

**Катюшин В. В.**

**Здания с каркасами  
из стальных рам переменного сечения  
(расчет, проектирование, строительство)**

**Стройиздат, 2005**

УДК 69  
ББК 38.708  
К 29

**Рецензенты:**

зав. кафедрой МДК НГАСУ, канд. техн. наук В.М. Добрачев,  
канд. техн. наук, профессор И.И. Крылов,  
канд. техн. наук А.И. Репин

*Автор выражает благодарность компании «Венталл»,  
оказавшей содействие в выпуске этой книги*

**КОМПАНИЯ «ВЕНТАЛЛ» — СТРОИТЕЛЬНЫЕ СИСТЕМЫ  
ИЗ ЛЕГКИХ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ**  
[www.ventall.ru](http://www.ventall.ru)

**К 29 Катюшин В.В.** Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (расчет, проектирование, строительство). — М.: ОАО «Издательство «Стройиздат», 2005. — 656 с.: ил.

ISBN 5-274-02030-5

Рассмотрено проектирование каркасов зданий и сооружений с применением стальных рам из сварных двутавров переменного сечения. Изложены вопросы подбора сечений рамных конструкций, расчета их элементов на прочность; местную и общую устойчивость; расчет фланцевых соединений при действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, а также с учетом низких температур и динамического нагружения. Приведены расчеты элементов каркаса (прогонов стен покрытия, стоек фахверка и т.д.) с учетом особенностей работы рамных конструкций переменного сечения.

Для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций.

**ББК 38.708**

ISBN 5-274-02030-5

© ОАО «Издательство «Стройиздат», 2005  
© Катюшин В.В., 2005

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Эта книга, как и любая другая, посвященная прикладным задачам, содержит множество ошибок, в том числе: орфографические; математические; ошибки при построении моделей; ошибки при интерпретации результатов расчетов, ошибки вычислений, etc...

Так как автор не только набирал текст, но и выполнял всю остальную работу, связанную с написанием этой книги, он несет ответственность за перечисленные ошибки. Оправданием ему служит то, что, если затронутые в книге вопросы, окажутся интересными, то другие исследователи несомненно обнаружат и исправят эти ошибки. Если же эти вопросы будут неинтересны, то все ошибки, кроме, пожалуй, орфографических, окажутся незамеченными.

Предлагаемая вниманию читателей книга появилась в результате длительной работы автора и его коллег в области расчетов, проектирования и строительства зданий со стальными рамными каркасами из сварных двутавров переменного сечения и, в какой-то степени, является собранием вопросов и проблем, с которыми приходилось и придется сталкиваться инженеру при проектировании таких зданий.

Содержание книги основано на известных научных и нормативных источниках а также включает существенную долю собственных работ автора.

Некоторые представленные в книге результаты имеют специфический характер и относятся непосредственно к зданиям с каркасами из рамных сплошностенчатых конструкций. Другие результаты имеют более общий характер и могут быть использованы при расчетах и проектировании других металлических конструкций.

Рамные конструкции из сварных двутавров обладают рядом преимуществ по сравнению с решетчатыми конструкциями. К очевидным преимуществам можно отнести высокую технологичность этих конструкций по всем заготовительным и сборочным операциям, возможность глобальной автоматизации производства, исключительную надежность, в том числе при воздействии динамических нагрузок и низких температур, повышенную коррозионную стойкость, малую строительную высоту, позволяющую существенно уменьшить строительный объем зданий и практически исключить дополнительную монтажную сборку, присущую фермам больших пролетов и др.

К дополнительным, неявным преимуществам сплошнотенчатых конструкций, следует отнести следующее:

1. Использование ограниченного, по сравнению с другими конструкциями, сортамента исходных материалов. Так, использование листа 4÷6 толщин позволяет практически полностью заменить весь сортамент прокатных двутавров (около 100 позиций). Использование листа для производства второстепенных конструкций каркаса (прогонов кровли и стен, легких ригелей и т.д.) из гнутых профилей позволяет исключить жесткую зависимость производителя от поставщиков при выпуске самых разнообразных зданий и сооружений.

2. Производство элементов рамных конструкций зданий различных размеров очертаний и сечений имеет одну технологическую базу, что делает возможным выпускать каркасы зданий различных размеров и конфигураций на одном наборе оборудования.

3. Применение элементов из сварных двутавров позволяет получать при проектировании наиболее оптимальные по весовым показателям сечения, параметры которых могут непрерывно меняться в широких пределах, в отличие от дискретного изменения параметров прокатных профилей. Это позволяет широко использовать при проектировании методы оптимизации, а отсутствие жесткой зависимости от поставок исходных материалов и гибкость производства, реализовывать полученные оптимальные решения на практике.

Перечисленные выше положительные качества сплошнотенчатых конструкций позволяют создавать конструкции, обладающие превосходными технико-экономическими качествами, архитектурной выразительностью и позволяющие гибко, точно и эффективно действовать в условиях динамически изменяющегося рынка. Примером этому могут служить многочисленные фирмы, успешно действующие на строительном рынке. В числе зарубежных фирм следует отметить такие фирмы, как BUTLER, ARMCO STEEL Corp, Robertson System, CONDOR и др. В России к таким фирмам относятся ВЕНТАЛЛ, МАЯК и УНИКОН.

Научно-исследовательской и проектно-строительной фирмой УНИКОН, где работает автор, за 25 лет работы было спроектировано и построено более 350 индивидуальных зданий и сооружений, а также разработаны серийные конструкции типа РКС, УНИКОН-РК, УНИМАК-Р1 и др. с применением рамных конструкций переменного сечения. В процессе работы приходилось сталкиваться со множеством задач, которые не представлены в расчетно-нормативной и технической литературе или представлены неполно. Перечню этих вопросов примерно соответствует оглавление данной книги.

При решении задач расчета и проектирования каркасов со стальными рамами переменного сечения, автор, в основном, использовал приближенные методы, которые, за отсутствием лучшего, позволяли хотя бы в какой-то степени учесть тот или иной фактор или получить приемлемое решение конкретной инженерной задачи. Естественно, что многое из представленного материала вызовет заслуженную и справедливую критику. По большому счету, проявленный критический интерес и будет являться мерой успеха автора (на что он в душе надеется). Поэтому, при чтении книги автор просит постоянно помнить начало введения «Эта книга...содержит... множество ошибок...».

В заключении хочу принести благодарность людям, принявшим большое участие в исследованиях и массовом распространении зданий с каркасами из стальных рамных конструкций переменного сечения.

Особую благодарность выражаю В.А. Черноиваненко, заразившего идеями автора и его коллег; своим учителям в области металлических конструкций В.П. Силенко и В.В. Бирюлеву; прекрасному специалисту по строительной механике, автору непревзойденного программного комплекса МАК-III А.П. Маслову; постоянному коллеге и партнеру В.А. Гамму.

Выражаю благодарность сотрудникам всех подразделений научно-исследовательской и проектно-строительной фирмы УНИКОН за длительное и плодотворное сотрудничество.

Специальную благодарность выражаю руководителям промышленной компании ВЕНТАЛЛ: генеральному директору А.А. Шухардину и главному инженеру А.Б. Акопяну, поверившим, в свое время, в перспективность таких конструкций и непосредственно автору этой книги.

*В. Катюшин  
Кемерово, 2004 г.*

## **1. ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ С КАРКАСАМИ ИЗ РАМНЫХ СПЛОШНОСТЕНЧАТЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

История развития металлических строительных конструкций в строительстве насчитывает несколько веков и достаточно подробно изложена в различных источниках, например, [1], [2], [3] и др.

Первоначально металлические конструкции выполнялись из отдельных стержней, объединенных в плоские или пространственные решетчатые конструкции (фермы, арки, купола и т.д.) и были во многом аналогичны давно известным конструкциям из дерева. Элементы таких конструкций работали, в основном, на осевые нагрузки. При этом пояса ферм или арок воспринимали усилия от изгибающего момента, а решетка — от перерезывающей силы. Широкое распространение решетчатых конструкций было обусловлено массовым производством кованых и прокатных профилей, удобством соединения этих элементов при помощи заклепок и болтов в единую конструкцию, достаточно простыми методами расчета этих конструкций. Не случайно, наибольшее развитие в XIX веке получили методы строительной механики, связанные с расчетом именно стержневых конструкций, включая статические расчеты, расчеты на устойчивость и т.д.

Сплошностенчатые конструкции, сечения которых составлялось из отдельных плоских листов, начали применяться несколько позже и в гораздо меньших объемах, чем решетчатые. Очевидно, одним из первых примеров использования сплошностенчатых конструкций, является железнодорожный мост «Британия», построенный Стефенсоном в 40-х

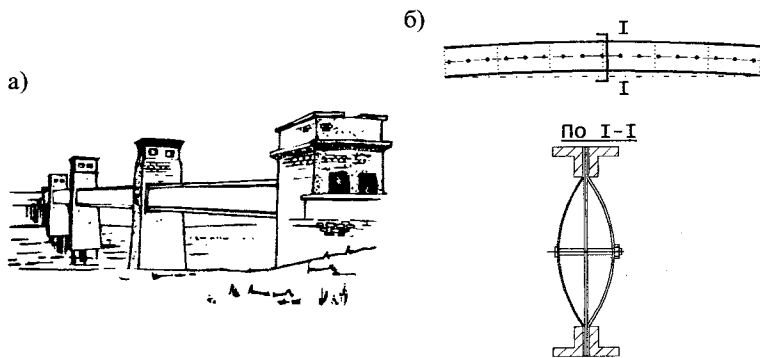


Рис. 1. Примеры первых сплошностенчатых конструкций

годах IX века в Англии (рис. 1 а). Сечение моста выполнено в виде прямоугольной трубы, полки и стенки которой были выполнены из листовой стали и воспринимали изгибающие моменты и перерезывающие силы [1]. В качестве другого примера, можно привести конструкции балок перекрытия Зимнего дворца, разработанные архитектором В.П. Стасовым и инженером М.Е. Кларком. Балки имеют пролет от 3,4 до 15,4 м при высоте сечения 0,53—0,62 м. Стенки балок выполнены из двух листов толщиной всего 0,8 мм и объединены в эллиптическое сечение при помощи поясов и стяжных винтов, установленных в средней части балок. (рис. 1 б) [2]. В конструкциях балок Зимнего дворца, уже в то время, использовалось изменение сечение по длине балки и задание строительного подъема на величину 0,018 пролета.

Использование сплошностенчатых конструкций первоначально сдерживалось технологической сложностью и высокой трудоемкостью объединения отдельных листов в единое сечение при помощи большого числа заклепок и дополнительных уголков, а также отсутствием достаточно разработанных методов расчета таких элементов. Однако, ряд положительных качеств сплошностенчатых конструкций, а именно: малые габариты, высокая жесткость, возможность сопряжения элементов друг с другом в любом месте и так далее, постепенно расширяли область их применения. В качестве примера можно привести многоэтажные здания котельных, построенные в 1920—1930 годы в Германии (рис. 2) [2]. Здания вы-

полнены из многоярусных П-образных рам, выполненных из клепаных двутавров и поставленных одна на другую. Пролет рам равен 32 м, а общая высота здания 48,85 м. Высота сечения элементов рам при этом составляла от 1,5 до 1,86 м.

Широкое применение сплошностенчатых конструкций, в основном двутаврового сечения, началось после внедрения электросварки, особенно автоматизированной. Сварные двутавры начали использоваться в качестве элементов каркаса зданий, в пролетных строениях мостов и т.д. Сплошностенчатые сварные конструкции из листовой стали позволили отказаться от большого количества мелких конструктивных и соединительных элементов, присущих решетчатым конструкциям.

Соединение элементов сечения из листовой стали непосредственно друг к другу и встык обеспечило высокую статическую и вибрационную прочность этих конструкций. Сплошностенчатые конструкции позволили в наибольшей степени механизировать и автоматизировать процессы обработки, сборки и сварки. Как отмечалось ранее [4], многие металлические конструкции, традиционно выполняемые в виде решетчатых, стали с успехом осуществляться в сплошностенчатых. При этом некоторое увеличение массы их основного сечения зачастую с избытком компенсируется исключением массы соединительных элементов, возможностью использования стенки для восприятия одновременно продольной и поперечной сил и уменьшением общей высоты сечения, а следовательно и строительного объема здания.

Широкое применение начинают находить каркасы зданий в виде сплошностенчатых рам постоянного или пере-

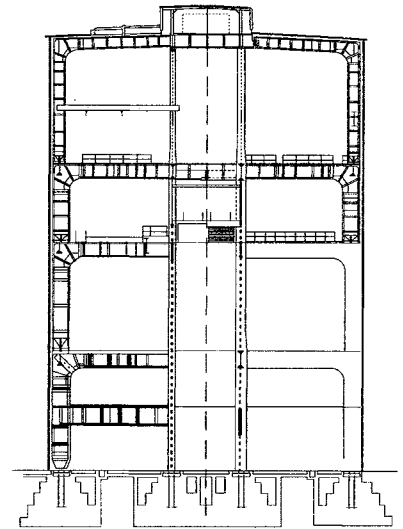


Рис. 2. Каркас котельной электростанции «Вест» в Берлине

менного сечения. Наибольших успехов в этом достигла фирма BUTLER (США), разработавшая в 1940-х годах систему стандартизированных зданий, основным элементом каркаса в которых являлись сварные рамы переменного сечения из двутавров [5].

К настоящему времени сплошностенчатые рамные конструкции постоянного и переменного сечения нашли самое широкое применение в мировой практике строительства одноэтажных зданий. К числу ведущих зарубежных фирм относятся такие фирмы, как BUTLER, ARMCO STEEL Corporation, Robertson System, CONDOR, POLINORM, SPACE и др.

В России широкое применение сплошностенчатых рамных конструкций началось сравнительно поздно, по сути дела с начала 1980-х годов, когда на Канском заводе легких металлических конструкций было налажено производство одно- и многопролетных рам серии «Канск». В настоящее время рамные конструкции переменного сечения по индивидуальным проектам выпускаются многими заводами металлических конструкций. Одним из основных разработчиков зданий с каркасами из рамных конструкций переменного сечения является научно-исследовательская и проектно-строительная фирма УНИКОН (центр находится в городе Кемерово), по проектам и разработкам которой было спроектировано и построено более 1 млн. квадратных метров зданий различных размеров и назначения — от небольших объектов до ангаров для тяжелых самолетов. Исследования, проведенные специалистами фирмы УНИКОН или с их участием, позволили разработать достаточно эффективные и надежные методики расчета и проектирования элементов и узлов зданий с каркасами из рамных конструкций переменного сечения [6—9] и др.

Основными предприятиями в России, специализирующимися на выпуске зданий с рамами переменного сечения являются завод ВЕНТАЛЛ (Калужская область), выпускающий около 0,3 млн. м<sup>2</sup> зданий в год и Канский ЗЛМК «МАЯК». Здания, поставляемые этими заводами, полностью комплектуются несущими и ограждающими конструкциями, включая ворота, окна, метизы и т. д. Наличие совре-

менных автоматизированных систем проектирования, производства и комплектации после намеченной модернизации позволят заводу ВЕНТАЛЛ в ближайшее время увеличить выпуск зданий до 2 млн. м<sup>2</sup>.

### 1.1. ТИПЫ КАРКАСОВ ИЗ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

Рамные конструкции отличаются большим разнообразием статических схем, количеством пролетов, конфигурацией и т. д., что позволяет строить здания самого различного назначения и размеров. В общем, рамные конструкции и каркасы зданий, выполненные с их применением, можно классифицировать следующим образом:

1. По принципу работы каркаса: каркасы из плоских (рис. 3 а) или пространственных (рис. 3 б) рам; пространственные каркасы из плоских рам и специальных силовых пространственных связей (рис. 3 в).

