} - \Delta'$, где Δ — некоторое расстояние от заделки), определяемые на втором этапе расчета, и величины жесткости опорной системы, оказывающей препятствие смещению концевых сечений стержня. Однако для практических инженерных расчетов можно допустить приближенную оценку коэффициента μ , используя интервал $\frac{\mu}{\mu_0} > \frac{\bar{\mu}}{\mu_0} > 1$, где μ_0 — коэффициент приведения длины стержня, определенный из расчета фермы по недеформированной схеме с учетом жесткости ее узлов.

Величины этого коэффициента получены для ферм с треугольной решеткой высотой в осях поясов $H = 1,8$ м и пролетом $L = 18, 24$ и 30 м расчетом на ЭВМ по программе ЛОТОС, разработанной в Брестском ИСИ им. Л. Г. Головки. Результаты расчета показали, что для наиболее напряженной панели верхнего пояса $\mu_0 = 0,75$ независимо от пролета фермы (по [2]: $\mu_0 = 0,68$ при $L = 18$ м, $\mu_0 = 0,73$ при $L = 24$ м и $\mu_0 = 0,8$ при $L = 30$ м), можно принять линейную зависимость:

$$\frac{\mu}{\mu_0} = 1 + \left(\frac{\bar{\mu}}{\mu_0} - 1 \right) \frac{1 - \mu_0}{1 - \mu_0}.$$

Тогда, с учетом $\mu_0 = 0,75$ и $\bar{\mu}_0 = 0,576$, получим:

$$\mu = 0,31 + 0,44 \frac{\bar{\mu}}{\bar{\mu}_0} = 0,75 - 0,09 \varphi + 0,22 \varphi^2.$$

Например для фермы пролетом $L = 24$ м из ЗГПС с верхним поясом из ГН $180 \times 140 \times 4_1$ (сортамент Молодечненского ЗЛМК), при $n = \frac{2N}{q} = \frac{80}{24} = 3,33$ и при предварительном значении коэффициента $\varphi = 0,7$ имеем $\frac{\bar{\mu}}{\bar{\mu}_0} = 1,11$. Тогда получим $\mu = 0,8$, т.е. расчетная длина панели верхнего пояса равна: $l_{ef} = \mu l = 0,8 \cdot 300 = 240$ см; гибкость $\lambda_{ef} = \frac{l_{ef}}{r} = \frac{240}{6,87} = 35$, а услов-

ная гибкость $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 1,17$.

Относительный эксцентриситет

$$m = \frac{M}{N} \frac{A}{W} = \frac{q l_{ef}^2}{8 N} \frac{A}{W} = \frac{n}{4} l_{ef}^2 \frac{A}{W} =$$

$$= \frac{2,4^2}{4 \cdot 80} \frac{24,3}{127,9} = 0,35.$$

Коэффициент влияния формы сечения по табл. 73 СНиП приведенный относительный эксцентриситет $m_{ef} = \eta m = 0,525$.

Для найденных значений λ_{ef} и m_{ef} коэффициент φ по СНиП П-23-81 составляет 0,75, что хорошо совпадает с предварительно принятым значением. Согласно методике Уральского Промстройпроекта, $\mu = 1,1 \frac{l}{l_0} = 1,1 \cdot 0,72 = 0,79$.

Таким образом, в результате теоретического исследования работы сжато-изогнутого стержня по деформируемой расчетной схеме с учетом фактической диаграммы работы стали и жесткости закреплений его концов получены величины коэффициентов приведения длины, хорошо совпадающие с экспериментальными значениями, что является подтверждением приближенной методики расчета сжатых стержней из гнутых профилей, разработанной Уральским Промстройпроектом.

3.8. ВЕРОЯТНОСТНЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, КАК СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДА РАСЧЕТА ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

В 1953 г. советскими учеными во главе с Н. С. Стрелецким был разработан метод расчета строительных конструкций по предельным состояниям. В 1955 г. этот метод был включен в