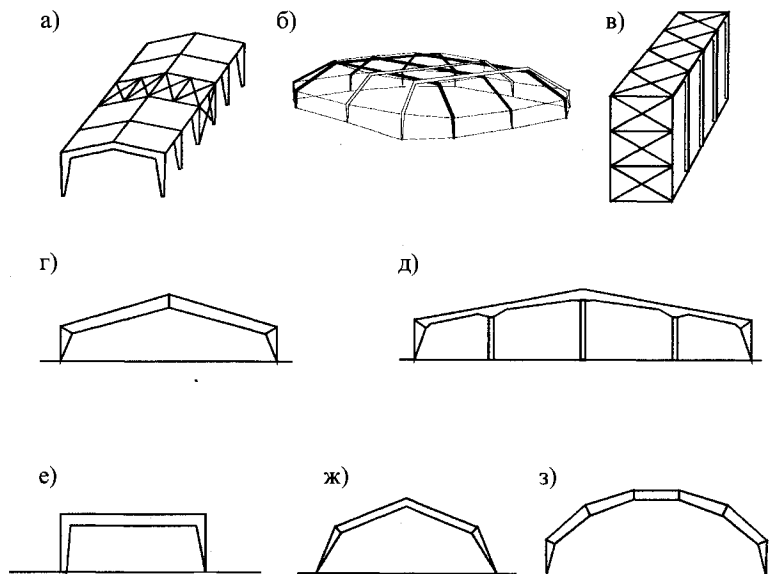


Рис. 3. Типы рамных конструкций

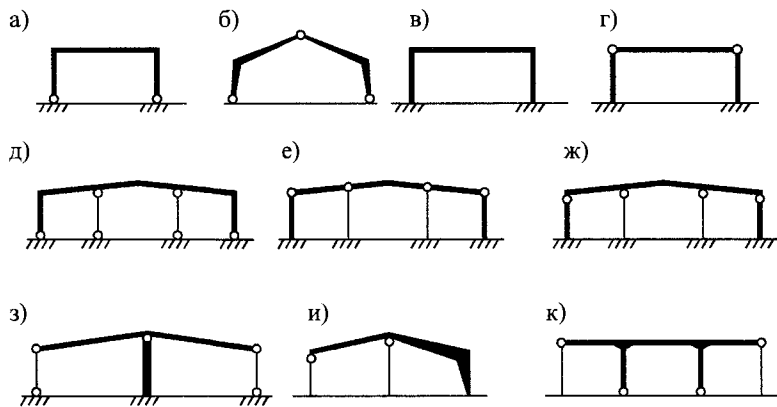


Рис. 4. Статические схемы рамных конструкций

2. По количеству пролетов: однопролетные и многопролетные (рис. 3 г, д);

3. По величине пролета: малые (до 15÷18 м), средние (18÷36 м) и большепролетные (от 36 до 100÷120 м).

4. По конфигурации: П-образные рамы (рис. 3 е), рамы с уклоном стоек и ригелей (рис. 3 ж), рамы полигонального очертания (рис. 3 з).

5. По статическим схемам однопролетных рам:

- двухшарнирные рамы (рис. 4 а);
- трехшарнирные рамы (рис. 4 б);
- рамы с жестким опиранием стоек на фундаменты и жесткими узлами сопряжения ригеля со стойками (рис. 4 в);
- рамы с жестким опиранием стоек на фундаменты и шарнирными узлами ригель-стойка (рис. 4 г).

6. По статическим схемам многопролетных рам:

— рамы с шарнирно опертыми крайними и промежуточными стойками, жесткими узлами сопряжения ригелей с крайними стойками и шарнирным сопряжением со средними (рис. 4 д);

— рамы с разрезными или неразрезными ригелями, шарнирно-опорными на заземленные стойки (рис. 4 е, ж);

— рамы с развитыми средними стойками, выполняющими роль ядра жесткости (рис. 4 з);

— смешанные схемы (рис. 4 и, к).

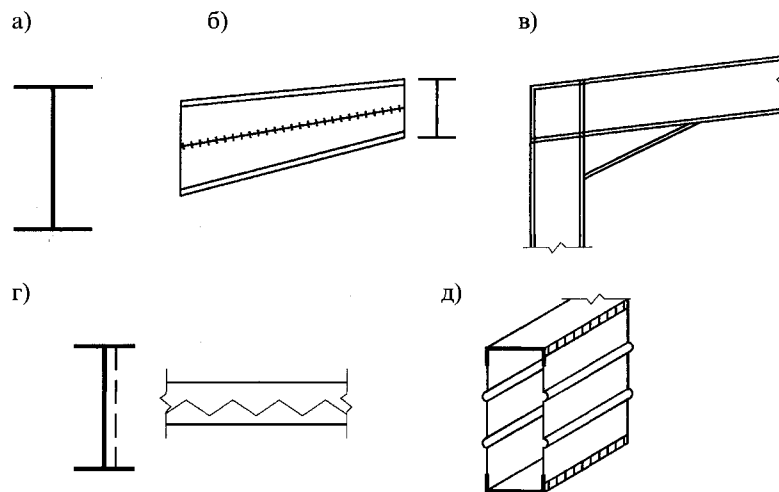


Рис. 5. Различные типы сечений рамных конструкций

7. По типам сечений рамных конструкций

— из сварных двутавров постоянного или переменного сечения с плоскими стенками (BUTLER, ROBERTSON SYSTEM, CONDOR, ВЕНТАЛЛ, МАЯК, УНИКОН и др.) (рис. 5 а);

— из прокатных двутавров без усиления и с усилением вутами (рис. 5 в);

— из прокатных двутавров переменной высоты, образованных из обычных путем диагонального распуска и сварки (рис. 5 б);

— из сварных двутавров с гофрированной стенкой (тип «Алма-Ата») (рис. 5 г);

— коробчатого сечения (тип «Плауэн» или «Орск») (рис. 5 д).

Использование того или иного вида рам, их статической схемы и типа сечения определяется размерами и конфигурацией проектируемого здания, наличием соответствующего технологического оборудования для изготовления конструкций и другими факторами. Ниже будут рассмотрены рамы, сечение которых выполнено в виде сварных двутавров из листовой стали.

### 1.1.1. КАРКАСЫ ПЛОСКОЙ И ПРОСТРАНСТВЕННОЙ СХЕМ

Основным типом каркасов, в которых используются рамные конструкции, являются обычные каркасы, состоящие из отдельных плоских рам, установленных поперек здания и объединенных прогонами, распорками и связями для обеспечения прочности, устойчивости и жесткости в продольном направлении. Жесткость здания в поперечном направлении обеспечивается самими рамами (рис. 6 а). При действии локальных нагрузок, например, от торможения крана, действующих в плоскости отдельной рамы и, при наличии горизонтальных продольных связей или диска жесткости из профлиста кровли, возможно включение в совместную работу нескольких соседних рам.

В пространственных каркасах рамные конструкции объединяются в единую пространственную систему и работают совместно как единая конструкция при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок. Отдельные элементы рам могут объединяться в пространственную схему при помощи жестких или пространственных узлов. На рис. 6 в показан пространственный каркас торгового центра, разработанный для г. Кемерово фирмой УНИКОН с основным пролетом 45×45 м и боковыми пролетами по 7,5 м. Расход стали на каркас основного пролета составил 30 кг/м<sup>2</sup>.

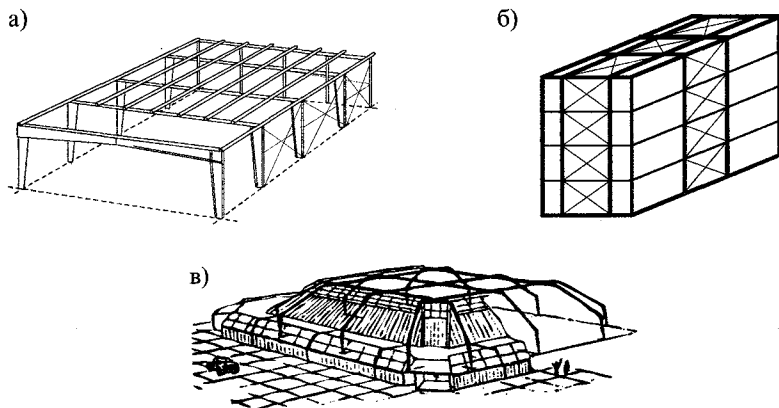


Рис. 6. Каркасы плоской и пространственной схем

При больших горизонтальных нагрузках, а также для высоких зданий, могут применяться пространственные каркасы, состоящие из отдельных плоских рам, объединенных в единую систему пространственными связями, установленными по покрытию и стенам здания (рис. 6 б).

### 1.1.2. ОДНОПРОЛЕТНЫЕ И МНОГОПРОЛЕТНЫЕ РАМЫ

Наиболее массовое применение находят однопролетные рамы с пролетами от 12 до 30—36 м с шарнирным опиранием на фундамент и жестким сопряжением ригеля с крайними стойками (рис. 7 а). Такая статическая схема позволяет существенно уменьшить нагрузки на фундаменты (горизонтальные усилия и опрокидывающий момент), а также практически исключить влияние осадок опор и неточностей изготовления и монтажа на работу рам. Шарнирно опертые рамы с пролетами до 36—42 м обычно имеют П-образное очертание с уклонной кровлей и преобладают в продукции фирм BUTLER (США), Robertson System (Канада), CONDOR (Англия), ВЕНТАЛЛ (Россия), УНИКОН (Россия) и др.

В отдельных случаях, например, в авиационных ангарах или зрелищных сооружениях, пролеты рам достигают величины 60–100 м. При таких пролетах наиболее рациональны рамы полигонального очертания (рис. 7 б). Некоторые специальные виды большепролетных рам представлены ниже.

Обычно однопролетные рамы имеют симметричное очертание, как наиболее выгодное, но, при необходимости, могут иметь и асимметричное, как это сделано в проекте катка, выполненным фирмой УНИКОН (рис. 7 в).

К отрицательным качествам шарнирно опертых рам, помимо повышенной деформативности, относится и то, что, из-за развитого сечения стоек в верхней части, в таких зданиях затруднено применение мостовых кранов без соответствующего увеличения пролета рамы. То же относится и к трехшарнирным рамам.

Рамы с жестким сопряжением стоек с фундаментами и ригелем применяются в тех случаях, когда необходимо уменьшить вертикальные и горизонтальные деформации рам. Наиболее характерными представителями жестких



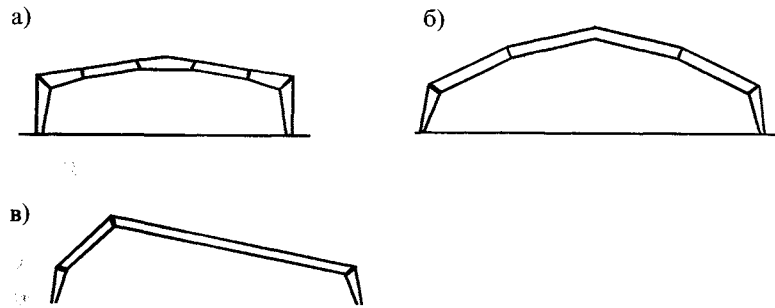


Рис. 7. Однопролетные рамы с шарнирным опиранием стоек на фундаменты

рам являются конструкции пролетом 18 и 24 м типа «Канск» из сварных и прокатных двутавров (рис. 8 а) и «Орск» (бывший «Плауэн») из коробчатых сечений с гофрированной стенкой (рис. 8 б), массовый выпуск которых осуществлялся на нескольких заводах России. Повышенная жесткость таких рам позволяет уменьшить высоту сечения стоек и, в большинстве случаев, выполнить их постоянного сечения по всей высоте. Отрицательным качеством жестких рам являются высокая чувствительность к перемещениям и поворотам фундаментов, а также большие горизонтальные нагрузки и опрокидывающие моменты, передающиеся на фундаменты, что часто делает применение таких рам нерациональным.

При небольших пролетах (18—30 м) могут применяться рамы с жестким опиранием стоек на фундаменты и с шарнирно опертыми ригелями. Например, такие рамы (серия РКС и УНИКОН-РК) были разработаны фирмой УНИКОН и применяются на ряде заводов, включая ВЕНТАЛЛ, Канский ЗМК МАЯК, Орский ЗМК, Мегетский ЗМК и др. взамен конструкций «Канск» и «Орск», полностью перекрывая их по диапазону геометрических параметров, нагрузкам и крановому оборудованию (рис. 9 а).

Имеются примеры применения рам с шарнирно опертыми ригелями, пролеты которых достигают значительной величины. Так, в аэропорту Арланда (Стокгольм, Швеция) сооружен ангар пролетом 75 м, ригель которого выполнен в

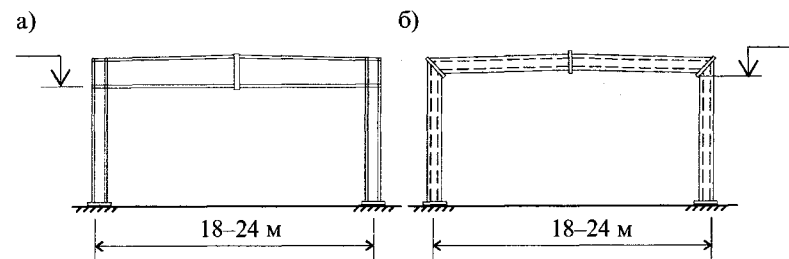


Рис. 8. Рамы с жесткими узлами опирания на фундаменты и со пряжения ригеля со стойками: а) рамы типа «Канск»; б) рамы типа «Орск»

виде тонкостенной балки, шарнирно опертой на стойки [5] (рис. 9 б).

Рамы с шарнирно опертым ригелем, несмотря на несколько повышенную металлоемкость, обладают рядом положительных качеств, которые делают их использование рациональным. Во-первых, это связано с простотой изготовления и монтажа; во-вторых, с отсутствием влияния вертикальных нагрузок на горизонтальные деформации стоек, что важно при применении мостовых кранов; в-третьих, с отсутствием дополнительных горизонтальных нагрузок и изгибающих моментов в стойках и, соответственно на фундаментах, от вертикальных нагрузок на покрытие. Немаловажным является и отсутствие фланцевых соединений в узлах сопряжения стоек с ригелем, а также возможность уменьшения опорного сечения ригеля с целью сокращения площади стенового ограждения.

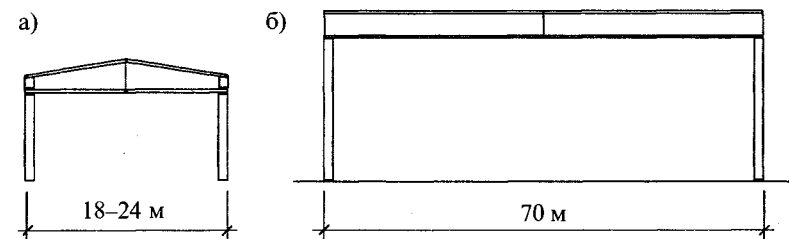


Рис. 9. Однопролетные рамы с шарнирно опертым ригелем: а) Рамные конструкции серии РКС (фирма УНИКОН); б) Ангар для самолетов в а/п Арланда (Стокгольм, Швеция)

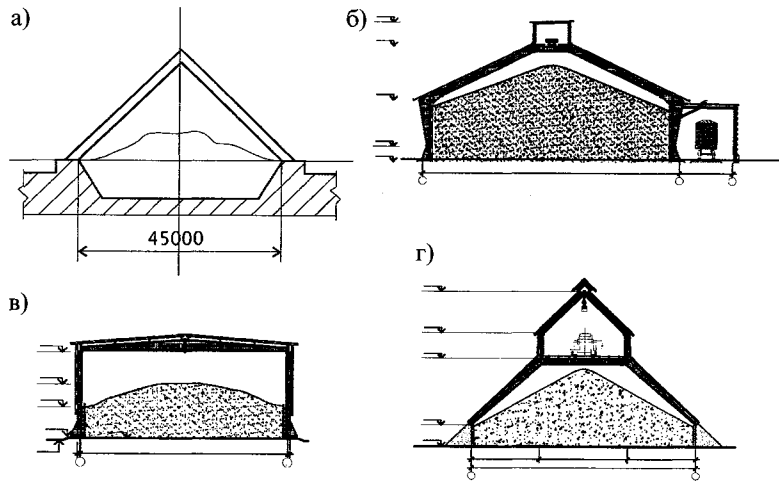


Рис. 10. Однопролетные рамы складов сыпучих материалов: а) Склад серы (г. Кемерово); б) Склад сахара-сырца в Воронежской области; в) Склады противогололедных материалов; г) Склад угля в Кемеровской области (объекты б, в, г выполнены фирмой УНИКОН)

Однопролетные рамы могут иметь специфическую конфигурацию, обусловленную характером производственных процессов и нагрузок, например, в складах сыпучих материалов и т. п. Так, в химических производствах часто используются большепролетные склады, рамы которых имеют конфигурацию треугольника, как это сделано на складе серы в г. Кемерово (рис. 10 а). Здесь горизонтальные усилия от насыпаемого материала передаются на железобетонные конструкции, а рамы служат только в качестве конструкций покрытия.

Для уменьшения затрат на устройство подпорных стен, горизонтальные усилия от насыпаемого материала могут восприниматься непосредственно рамами, стойки которых имеют обратный уклон для удобства складирования и выемки материала (рис. 10 б), либо выполнены жестко защемленными постоянного сечения по всей высоте с развитой нижней частью (рис. 10 в).

Рамные конструкции складов сыпучих материалов используются и для восприятия нагрузок от технологического оборудования, например, конвейеров (рис. 10 б) или специальных разгрузочных машин, как это сделано на складе

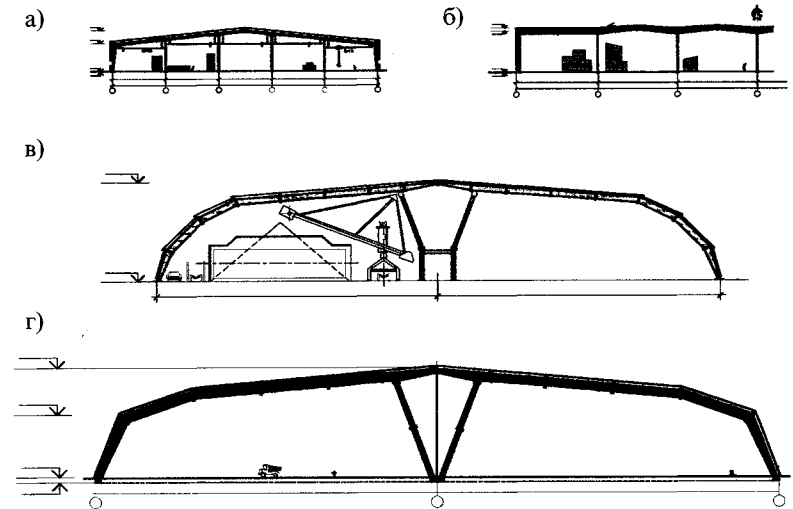


Рис. 11. Многопролетные рамы: а) Склад оборудования на П/О АЗОТ (Кемеровская область) б) Склад сельхозтехники (Кемеровская область); в) Склад угля (Донецкая область, Украина); г) Усреднительный склад угля (г. Караганда, Казахстан)

угля в Кемеровской области (вес разгрузочной машины около 30 т) (рис. 10 г).

Многопролетные рамы обычно имеют число пролетов от 2 до 5, иногда число пролетов достигает 8—10. Во всех случаях ширина здания ограничивается предельными размерами температурного блока в поперечном направлении здания, называемой, например, в соответствии с работой [6], либо каркас рассчитывается с учетом температурных воздействий.

Многопролетные рамы имеют скатную или плоскую кровлю (рис. 11 а, б). Схемы с полигональным очертанием применяются редко, в основном для двухпролетных рам при большой величине пролета (рис. 11 в, г). В таких рамах целесообразно применение средних стоек V-образной конфигурации и использование предварительного напряжения, осуществляемого при помощи затяжки, устанавливаемой в коньке рамы и в опорной части V-образной стойки.

Статические схемы многопролетных рам весьма разнообразны. Наибольшее распространение получили рамы с

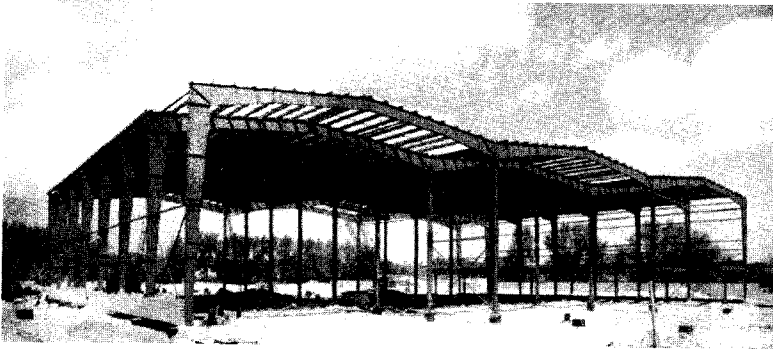


Рис. 12. Многопролетные рамы с жестким сопряжением ригеля с крайними стойками и шарнирным со средними (с разрешения промышленной компании ВЕНТАЛЛ)

жестким или шарнирным узлом сопряжения крайних стоек с неразрезным ригелем при шарнирном опирании его на средние стойки (см., например рис. 12) Однозначных преимуществ у той или иной схемы нет и поэтому их выбор следует проводить на основании вариантного сравнения.

Так, для рам с жестким сопряжением крайних стоек с ригелем, можно отметить следующие положительные качества:

- первый пролет ригеля разгружается за счет передачи части изгибающего момента на стойки, что уменьшает сечение и деформации ригеля;

- горизонтальные нагрузки, действующие на раму, воспринимаются крайними стойками, что позволяет уменьшить массу средних стоек, работающих как шарнирно-опертые центрально сжатые стержни;

- появляется возможность унификации конструктивных решений крайних стоек для одно- и многопролетных рам и др.

С другой стороны, передача значительных изгибающих моментов на крайние стойки увеличивает их габариты и массу, приводит к появлению дополнительных фланцевых соединений и существенно увеличивает горизонтальные нагрузки на крайние фундаменты. Кроме того, для обеспечения устойчивости крайних стоек и узла их сопряжения с ригелем требуются специальные распорки и диафрагмы, что также приводит к увеличению общей массы каркаса.

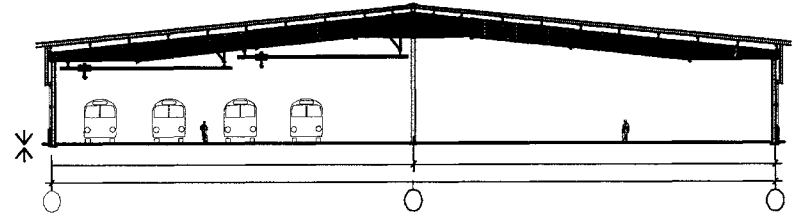


Рис. 13. Завод троллейбусов в г. Киеве (Украина)

При шарнирном сопряжении ригеля с крайними стойками эти отрицательные факторы отсутствуют. Сечение ригеля на крайней опоре может быть уменьшено до минимума, что приводит к сокращению общей высоты здания и площади стенового ограждения. На рисунке 13, показаны рамные конструкции завода троллейбусов в Киеве, разработанные фирмой УНИКОН, где были применены двухпролетные неразрезные ригели с пролетами  $2 \times 36$  м (высота ригеля над средней опорой 2100 мм; в пролете 1500 мм; на крайних опорах 600 мм), установленные с шагом 12 м. Применение двухпролетного ригеля и оптимальный подбор сечений, позволил сократить расход стали на основные рамы до 14,7 кг/м<sup>2</sup>.

В рамах с шарнирно-опорными ригелями малые габариты стоек позволяют свободно размещать подвесные и мостовые краны; крайние и средние стойки имеют одинаковые конструктивные решения. Отрицательным является то, что ригель имеет значительные сечения из-за больших изгибающих моментов в крайних пролетах, а стойки, работающие как сжато-изогнутые стержни, имеют большую массу, чем центрально-сжатые по первой статической схеме.

Для уменьшения расхода стали на ригели многопролетных рам (три и более пролетов) крайние пролет рационально выполнять (при отсутствии технологических ограничений) несколько уменьшенными — приблизительно 0,8—0,85 от величины средних пролетов.

Развитием схемы являются рамы с одной или несколькими средними стойками увеличенного сечения, выполняющими роль ядра жесткости и воспринимающими горизонтальные нагрузки от ветра, кранов и т.д. Остальные стойки могут быть выполнены в виде центрально-сжатых шарнирно-

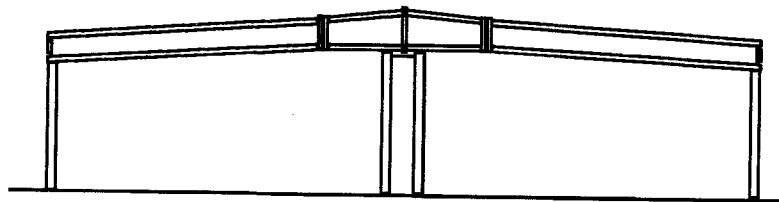


Рис. 14. Рамы с развитыми средними стойками

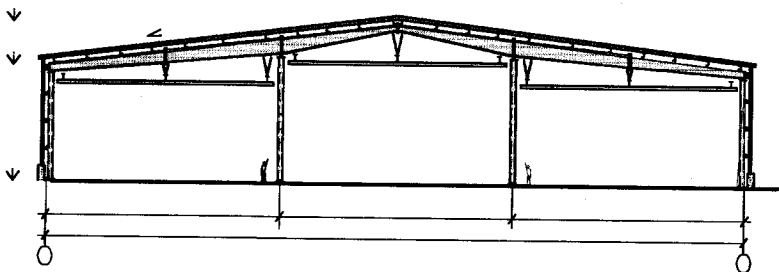


Рис. 15. Здание склада в г. Кемерово

опертых стержней (рис. 14). Использование принципа концентрации материала позволяет, в данном случае, сократить расход стали на стойки и упростить часть фундаментов. Развитие сечения крайних стоек нецелесообразно, так как они меньше нагружены вертикальной нагрузкой, чем средние (приблизительно в 2,5—3 раза)

Возможно применение рам со смешанными статическими схемами, как это показано на рисунке 15. Здесь фирмой УНИКОН были использованы трехпролетные рамы, с коньковым шарнирным узлом (расход стали на рамы  $17,6 \text{ кг/м}^2$ ). Это решение было обусловлено повышенными требованиями к жесткости ригеля, вызванными применением трехпортных кранов. Наличие шарнира в ригеле и назначение соответствующих параметров его сечений позволило минимизировать деформации ригеля в местах крепления подкрановых путей.

При строительстве механизированной мойки для автомобилей БелАЗ в Кемеровской области применена смешанная схема двухпролетной рамы с пролетами 18 и 24 м (рис. 16). Сопряжение ригеля с колонной в пролете 24 м осу-

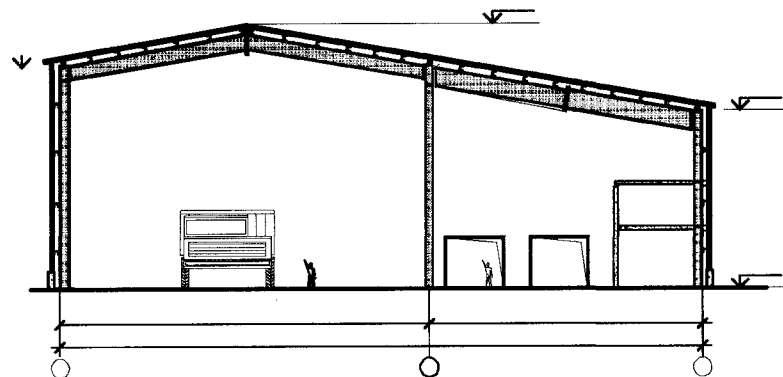


Рис. 16. Механизированная мойка для автомобилей БелАЗ (Кемеровская обл.)

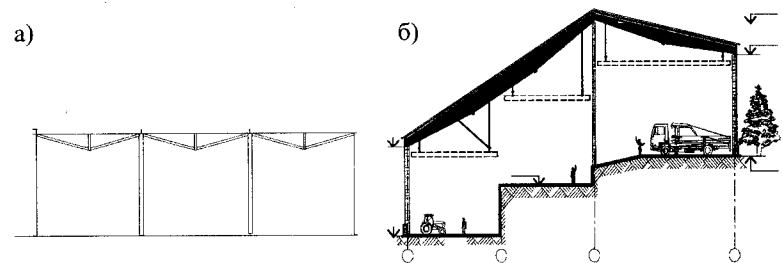


Рис. 17. Многопролетные рамы с шарнирно-опертыми ригелями

ществлено шарнирным, а в пролете 18 м — жестким, что обеспечивало требуемую жесткость рамы в поперечном направлении.

При небольших пролетах многопролетные рамы могут выполняться с разрезным ригелем. Так, описанная ранее система РКС и УНИКОН-РК может выполняться в многопролетном варианте с использованием перевернутых наклонной частью вниз ригелей от однопролетных рам (рис. 17 а). Конфигурация рамы может иметь различное очертание, обусловленное технологическими требованиями. Например, здание золотообогатительной фабрики в Иркутской области выполнено в виде двухпролетной рамы с пролетами 18 и 24 м специфической конфигурации, обусловленной технологией

производства. Колонны каркаса установлены на разных отметках (разность отметок около 8,5 м) а шарнирно-опертые ригеля имеют различный уклон (рис. 17 б).

### 1.1.3. Большепролетные рамные конструкции

Большепролетные рамные конструкции применяются в различных зданиях и сооружениях: ангарах для самолетов, зрелищных и спортивных сооружениях, технологических зданиях и др. Рациональность применения сплошностенчатых рам для таких объектов определяется многими факторами, в частности, конфигурацией рамы, действующими нагрузками, требованиями к жесткости конструкций, наличием технологического оборудования для изготовления крупногабаритных двутавровых элементов рам и т. д.

К преимуществам сплошностенчатых рам больших пролетов относятся их малая строительная высота и возможность поставки на строительную площадку элементов, готовых к монтажу. Так, при пролетах 50÷70 м элементы рам имеют высоту сечения в пределах от 1,5 до 2 м, а при пролетах 80—100 м — до 2,5÷3 м, что укладывается в железнодорожные габариты. Решетчатые конструкции при таких же пролетах имеют высоту ферм от 6 до 12 м [10] и на строительную площадку доставляются в виде россыпи из отдельных элементов. Помимо больших трудозатрат при монтажной сборке этих конструкций, большая высота решетчатых ригелей приводит к значительному увеличению отапливаемого объема здания и площади стенового ограждения.

При проектировании большепролетных рамных конструкций особое внимание следует уделять выбору их статической схемы; конфигурации рамы; общей компоновке каркаса (например, назначение шага рам); системе связей и др. К общим правилам можно отнести:

- применение, по возможности, полигонального очертания рам, либо специальных статических схем, позволяющих уменьшить усилия и деформации в конструкциях;

- использование шарнирного опирания рам на фундаменты, позволяющее существенно снизить влияние перемещений фундаментов на усилия в рамах и затраты на сами фундаменты;

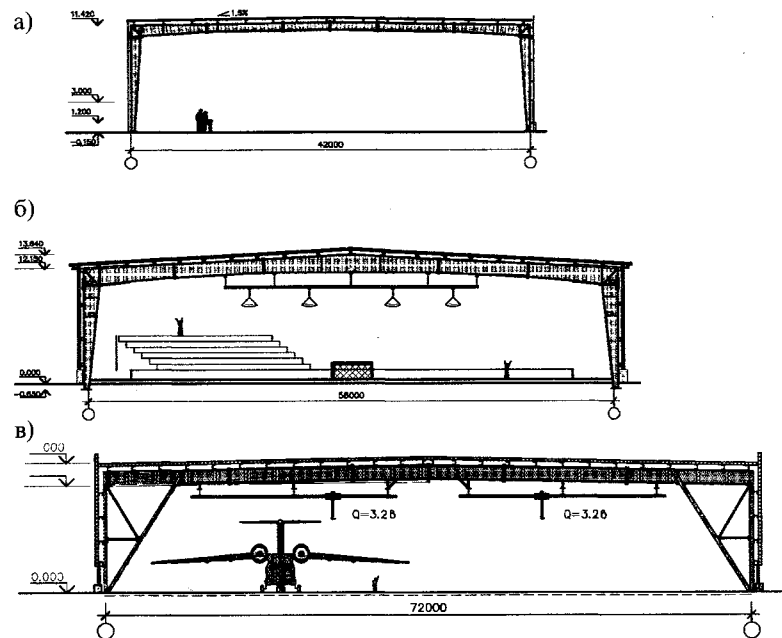


Рис. 18. Большепролетные рамы П-образного очертания: а) Основной зал спортивного комплекса в г. Екатеринбурге, б) Спортивная арена в г. Кемерово; в) Ангар для самолетов МиГ-25

- применение затяжек для восприятия горизонтального распора в раме от вертикальных нагрузок;

- назначение увеличенного шага рам: от 10÷12 м при пролетах до 60÷70 м; до 18÷24 м при пролетах от 80 до 100 м. Выбор конкретного шага должен производиться на основании технико-экономических расчетов с учетом стоимости конструкций, фундаментов, транспортных затрат, стоимости монтажа и эксплуатации;

- использование предварительного напряжения и регулирования усилий;

- оптимальный выбор стали для рамных конструкций, прогонов покрытия, фахверка и т.д. Применение высокопрочных сталей для основных рам не всегда является оправданным, особенно при преобладании ограничений по деформативности конструкций;

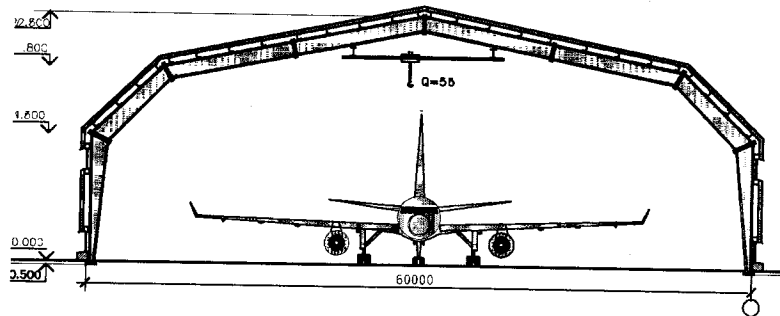


Рис. 19. Ангары для самолетов Ту-204 и Ил-76 в Кишиневе и Таганроге

— учет требований технологичности монтажа рамных конструкций и остальных элементов каркаса и т. д.

Большепролетные П-образные или, близкие к ним по очертанию, рамы применяются в тех случаях, когда необходимо максимально использовать объем здания, например, в спортивных сооружениях (рис. 18 а, б) или большепролетных ангарах, предназначенных для небольших самолетов (истребителей, штурмовиков и т.д.), расставляемых по всей площади ангара (рис. 18 в).

Рамы полигонального очертания, приближаясь, по сути, к арочным конструкциям, обладают лучшими весовыми и жесткостными характеристиками, чем П-образные. В зависимости от параметров рамы и действующих нагрузок, экономия стали может достигать 15—25 % и более. Полигональные рамы особенно эффективны в зданиях, конфигурация которых как-бы «очерчивает» требуемые технологические габариты. Применение полигональных рам в ангаре пролетом 60 м для самолетов Ту-204 в Кишиневе и Ил-76 в Таганроге (проекты фирмы УНИКОН), позволило существенно сократить расход стали на рамы, который составил 40,6 кг/м<sup>2</sup>, а также уменьшить на 18 % общий строительный объем здания (рис. 19).

Аналогичный ангар пролетом 48 м был спроектирован для самолетов типа Як-42 в Саратове. Расход стали на рамы в этом ангаре составил 27,4 кг/м<sup>2</sup> (рис. 20). Как и в предыдущих объектах, шаг полигональных рам был принят равным 10 м, а прогоны кровли и стен выполнены по неразрезной схеме.

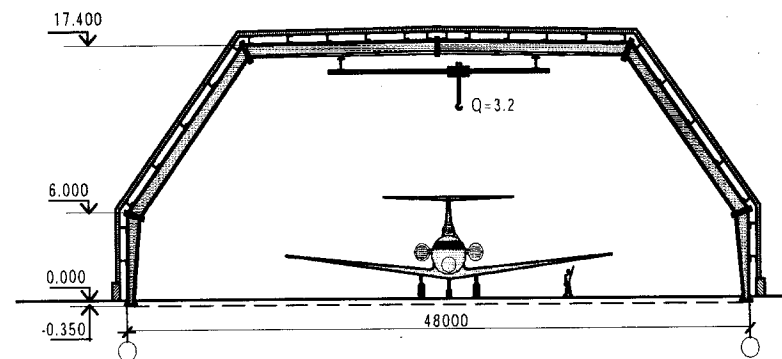


Рис. 20. Ангар для самолетов Як-42 в г. Саратове

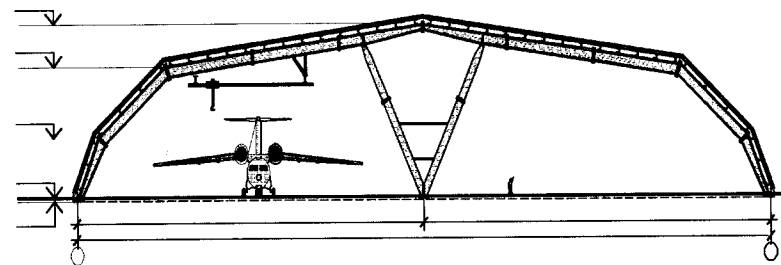


Рис. 21. Ангар в а/п Елизово, Камчатская область

Особенно эффективны полигональные двухпролетные рамы со средними V-образными стойками. Так, для ангара в а/п Елизово расход на рамы с пролетами 2×48 м составил всего 29,7 кг/м<sup>2</sup> при расчетной снеговой нагрузке 400 кг/м<sup>2</sup>, ветровой нагрузке 120 кг/м<sup>2</sup> и сейсмичности площадки строительства 9 баллов (рис. 21). Высота сечения элементов рамы ангара была принята равной 1,25 м, т. е. 1/38 пролета.

Для склада угля ТЭЦ в Донецкой области, при пролетах 2×100 м, общий расход стали на каркас составил всего 70,3 кг/м<sup>2</sup>. Шаг рам принят равным 24 м, а прогоны выполнены в виде тонкостенных разрезных балок переменного сечения (рис. 22). Между коньком рамы и основанием V-образной стойки установлена предварительно напряженная затяжка, позволившая существенно сократить расход стали и снизить деформации рам от вертикальных нагрузок. Для обеспече-

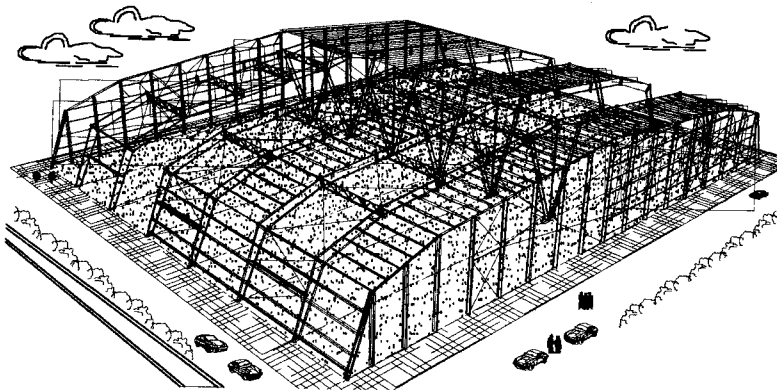


Рис. 22. Общий вид каркаса склада угля ТЭЦ в Донецкой области (Украина)

ния пространственной жесткости каркаса рамы попарно объединены решетчатыми распорками и гибкими предварительно напряженными связями.

Для уменьшения усилий и деформаций в ригеле могут использоваться схемы, в которых разгрузка ригеля происходит за счет устройства консолей, выполняющих роль навесов (рис. 23 а) или пристройки боковых помещений вдоль здания, как это было сделано в проекте ангара для самолетов типа ТУ-204 (рис. 23 б). В последнем случае возможно задание предварительного напряжения рамы за счет натяжения вертикальных элементов каркаса пристроек, прикрепленных к концам консолей.

Для большепролетных ангаров в г. Якутске (самолеты ИЛ-96м) и в Рязанской области (самолеты ТУ-95МС) была использована пространственная схема. Основу каркаса составляют две поперечные порталные рамы пролетом 72 м, установленные на расстоянии 16 м от ворот и образующие жесткий связевой блок, воспринимающий вертикальные и горизонтальные нагрузки (рис. 24). На порталы опираются продольные рамы с основным пролетом 56 м, с консолью 16 м на передней части ангара и коротким пролетом 13 м, в котором расположены четырехэтажные встроенные помещения. Общие размеры ангара 72×85×23,7 м; в Рязанской

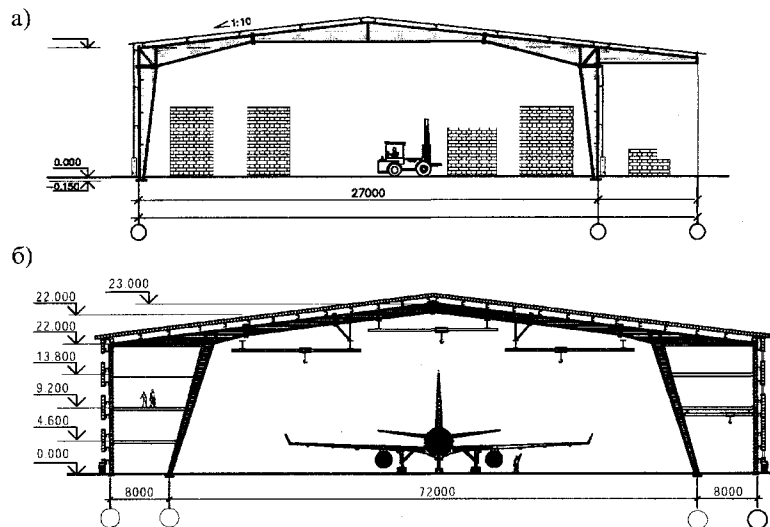


Рис. 23. Рамные конструкции с разгружающими консолями: а) Склад огнеупоров Западно-Сибирского металлургического комбината (г. Новокузнецк); б) Ангар для ремонта обслуживания самолетов Ту-204, Ил-96

области 2×72×85×23,7 м. Ворота выполнены в виде многосекционной цепной конструкции с размерами 74×21,3 м и закатываются внутрь ангара вдоль его продольных стен. Общая масса каркаса и ворот составила 643 т, а расход стали 105 кг/м<sup>2</sup>.

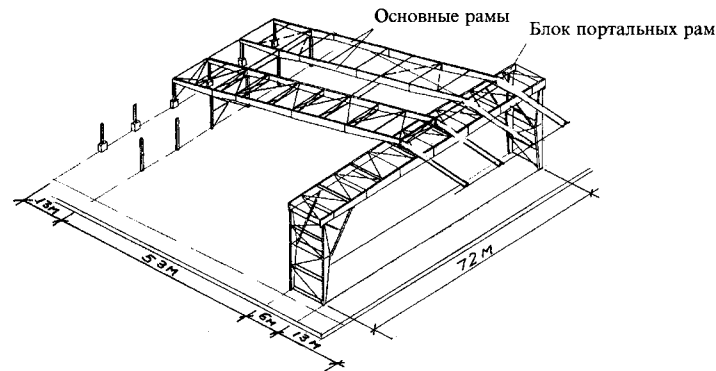


Рис. 24. Ангары для самолетов ИЛ-96м в г. Якутске и ТУ-95МС в Рязанской области

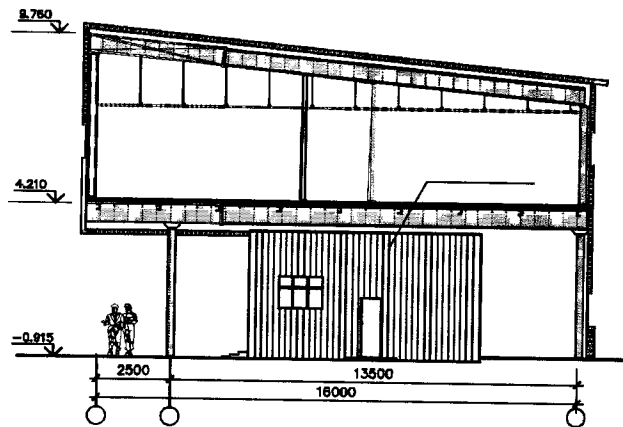


Рис. 25. Реконструкция административного здания в г. Кемерово

Параметры продольных рам (длина консоли, жесткости участков, характер опирания и т.д.) и порталов рассчитаны таким образом, что вертикальные деформации концов консолей от временной снеговой нагрузки компенсируются за счет деформаций рам в основном пролете. Это позволило практически ликвидировать вертикальные перемещения концов консолей и избежать негативных последствий от деформаций каркаса при движении главных ворот ангара.

#### 1.1.4. ПРИМЕНЕНИЕ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ИХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Широкое применение находят рамные конструкции из двутавров и при реконструкции действующих предприятий, для чего используются одно-многоэтажные рамы как небольших пролетов, так и большепролетные рамы. На рис. 25 показан пример реконструкции, где были использованы двухэтажные рамы, смонтированные сверху существующего административного здания. В качестве ригелей перекрытий использовались тонкостенные двутавры высотой 800 и 500 мм для первого и второго этажей соответственно.

При реконструкции кирпичного завода были использованы рамы переменного сечения пролетом 30 м, смонтированные над существующей кольцевой печью без остановки производства (рис. 26). Расход стали на рамы составил 25,6 кг/м<sup>2</sup>.

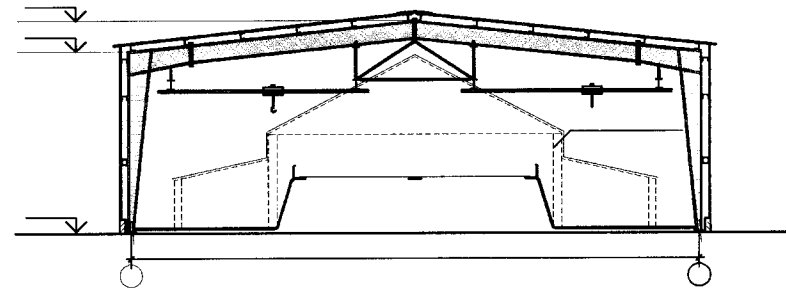


Рис. 26. Реконструкция кольцевой печи (Кемеровская обл.)

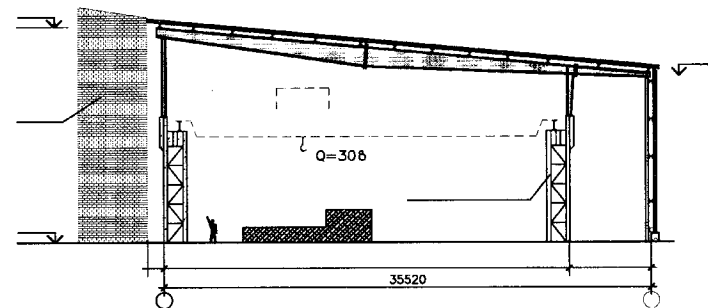


Рис. 27. Перекрытие действующей крановой эстакады завода металлоконструкций в Иркутской обл.

Для перекрытия крановой эстакады (Иркутская область) применены конструкции в виде шарнирно опертых на существующие колонны рам, одна стойка которых сопряжена с ригелем жестко, а другая — шарнирно (рис. 27). Такая статическая схема была принята для предотвращения появления распора в уровне опирания стоек рамы на колонны эстакады. Ригель рамы выполнен с одной консолью для устройства дополнительных производственных помещений вдоль эстакады. Низкая строительная высота сплошнотенчатого ригеля позволила совместить верх кровли нового перекрытия с кровлей существующего здания без образования уступов.

Однопролетная рама с консолями была применена при строительстве гаража в г. Кемерово (рис. 28). Использование консольной схемы обусловлено невозможностью устройства фундаментов в непосредственной близости от стен



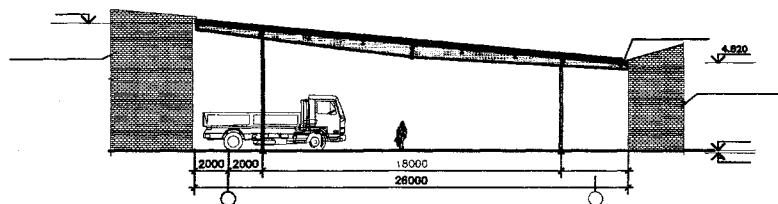


Рис. 28. Гараж для автомобилей

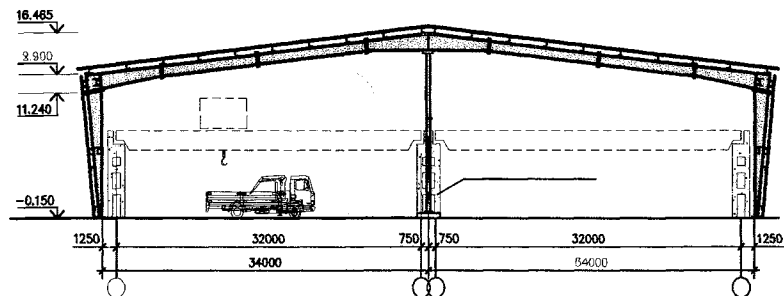


Рис. 29. Перекрытие действующего склада металлопроката в г. Кемерово. Размеры здания 2×34×168 м

существующего здания и, в значительной степени, способствовало разгрузке ригеля и уменьшению его деформаций в пролете.

Наиболее полно преимущества рамных конструкций проявились при реконструкции действующего склада металлопроката в г. Кемерово. Из-за большой стесненности на объекте, рамы с пролетами 2×34 м были установлены на существующие фундаменты, для чего их крайние стойки выполнены с обратным уклоном наружных полок (рис. 29).

Шаг рам 12 м принят равным шагу существующих железобетонных колонн. Средняя стойка рамы опирается шарнирно на фундаменты среднего ряда этих колонн. Фахверковые стойки на торцах здания, для уменьшения количества фундаментов, подвешены к крайним рамам и имеют подвижное крепление к бетонному полу здания в вертикальном направлении. Использование рамных конструкций переменного сечения позволило максимально уменьшить габариты нового здания и использовать существующие конструкции эстака-

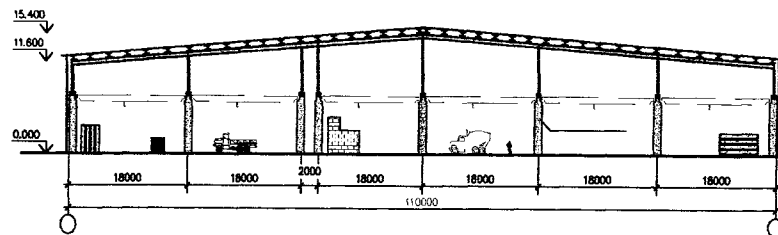


Рис. 30. Перекрытие действующей крановой эстакады в г. Львов (Украина)

ды. Расход стали на рамные конструкции составил всего 21,5 кг/м<sup>2</sup>, а на весь каркас 42,7 кг/м<sup>2</sup>.

При перекрытии открытой крановой эстакады завода ЖБК в г. Львове использовалась пятипролетная рамная конструкция (5×18 м), также смонтированная на существующие железобетонные колонны (рис. 30). Применение легкого неразрезного ригеля (высотой сечения 600 мм) с шарнирным опиранием на стойки, позволило сократить расход стали на рамы до 16,5 кг/м<sup>2</sup> и использовать существующие железобетонные колонны

#### 1.1.5. ПРОЧИЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ СО СПЛОШНОСТЕНЧАТЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ ДВУТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ

Кроме каркасов зданий элементы двутаврового сечения находят самое широкое применение и при строительстве других объектов. Общим здесь является то, что, как в каркасах зданий, так и для элементов различных сооружений применяются, по сути, одинаковые элементы, имеющие общую технологическую и расчетную базы. Так, при строительстве конструкций переходов теплоцентралей (2 трубы диаметром 1020 мм) в Кемерово были применены тонкостенные элементы двутаврового сечения со стенками, работающими в закрытой стадии (рис. 31). Минимальный пролет переходов равен 35 м, максимальный — 65 м. Высота сечения двутавра составляет от 1500 до 2000 мм при толщине стенки 6 и 8 мм соответственно.

Двутавровые элементы были применены и при строительстве галереи для транспортировки угля (Кемеровская область) общей протяженностью 270 м (рис. 32). Основные

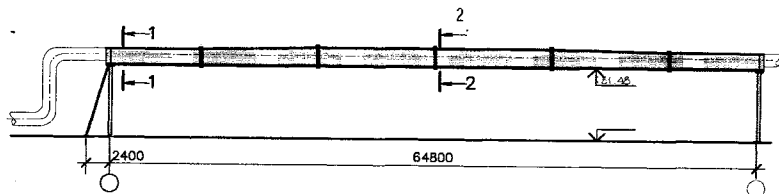


Рис. 31. Конструкции переходов теплоцентралей в г. Кемерово

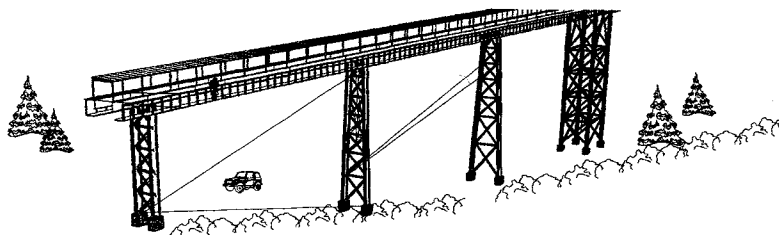


Рис. 32. Галерея для транспортировки угля (Кемеровская обл.)

пролеты галереи выполнены из сварных двутавров с высотой сечения 700 мм по неразрезной схеме (пролеты 3×30; 4×30 и 2×24 м), объединенных системой пространственных связей. Галерея расположена на высоте около 20 м от поверхности земли. Для защиты конвейеров и прохода людей предусмотрены ограждения и трапы.

Элементы двутаврового сечения находят широкое применение при строительстве многоэтажных жилых и общественных зданий в качестве несущих колонн и ригелей перекрытия. Обобщающий анализ конструкций многоэтажных зданий приведен в работе [13]. На рис. 33 а показана колокольня высотой 96 м, спроектированная фирмой УНИКОН с применением двутавровых сварных сечений, имеющих увеличенную толщину полки и стенки по сравнению с обычными рамными конструкциями. На рис. 33 б приведены проектные предложения по диспетчерской башне в а/п Жуляны (г. Киев), которая также полностью выполнена из двутавровых сварных элементов.

Уникальные возможности рамных конструкций со сварными двутавровыми элементами проявились при проектировании оранжереи ботанического сада в Кемеровской об-

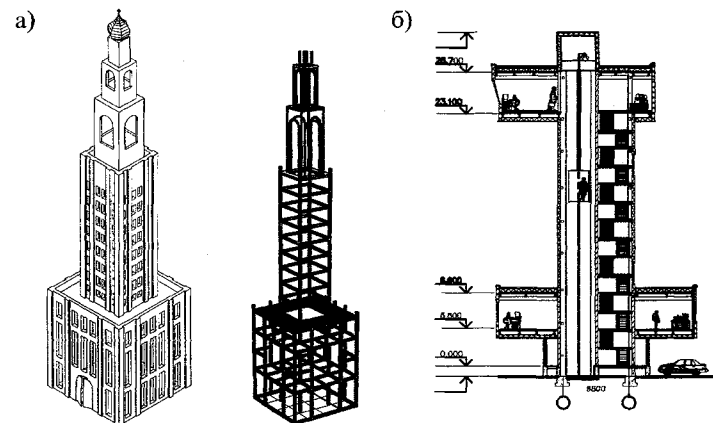


Рис. 33. Применение двутавровых элементов в многоэтажном строительстве: а) колокольня православного храма; б) диспетчерская башня в а/п Жуляны (Киев)

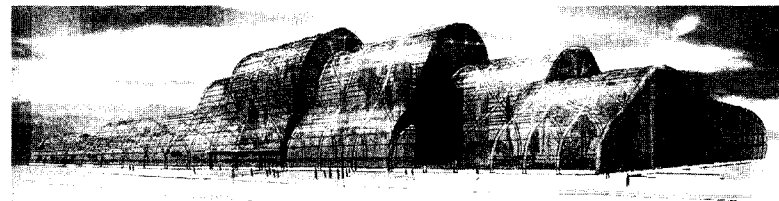


Рис. 34. Оранжерея ботанического сада в Кемеровской области

ласти (рис. 34). Использование криволинейных сварных двутавров позволило создать выразительную архитектурную форму оранжереи в виде волн. Форма и размеры волн были обусловлены, также, условиями роста различных растений и их освещения солнечными лучами.

## 1.2. ОСНОВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ И УЗЛЫ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

### 1.2.1. ОСНОВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В предыдущих разделах были представлены примеры применения рамных конструкций самых различных статических схем, конфигураций, размеров и назначения. Как

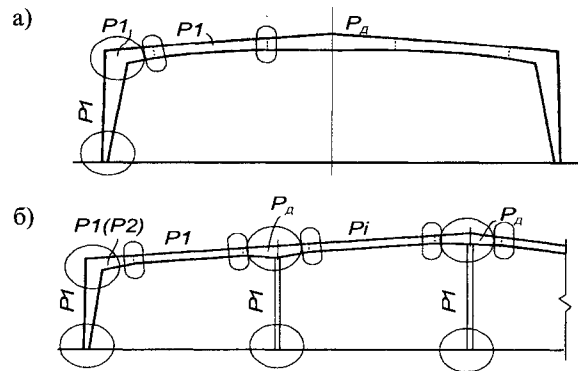


Рис. 35. Расположение основных элементов и узлов рамных конструкций переменного сечения

было показано, здания с каркасами из рам переменного сечения могут иметь пролеты от 15 м до 100 м при высоте от 3—4 м до 30—40 м и строиться во всех климатических районах России. При этом, несмотря на такое разнообразие, практически все каркасы приведенных выше зданий, могут быть выполнены с использованием всего двух основных типов элементов, а именно из элементов двутаврового постоянного или переменного сечения, отличающихся друг от друга только примыканием соединительных элементов — фланцев или опорных пластин (рис. 35, 36). Из этих элементов выполняются ригели рам, крайние и средние колонны, стойки фахверка и другие элементы каркаса. Не исключено применение для средних стоек рам и стоек фахверка прокатных профилей.

Основные элементы объединяет общая база исходных материалов — листовой прокат и технология производства — операции по резке листового металла и сварке двутавров. Это позволяет, используя ограниченный набор оборудования и оснастки, выполнять весь комплекс работ по изготовлению основных несущих конструкций каркасов

Элементы первого типа ( $P1$ ) содержат стержень двутаврового симметричного или моносимметричного сечения постоянной или переменной высоты, к торцам которого под углом приварены торцовые пластины, выполняющие роль фланцев (для элементов ригеля); фланца и опорной пласти-

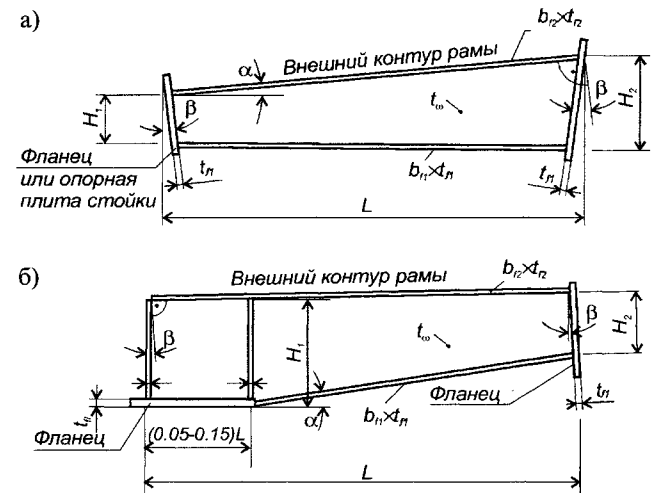


Рис. 36. Основные элементы рам переменного сечения

ны (для крайних стоек рамы); опорной пластины и оголовка (для средних стоек рам) (рис. 36 а).

Элементы второго типа ( $P2$ ) отличаются от элементов первого типа тем, что фланцевая пластина приварена не к торцу элемента, а сбоку, вдоль стенки, а в зоне приварки фланца устанавливаются дополнительные торцевое и опорное ребра, а также диагональное ребро для обеспечения устойчивости стенки отсека (рис. 36 б).

Элементы первого типа обладают лучшими технологическими и конструктивными показателями по сравнению с элементами второго типа. К преимуществам элементов первого типа относится то, что их изготовление практически полностью может производиться на автоматизированных линиях (рис. 37). Благодаря универсальности этих элементов, практически все рамы различных пролетов и конфигураций могут быть выполнены с применением только этого типа элементов. Изготовление элементов второго типа на автоматических линиях встречает определенные трудности, связанные с отсутствием части полки в месте приварки фланца.

Элементы первого и второго типов могут иметь дополнительные ребра жесткости, фасонки для крепления прогонов покрытия и стен, связей, и т.д.



Рис. 37. Изготовление элементов рам переменного сечения на автоматизированной установке сборки и сварки двутавров (с разрешения промышленной компании ВЕНТАЛЛ)

В табл. 1 приведены параметры основных элементов рам, определенные в ходе реального проектирования различных объектов. Пролеты рам, которые могут быть выполнены из элементов с приведенными параметрами, составляют от 15 до 100 м, т.е. охватывают практически весь диапазон наиболее распространенных зданий и сооружений.

Помимо основных элементов, могут встречаться их различные комбинации и модификации, часть из которых по-

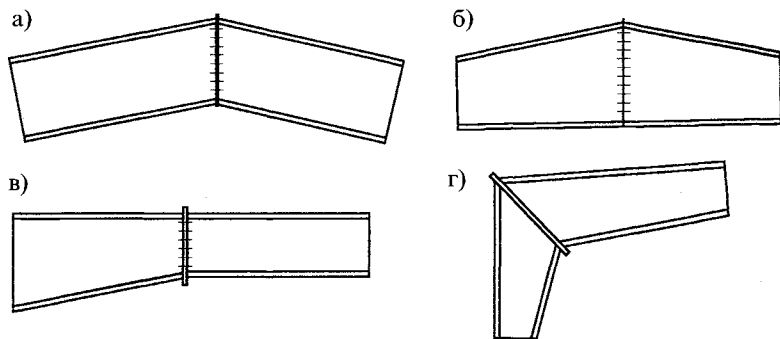


Рис. 38. Дополнительные элементы рам

Таблица 1. Параметры основных элементов рам

Параметр	Условные обозначения	Единицы измерения	Величина параметра	
			номинальная	предельная
Длина элемента	$L$	м	2,5+12	18
Высота стенки	$H_1, H_2$	мм	300+1500	2500
Ширина полки	$b_{л1}, b_{л2}$	мм	160+500	700
Толщина полки	$t_{л1}, t_{л2}$	мм	6+30	40
Толщина стенки	$t_w$	мм	4 +12	
Толщина фланцев	$t_{fl}$	мм	12+25	36
Толщина опорной плиты	$t_{pl}$	мм	14+40	60
Толщина опорных ребер	$t_s$	мм	6+20	40
Толщина ребер жесткости	$t_s$	мм	4+12	
Углы наклона поясов	$\alpha$	$\alpha^\circ$	$0^\circ$	$\pm 15^\circ$
Углы наклона торцов	$\beta$	$\beta^\circ$	$0^\circ$	$\pm 45^\circ$
Катеты сварных швов:				
поясные швы		мм	4+10	14
для прикрепления фланцев		мм	5+14	20
для крепления ребер и других деталей		мм	4+10	16

казана на рис. 38. Как основные, так и дополнительные элементы собираются из листовых заготовок, практически по единой технологии. Объединение отдельных частей элементов в одну отправочную марку осуществляется при помощи заводской сварки непосредственно встык или через промежуточное ребро. На рис. 35 дополнительные элементы обозначены как  $P_{д}$ .

### 1.2.2. ОСНОВНЫЕ УЗЛЫ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Однотипность основных элементов рам позволяет глубоко унифицировать узлы их соединений. Основным типом жестких узлов рамных конструкций являются фланцевые соединения на высокопрочных болтах. Использование фланцевых соединений позволяет, помимо сокращения расхода стали на стыковочные детали и количества высокопрочных

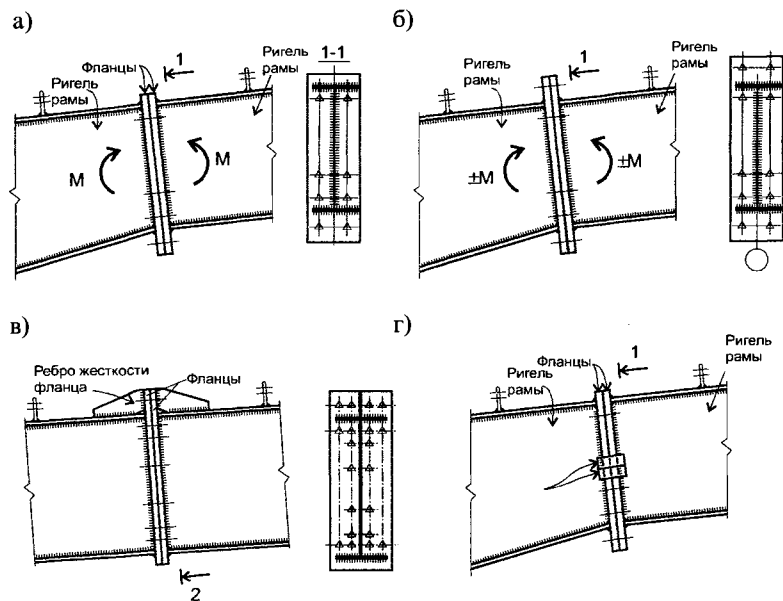


Рис. 39. Узлы сопряжения элементов рамных конструкций в пролете

болтов, получать элементы полной заводской готовности, не требующие дополнительной подгонки и выверки при монтажной сборке. Важным преимуществом фланцевых соединений является и то, что их монтаж не требует высокой квалификации по сравнению со сварными узлами и трудоемких операций по подготовке контактирующих поверхностей, применяемых в соединениях со сдвигоустойчивыми высокопрочными болтами.

Соединение элементов ригелей рам между собой в пролете выполняется на фланцах, имеющих болты с наружной стороны растянутой полки (рис. 39 а). При действии знакопеременных изгибающих моментов фланцевое соединение имеет болты с обеих сторон (рис. 39 б). Применение фланцевых соединений без наружных болтов возможно в сжатых элементах, а также при действии незначительных изгибающих моментов. Применение изгибаемых соединений без наружных болтов в некоторых зарубежных конструкциях можно объяснить преимущественным действием постоянных

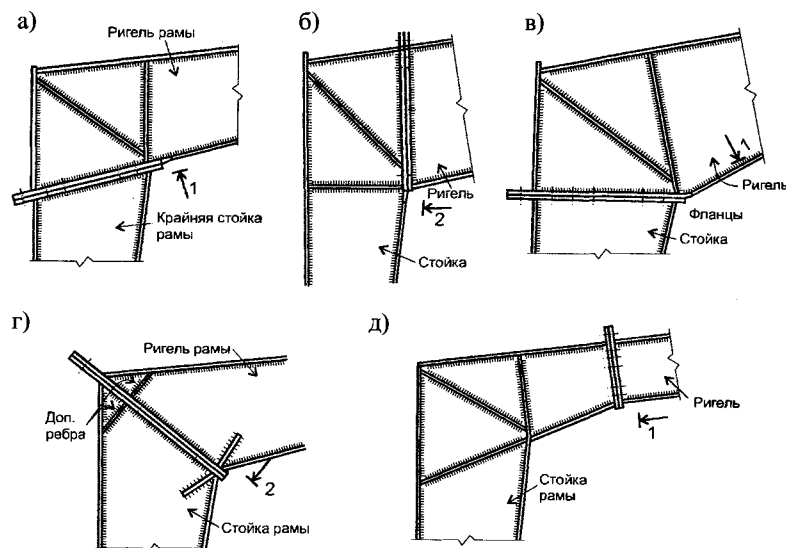


Рис. 40. Сопряжение ригелей с крайними стойками

нагрузок, что позволяет использовать конструкции с податливыми соединениями. Для уменьшения толщины фланцы могут иметь подкрепляющие ребра, устанавливаемые с наружной стороны растянутой полки (рис. 39 в). В тех случаях, когда монтаж элементов ригеля производится «в навес», к фланцам привариваются специальные фиксаторы, как это показано на рис. 39 г.

Жесткое сопряжения ригелей рам со стойками также выполняются при помощи фланцевых соединений. Вид узла сопряжения зависит от типа применяемых элементов рам. При сопряжении элементов типа  $P1$  в ригеле и типа  $P2$  в стойке, в основном используются узлы, подобные приведенным на рис. 40 а, б, в. При сопряжении элементов типа  $P1$  и  $P2$  более предпочтителен узел, показанный на рис. 40 а, так как в этом случае сжимающая сила действующая в стойке разгружает фланцевое соединение, в то время, как для узла на рис. 40 б, она вызывает сдвиг в зоне контакта фланцев. Диагональные ребра в отсеках узла следует ставить в тех случаях когда не обеспечивается устойчивость стенки отсека или требуется установка в этом месте распорок, связей и т. д.

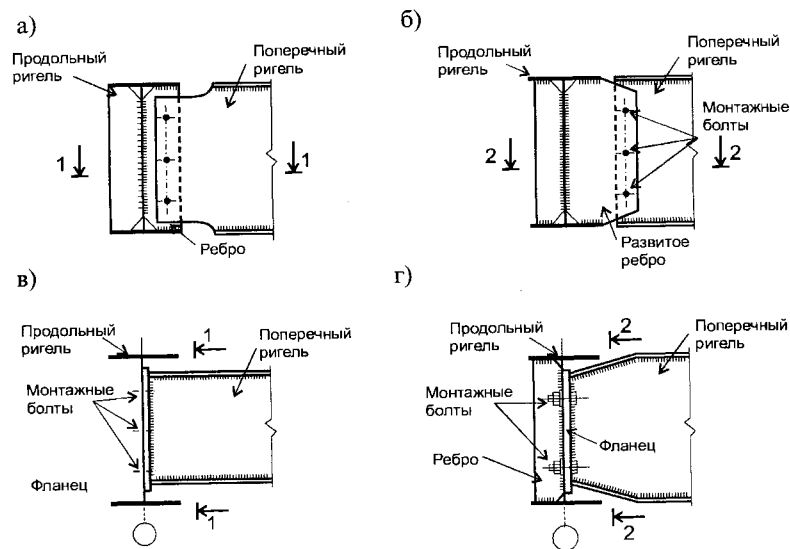


Рис. 41. Шарнирное сопряжение элементов пространственных рам

Размещение фланцев под углом ко внутреннему поясу ригеля (рис. 40 в) имеет преимущества при раздельном монтаже стоек и ригеля, но требует дополнительной обрезки стенки ригеля. Наилучшими показателями по технологичности и металлоемкости обладают узлы, в которых сопрягаются элементы ригеля и стойки, относящиеся к типу *PI* (рис. 40 г). В этом случае количество дополнительных деталей минимально, а сами узлы аналогичны узлам сопряжения элементов ригеля в пролете. Для восприятия локальных усилий, передающихся с внутренних поясов на стенку и обеспечения ее прочности и местной устойчивости, бывает необходимой установка дополнительных ребер по всей высоте сечения или на ее части. В наружной зоне узла могут устанавливаться ребра для передачи усилий с растянутых полок и уменьшения свободного пролета фланца.

Вынос соединения за пределы узла в зону нулевого момента (рис. 40 д) позволяет уменьшить толщину фланца практически до уровня конструктивных ограничений, однако сложность изготовления, транспортировки и монтажа элементов в большинстве случаев делает применение таких узлов нерациональным.

Сопряжение элементов пространственных рам осуществляется либо шарнирно, либо жестко, в зависимости от выбранной статической схемы. Шарнирные сопряжения проще в изготовлении и монтаже рам как конструктивно, так и благодаря возможности компенсации неточностей изготовления и монтажа. Шарнирные сопряжения пространственных рам аналогичны узлам сопряжения балок в балочных клетках, как это показано на рис. 41 а, б. При конструировании шарнирных узлов сопряжения следует стремиться к уменьшению крутящего момента возникающего в основном элементе рамы из-за эксцентриситета передачи опорной реакции передающегося с примыкающей рамы. На рис. 41 а показано принципиальное решение узла с малым эксцентриситетом, а на рис. 41 б — с большим эксцентриситетом.

Из-за большой податливости, к шарнирным может быть условно отнесено и сопряжение элементов рам через фланцевое соединение (рис. 41 в, г). С одной стороны, это допущение идет в запас несущей способности примыкающей рамы, но с другой стороны, некоторая жесткость узла приводит к кручению основной рамы. Кроме того, такие узлы требуют повышенной точности при изготовлении и монтаже конструкций и имеют ограничения, связанные с заведением примыкающей рамы в пределы сечения основной рамы при монтаже.

Жесткое сопряжение может выполняться при помощи специальных элементов, сечение которых соответствует сечению сопрягаемых элементов пространственных рам, а фланцевые соединения при этом выносятся за пределы узла. Более простое решение представлено на рис. 42 а, где фланцы поперечных рам привариваются непосредственно к основным рамам, имеющим в этом месте прорезное ребро. При необходимости примыкания рам под углом друг к другу, может применяться узел, показанный на рис. 42 б.

Расчет фланцевых соединений пространственных рам по сути не отличается от расчета соединений плоских рам. При проектировании таких узлов должны быть выполнены дополнительные проверки поясов основных рам на совместное действие напряжений  $\sigma_x$  от изгиба основных рам и на-

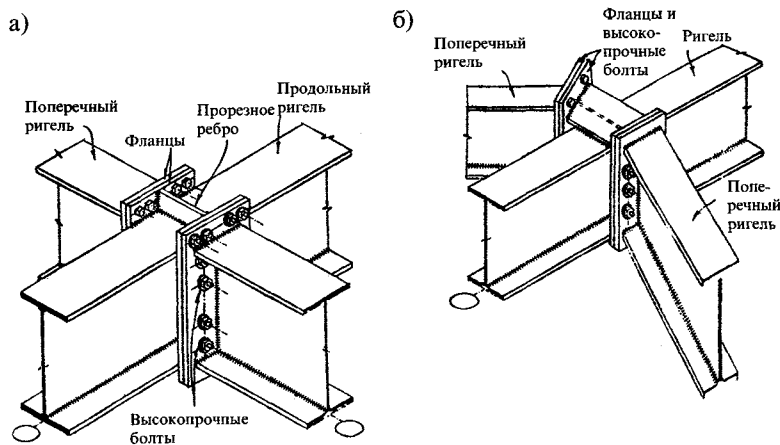


Рис. 42. Жесткие сопряжения элементов пространственных рам

пряжений  $\sigma_y$ , передающихся с примыкающих рам, по формулам сложного сопротивления.

Опираие ригелей на средние стойки многопролетных рам, в основном, осуществляется шарнирно. Шарнирное опирание ригеля производится через центрирующую прокладку (рис. 43 а), центрирующее прорезное ребро (рис. 43 б) или непосредственно через фланцы (рис. 43 в). Опираие ригеля на стойки через фланцы позволяет обходиться без дополнительных элементов и производить монтаж рам попролетно с опиранием монтируемых элементов непосредственно на средние стойки. К недостаткам узла относится то, что фланцевое соединение находится в зоне действия максимального изгибающего момента, а это приводит к повышенному расходу низколегированной стали на фланцы. Шарнирное опирание ригеля на крайние стойки производится через торцевое ребро или центрирующую пластину (рис. 43 г). Опираие ригеля по всей поверхности торцевой пластины (серия «Канск») нежелательно, так как из-за неточностей изготовления и монтажа трудно обеспечить плотный и однозначный контакт по поверхности стыка (рис. 43 д). Во всех случаях, при опирании ригеля на средние или крайние стойки, должна быть обеспечена его устойчивость от опрокидывания при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок.

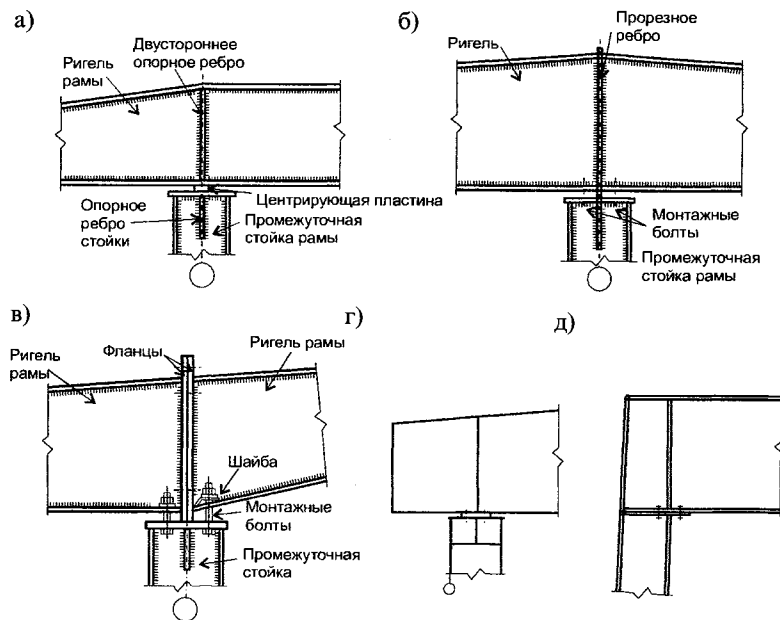


Рис. 43. Шарнирное опирание ригелей на стойки рам

Жесткое сопряжение ригеля со средними стойками многопролетных рам встречается относительно редко и обычно осуществляется при помощи фланцев и высокопрочных болтов. При этом ригель, в большинстве случаев, выполняется неразрезным и опирается на стойку сверху. Применение вутов в опорных узлах ригеля, как это сделано в серии «Канск» (рис. 44 а) крайне нежелательно, так как приводит к большим трудозатратам при изготовлении элементов. Жесткое опирание ригеля непосредственно на среднюю стойку показано на рис. 44 б. Ригель рамы в этом месте должен быть проверен на совместное действие глобальных и локальных напряжений.

Жесткое примыкание ригелей сбоку стоек встречается, в основном, в многоэтажных зданиях, когда поэтажная разрезка колонн становится невыгодной (рис. 44 в). Применение таких узлов в одноэтажных зданиях нерационально из-за увеличенного числа соединительных деталей и метизов, и, в основном, из-за разрезки ригеля в месте действия наибольших моментов.

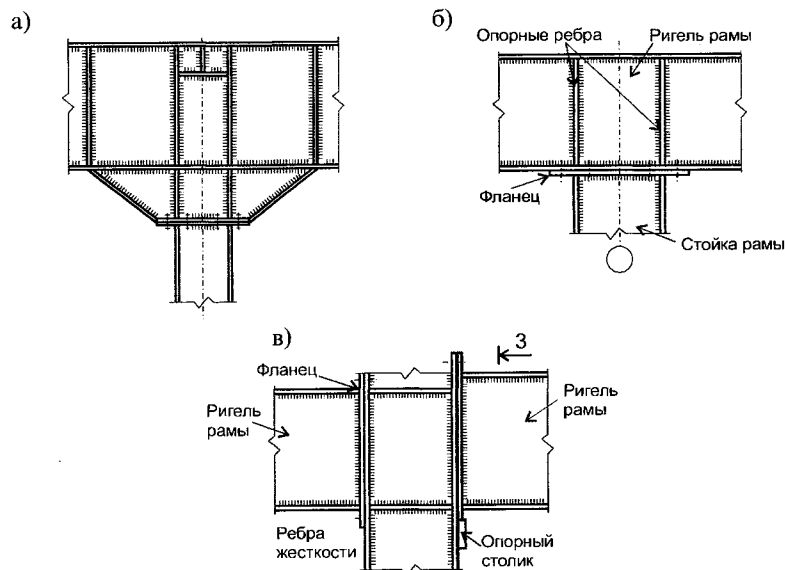


Рис. 44. Жесткое сопряжение ригеля со средними стойками рам

Опираие крайних стоек рам в большинстве случаев выполняется шарнирным, как это показано на рис. 45 а. В стойках, имеющих большую высоту сечения, для обеспечения шарнирности выполняются скосы поясов (рис. 45 б). В исключительных случаях могут устраиваться тангенциальные опоры (рис. 45 в).

Жесткое сопряжение крайних стоек с фундаментами выполняется сравнительно редко, так как приводит к существенному развитию фундаментов из-за увеличения горизонтальных усилий распора и появлению значительных опрокидывающих моментов в опорном сечении стойки.

Горизонтальные усилия распора, возникающие в крайних стойках рам, воспринимаются либо непосредственно фундаментами, либо специальными затяжками, соединяющими противоположные стойки рам или фундаментами. Передача распора на фундаменты осуществляется за счет сил трения между опорной пластиной стойки и бетоном фундамента или при помощи специальных противосдвиговых устройств. Затяжки устраиваются для рам с большими проле-

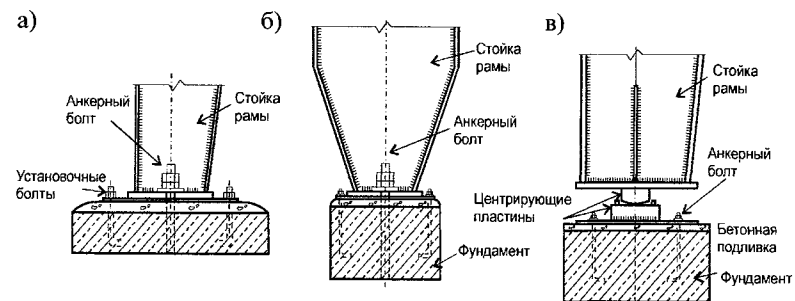


Рис. 45. Шарнирное опирание крайних стоек рам

тами или когда развитие фундаментов для восприятия распора становится нерациональным.

Средние стойки могут иметь как жесткое сопряжение с фундаментом, так и шарнирное. С одной стороны, шарнирное сопряжение позволяет избежать изгибающих моментов в стойке, которая работает как центрально-сжатый стержень, но, с другой стороны, создает трудности при монтаже. Применение тонких опорных пластин и разнесенных анкерных болтов позволяет монтировать стойки как жестко опертые, без дополнительных монтажных раскреплений, а податливость такого узла существенно уменьшает изгибающие моменты в них, приближая работу стойки к случаю центрального сжатия.

Конструктивные решения узлов стоек при жестком опирании принимаются как для обычных центрально-сжатых колонн имеющих двутавровое или замкнутое сечение [1].

Другие узлы рамных конструкций и каркасов в целом (узлы связей, кровельных и стеновых прогонов, распорок и т.д. приведены в соответствующих разделах настоящей работы).

## Литература

1. Металлические конструкции. Под ред. Г.С. Веденникова. Изд. 7-е, переработанное и дополненное. М. Стройиздат. 1998. 760 с.
2. История строительной техники. Под ред. В.Ф. Иванова. — М.-Л. Госстройиздат. 1962. 560 с.
3. Мельников Н.П. Развитие металлических конструкций. М. Стройиздат. 1965. 280 с.



4. *Шумицкий О.И.* Тонкостенные сварные металлические конструкции. Материалы по металлическим конструкциям. Вып. 13. М. Стройиздат. 1968. С. 238—257.
5. Butler Manufacturing Company. The Wide System. Product Reference Manual. 1983.
6. Отчет об этапе общесоюзной научно-технической программы на 1986—1990. 0.40.0.55.01. Этап С13 «Разработать технические решения рамных конструкций с элементами переменной жесткости...». Москва—Кемерово. 1987. Т.1, 2. 230 с.
7. Отчет о научно-исследовательской работе «Разработка и организация производства рамных каркасов зданий из двутавров переменного сечения для одноэтажных...зданий». Госзаказ 0004. Часть 1, 2. Москва—Кемерово. 1989. 125 с.
8. *Бирюлев В.В., Катюшин В.В.* и др. Проектирование фланцевых соединений на высокопрочных болтах балок и рам, ферм с поясами из двутавров и тавров. Новосибирск. НИСИ им. В.В. Куйбышева. 1986. 32 с.
9. Каталог проектов и проектных решений Научно-исследовательской и проектно-строительной фирмы УНИКОН. Кемерово. г УНИКОН. 2002.
1. *Зюлко Е., Орлик Г.* Монтаж стальных конструкций. Пер. с польского. М. Стройиздат. 1984. 06 284 с.
2. СНиП II-23—81\*. «Стальные конструкции. Нормы проектирования». М. ЦИТП. 1990. — 94 с.
3. Справочник проектировщика. Металлические конструкции. Т. 2. Под общей ред. В.В. Кузнецова. М. Изд. АСВ. 1998. 512 с.
4. *Харт Ф., Хенн В., Зонтаг Х.* Атлас стальных конструкций. Многоэтажные здания. М. Стройиздат. 1977. 352 с.
5. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. Под ред. А.А. Уманского. М. 1960. 1040 с.

## 2. ВОПРОСЫ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

Настоящий раздел посвящен расчету и проектированию элементов, входящих непосредственно в состав рамных конструкций переменного сечения, а именно:

- особенностям статического расчета рамных конструкций переменного сечения;
- анализу различных типов сечений рам, подверженных одновременному воздействию изгибающих моментов, продольных и поперечных сил и оптимальному подбору параметров симметричных и моносимметричных двутавров;
- вопросам расчета сложно-нагруженных стенок двутавровых элементов переменного сечения на местную устойчивость;
- работе элементов рам в закритической стадии;
- учету фактической работы стоек рам, упруго-опертых на фундаменты;
- общей устойчивости элементов рамных конструкций по изгибно-крутильной форме;
- расчету узлов рамных конструкций;
- вопросам расчета и проектирования устройств для восприятия усилий горизонтального распора, характерных для конструкций рамного типа;
- расчету отдельных деталей элементов рамных конструкций.

В ряде случаев приводятся известные автору методики расчета тех или иных элементов рамных конструкций переменного сечения. При отсутствии таковых или их несоответствии, по мнению автора, реальной работе конструкций, им сделаны попытки разработки и обоснования соответствующих расчетных методик.

## 2.1. ОСОБЕННОСТИ СТАТИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ И ПОДБОРА СЕЧЕНИЙ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### 2.1.1. ОБЩАЯ ЧАСТЬ

Одним из основных этапов проектирования каркасов из рамных конструкций переменного сечения является этап статических расчетов конструкций на действие внешних нагрузок. Учитывая, что при проектировании рамных конструкций стремятся к наиболее полному использованию несущей способности сечений, процесс статического расчета является итерационным и связан с многократным повторением цикла «подбор сечений → статический расчет → проверка сечений и элементов в целом». Помимо задач статического расчета на этом этапе решаются и другие задачи, связанные с поиском эффективной геометрии рамы, оптимального распределения жесткостей, оптимизации сечений, технологичности изготовления и т. д.

Попытки автоматизировать процесс статических расчетов и подбора сечений, проведенные в том числе и фирмой УНИКОН, пока что не привели к созданию эффективного единого комплекса, позволяющего замкнуть весь цикл проектирования рамных конструкций переменного сечения. Во многом это объясняется сложностями формализации различных критериев оптимальности и ограничений, одновременно используемых при проектировании рам. Поэтому проектирование обычно ведется в диалоговом режиме, когда проектировщик, используя отдельные, достаточно отлаженные и эффективные программы по статическому расчету, подбору и проверке отдельных сечений и элементов, komponует оптимальное очертание рамы и ее сечения.

### 2.1.2. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

Для статического расчета рамных конструкций, в основном используются различные программы общего назначения, основанные на методе конечных элементов. Недостатком таких программ является то, что при задании характеристик каждого элемента переменного сечения, его приходится разбивать вручную на 4—10 участков постоянной же-

сткости. Количество участков зависит от требуемой точности расчета. Учитывая, что при расчете каждой рамы приходится выполнять несколько итераций, такой подход оказывается весьма трудоемким и длительным.

Более эффективным является использование специализированных программных комплексов, предусматривающих графическое задание в реальном масштабе контура рамы (по высоте стенки) и параметров ее сечений (толщина полок и стенки, ширина полок). Примером такого комплекса является программа МАК (Механический Анализ Конструкций), разработанная фирмой УНИКОН (руководитель А.П. Маслов), позволяющая не только задавать требуемые сечения рамы, но и легко корректировать их в процессе проектирования.

В целом, процесс статического расчета рамных конструкций переменного сечения можно разбить на несколько рабочих этапов:

**Этап 1.** Определение размеров рамы в соответствии с технологическим заданием. Сбор нагрузок, действующих на раму в соответствии с действующими нормами на проектирование конструкций.

**Этап 2.** Расчет рамы на основные нагрузки как для конструкции постоянной жесткости. При наличии аналогов очертание рамы может задаваться. Число сочетаний нагрузок должно быть достаточным для определения огибающих эпюр внутренних усилий (изгибающих моментов, продольных и поперечных сил) (рис. 1 а).

**Этап 3.** По данным расчета, полученным на этапе 2, на схеме рамы строится эпюра огибающих моментов. Исходя из очертания эпюры моментов строится предварительное очертание рамы и определяются участки с переменными и постоянными по высоте элементами (рис. 1 б). Разбиение рамы на отдельные элементы производится с учетом их сопряжения, технологии изготовления, монтажа и транспортировки.

**Этап 4.** На основании данных, полученных на этапе 3, подбираются сечения отдельных элементов рамы. При этом следует соблюдать условия сопряжения отдельных элементов между собой по высоте стенки, условия прочности и устойчивости, а также требования технологии изготовления и монта-

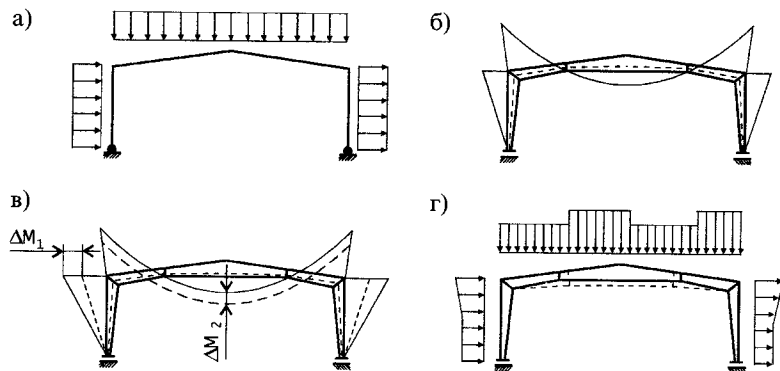


Рис. 1. Этапы статического расчета и подбора сечений рам переменного сечения

жа конструкций. Для учета перераспределения изгибающих моментов рекомендуется заранее увеличивать расчетные изгибающие моменты на 10—15 % в местах действия моментов с большими градиентами (зоны сопряжения стоек и ригеля рамы) и снижать их на 5—10 % в пролетах рамы (рис. 1 в).

**Этап 5.** Статический расчет рамы с сечениями, подобранными на этапе 4, на загрузки, включающие все сочетания нагрузок.

**Этап 6.** Проверка сечений, элементов и рамы в целом по прочности, устойчивости и деформативности.

**Этап 7.** Корректировка сечений с учетом результатов расчета, полученных на этапе 6 (рис. 1 г).

**Этап 8.** Повторный статический расчет рамы и проверка сечений элементов и рамы в целом.

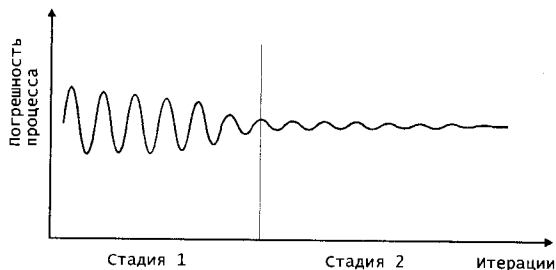


Рис. 2. Схематическое представление сходимости процесса подбора сечений рамных конструкций переменного сечения

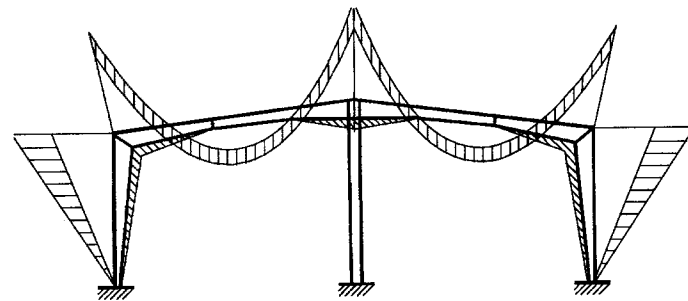


Рис. 3. Искусственное перераспределение жесткостей и изгибающих моментов в рамах

Этапы 4+8 могут повторяться многократно до получения приемлемых результатов. Как показывает опыт проектирования, для этого обычно достаточно 3—6 итераций, а сам процесс расчета и подбора сечений имеет как бы две основные стадии: стадия предварительных (поисковых) расчетов и стадия окончательных (корректирующих) расчетов. Первая стадия обычно продолжается 2—4 итерации, на которых наблюдается значительные расхождения между требуемыми и принятыми сечениями рамы. На второй стадии процесс в значительной мере стабилизируется и вводимые корректировки сечений слабо сказываются на распределении усилий в раме. Схематично этот процесс показан на рис. 2.

Для уменьшения массы рамных конструкций можно рекомендовать искусственное повышение изгибной жесткости сечений за счет увеличения их высоты в местах действия изгибающих моментов с максимальными градиентами, например, в местах сопряжения крайних и средних стоек с ригелем. Этот прием позволяет перераспределить изгибающие моменты и разгрузить пролеты рамы и, тем самым, уменьшить их металлоемкость и деформативность (рис. 3).

Расчет рамных конструкций на действие сейсмических нагрузок можно производить на последних итерациях, так как сейсмика обычно слабо сказывается на усилиях в рамных конструкциях вследствие их относительно низкой жесткости и малой массы самих рам и покрытия. Исключение составляют случаи совместного действия, наряду с сейсмическими, больших снеговых или технологических нагрузок.

### 2.1.3. ТИПЫ СЕЧЕНИЙ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ: КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ, СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ

В данном разделе будут рассмотрены широко применяемые в рамных конструкциях, сечения из сварных двутавров. Сечения из прокатных профилей имеют меньшее распространение и здесь рассматриваться не будут.

Сечения элементов рамных конструкций выполняются в виде симметричных (рис. 4 а) и несимметричных (рис. 4 б) двутавров со стенками, работающими как в докритической, так и в закритической стадии. Стенки элементов также могут быть подкреплены поперечными (двусторонними и односторонними) и продольными ребрами (рис. 4 в, г).

Симметричные сечения применяются в тех случаях, когда основным силовым фактором является изгибающий момент, а напряжения от продольной силы незначительны. При больших значениях продольной силы более эффективными становятся несимметричные двутавры с развитой сжатой полкой. Сечение сжатой полки развивается за счет увеличения ее толщины и (или) ширины.

Несимметричные двутавровые сечения рамных конструкций имеют ряд положительных качеств, а именно:

- более полное использование сечения по прочности по сравнению с симметричными двутаврами в случае одновременного действия изгибающего момента и продольной силы;
- повышение устойчивости стенки двутавра за счет уменьшения высоты ее сжатой зоны;
- повышение общей устойчивости элемента за счет развития сжатого пояса;
- возможность увеличения расчетного сопротивления стали растянутого пояса при уменьшении толщины исходного проката.

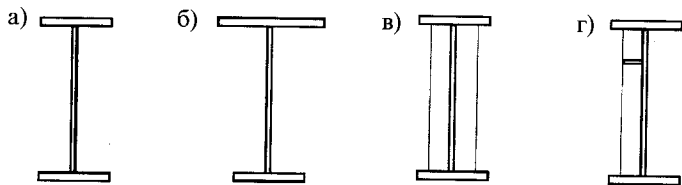


Рис. 4. Основные типы сечений рамных конструкций

Перечисленные положительные качества элементов из несимметричных двутавров позволяют значительно снизить расход стали при сохранении или даже увеличении их несущей способности.

Проведем сравнительный анализ симметричных и несимметричных двутавровых сечений при действии изгибающего момента и продольной силы исходя из следующих предпосылок:

1. Подбор сечений симметричных и несимметричных производится только из условий прочности. Условия местной и общей устойчивости считаются обеспеченными.
2. Продольная сила принимается сжимающей, что наиболее характерно для рамных конструкций.
3. Расчетные напряжения от изгибающего момента и продольной силы в сжатой полке симметричного и в обеих полках несимметричного сечения принимаются равными расчетному сопротивлению стали.

Вначале рассмотрим симметричные двутавровые сечения.

При действии изгибающего момента  $M$  и продольной силы  $N$  в сжатой полке двутавра возникают напряжения, равные в сумме расчетному сопротивлению стали (рис. 5)

$$\sigma_M + \sigma_N = R_y, \quad (1)$$

где  $\sigma_M = M/W$ ;  $\sigma_N = N/A$ , где  $W$  и  $A$  — момент сопротивления рассматриваемой полки и общая площадь сечения двутавра.

Из условия

$$\frac{M}{W} + \frac{N}{A} = R_y, \quad (2)$$

найдем требуемый момент сопротивления сечения:

$$W = \frac{M}{R_y - \frac{N}{A}}. \quad (3)$$

Преобразуем формулу (3) в виде:

$$W = \frac{M}{R_y} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N}{A \cdot R_y}} \quad (4)$$

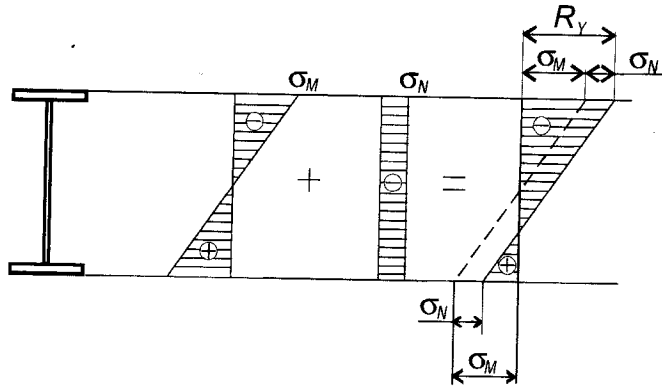


Рис. 5. Напряжения от изгибающего момента и продольной силы в симметричном двутавровом сечении

и, учитывая, что  $N/A = \sigma_N$ , а  $M/R_y = W_M$  — требуемый момент сопротивления сечения при отсутствии продольной силы, выражение (4) запишем как:

$$W = W_M \cdot \frac{1}{1 - \frac{\sigma_N}{R_y}} \quad (5)$$

Введем параметр  $\psi = \sigma_N / R_y$ , определяющий долю напряжений от продольной силы. Тогда, требуемый момент сопротивления сечения при действии изгибающего момента и продольной силы будет равен:

$$W = W_M \cdot \frac{1}{1 - \psi} \quad (6)$$

Как видно из формулы 6 между требуемым моментом сопротивления сечения изогнуто-сжатого симметричного двутавра и продольной силой существует нелинейная зависимость.

Определим площадь сечения симметричного изогнуто-сжатого двутавра. Вначале не будем учитывать смещение нейтральной оси сечения и соответствующее увеличение толщины стенки из условий ее местной устойчивости.

Оптимальная высота сечения изгибаемого двутавра найдется по известной формуле:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} W \cdot \lambda}, \quad (7)$$

где  $\lambda = h/t$  — гибкость стенки двутавра.

В дальнейшем будем считать, что высота сечения двутавра равна его оптимальной высоте, т. е.  $h = h_{opt}$ .

Площадь полки двутавра найдем как

$$A_f = \frac{W}{h} - \frac{t \cdot h}{6}. \quad (8a)$$

С учетом формулы (7), запишем:

$$A_f = \frac{W}{\sqrt[3]{\frac{3}{2} W \cdot \lambda}} - \frac{t \cdot h}{6}. \quad (8b)$$

$$A_f = \sqrt[3]{\frac{2 W^2}{3 \lambda}} - \frac{t \cdot h}{6}. \quad (8в)$$

Площадь сечения симметричного двутавра равна:

$$A_{\Sigma} = 2A_f + A_w, \quad (9)$$

где  $A_w = t \cdot h$  — площадь стенки, определяемая с учетом формулы (7)

$$A_w = t \cdot \sqrt[3]{\frac{3}{2} W \cdot \lambda} \quad (10)$$

$$\text{или, при } t = \frac{h}{\lambda} = \frac{\sqrt[3]{\frac{3}{2} W \cdot \lambda}}{\lambda} = \sqrt[3]{\frac{3 W}{2 \lambda^2}}, \quad (11)$$

с учетом формул (10) и (11), площадь стенки симметричного двутавра будет равна:

$$A_w = \sqrt[3]{\frac{9 W^2}{4 \lambda}}. \quad (12)$$

Площадь полки определится по формуле (8 в) с учетом формулы (12):

$$A_f = 0,655 \cdot \sqrt[3]{\frac{W^2}{\lambda}} \quad (13)$$

Общая площадь сечения симметричного двутавра найдется по формуле (9) с учетом формул (12) и (13):

$$A_{\Sigma} = 2,621 \cdot \sqrt[3]{\frac{W^2}{\lambda}} \approx \frac{8}{3} \sqrt[3]{\frac{W^2}{\lambda}} \quad (14)$$

Используя для определения  $W$  выражение (6), найдем площадь сечения симметричного двутавра с учетом продольной силы:

$$A_{\Sigma N} = \frac{8}{3} \sqrt[3]{\frac{W_M^2}{\lambda(1-\psi)^2}} \quad (15)$$

Как видно из выражения (15), при действии продольной силы на изгибаемый элемент симметричного двутаврового сечения, его площадь увеличивается пропорционально параметру

$$K_{\psi} = \sqrt[3]{\frac{1}{(1-\psi)^2}} \quad (16)$$

Оптимальную высоту изгибаемо-сжатого симметричного двутавра определим, учитывая формулу (6) по аналогии с формулой (7). Общая площадь сечения двутавра равна  $A_{\Sigma} = 2A_f + A_w$  или

$$A_{\Sigma} = \frac{2W_M}{h \cdot (1-\psi)} - \frac{2t \cdot h}{6} + A_w.$$

При  $A_w = h^2 / \lambda$  после преобразований получим:

$$A_{\Sigma} = \frac{2W_M}{h \cdot (1-\psi)} + \frac{2}{3} \frac{h^2}{\lambda} \quad (17)$$

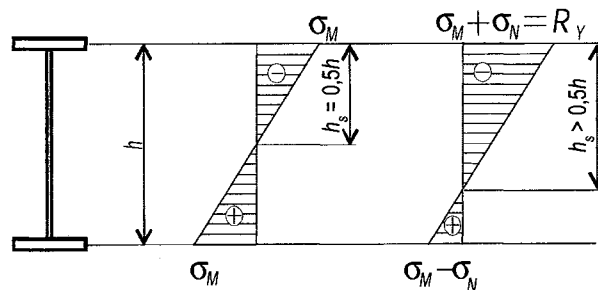


Рис. 6. К определению расчетной высоты стенки изгибаемо-сжатых симметричных двутавровых сечений

Оптимальную высоту сечения двутавра найдем, взяв производную по формуле (17) и приравняв ее нулю, т. е.

$$\frac{dA_{\Sigma}}{dh} = -\frac{2W_M}{h^2(1-\psi)} + \frac{4}{3} \frac{h}{\lambda} = 0,$$

откуда найдем  $h_{opt}$ :

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot \frac{W_M \cdot \lambda}{1-\psi}} \quad (18)$$

Как видно из формулы (18), оптимальная высота двутавра увеличивается при действии на него сжимающей силы пропорционально параметру  $\sqrt[3]{1/(1-\psi)}$ .

Выражения (15) и (16) получены при условии, что толщина стенки двутавра не изменяется при изменении продольной сжимающей силы. Фактически, сжимающая продольная сила приводит к смещению нейтральной оси сечения и увеличению высоты сжатой зоны стенки (рис. 6), что, в свою очередь, отрицательно влияет на ее местную устойчивость. Известно [1], что устойчивость стенок балок при несимметричной эпюре сжимающих усилий можно проверять используя вместо высоты стенки удвоенную высоту сжатой зоны сечения. Высоту сжатой зоны стенки можно найти по рис. 6 при

$$\frac{R_y}{h_s} = \frac{\sigma_M}{h - h_s}, \quad (19)$$

откуда

$$h_s = \frac{h}{2(1-\psi)}. \quad (20)$$

Гибкость стенки в этом случае равна:

$$\lambda_s = \frac{2h_s}{t} \quad (21)$$

или, с учетом формулы (20):

$$\lambda_s = \frac{2h}{(2-\psi) \cdot t} = \frac{h}{(1-\psi) \cdot t},$$

откуда найдем поправочный коэффициент, учитывающий влияние продольной силы на величину расчетной гибкости стенки:

$$k_\lambda = \frac{1}{1-\psi}. \quad (22)$$

Подставляя формулу (22) в формулу (15), получим выражение для определения площади сечения симметричного двутавра при действии на него изгибающего момента и продольной силы в предположении, что изменение расчетной гибкости стенки влияет на площадь всего сечения

$$A_{\Sigma N} = \frac{8}{3} \sqrt[3]{\frac{W_M^2}{\lambda(1-\psi)^4}}. \quad (23)$$

Формула (23) дает несколько завышенное значение площади сечения из-за влияния поправочного коэффициента  $k_\lambda$  на все сечение двутавра, включая его стенку и полки. Фактически, влияние продольной силы будет проявляться только в виде увеличения толщины стенки двутавра из условия ее местной устойчивости при сохранении постоянной площади полки. В формулы для определения общей площади сечения двутавра входит гибкость стенки  $\lambda$ , которая также будет изменяться при смещении нейтральной оси и увеличении высоты сжатой зоны стенки. Как показывают расчеты, сопутствующее этому изменение  $\lambda$  незначительно влияет на величину оптимальной высоты двутавра и может не учитываться в практических расчетах рам при  $0 \leq \psi \leq 0,2$ .

Таблица 1. Значения коэффициента  $K_\psi$  для симметричных двутавров

$\psi$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$K_\psi^{*1}$	1,0	1,073	1,160	1,268	1,406	1,590
$K_\psi^{*2}$	1,0	1,102	1,230	1,396	1,620	1,937

\*1 — по формуле 16 при постоянной толщине стенки;  
\*2 — по формуле 23, с учетом изменения толщины стенки.

Для изгибаемо-сжатого симметричного двутавра площадь полки определим по формуле (13), а площадь стенки по формуле (12), с учетом поправочного коэффициента  $K_\psi$  по формуле (16). Опуская промежуточные выкладки, сразу запишем выражения для определения общей площади сечения:

$$A_{\Sigma N} = \left( \frac{5}{3} \sqrt[3]{(1-\psi)^2 + 1} \right) \cdot \sqrt[3]{\frac{W^2}{\lambda(1-\psi)^4}}. \quad (24)$$

Поправочный коэффициент, учитывающий изменение площади сечения симметричного двутавра при действии на него продольной силы и изменения толщины стенки из-за увеличения ее сжатой зоны в этом случае будет равен:

$$K_\psi = \frac{3}{8} \left( \frac{5}{3} \sqrt[3]{(1-\psi)^2 + 1} \right) \cdot \sqrt[3]{\frac{1}{(1-\psi)^4}}. \quad (25)$$

Численные значения коэффициента  $K_\psi$  в зависимости от величины  $\psi$  приведены в табл. 1.

Как видно из таблицы, влияние смещения нейтральной оси и соответствующее увеличение высоты сжатой зоны на увеличение площади двутавра, незначительно и, при  $\psi \leq 0,2$ , что характерно для рамных конструкций, составляет около 6% относительно площади двутавра с постоянной толщиной стенки. Вместе с тем, наличие продольной сжимающей силы существенно влияет на увеличение площади симметричного двутаврового сечения, поэтому, при  $\psi > 0,05+0,1$ , становится рациональным применение моносимметричных двутавров с развитой сжатой полкой.

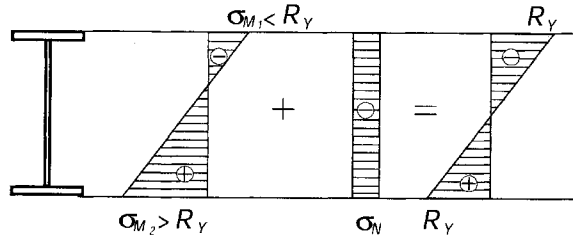


Рис. 7. Распределение напряжений в изгибаемо-сжатом моно симметричном двутавре

Для правильно подобранного сечения моносимметричного двутавра суммарные напряжения в сжатой и растянутой полках равны расчетному сопротивлению стали  $R_y$ , как это показано на рисунке 7.

Напряжения в полках моносимметричного двутавра равны (по абсолютной величине):

— в сжатой полке:

$$\sigma_M + \sigma_N = \frac{M}{W_1} + \frac{N}{A} = R_y; \quad (26 \text{ а})$$

— в растянутой полке:

$$\sigma_M - \sigma_N = \frac{M}{W_2} - \frac{N}{A} = R_y, \quad (26 \text{ б})$$

где  $A$ ,  $W_1$ ,  $W_2$  — площадь сечения двутавра и моменты сопротивления сжатой и растянутой полок.

Из формул (26 а) и (26 б) найдем требуемые моменты сопротивления для сжатой и растянутой полок

$$W_1 = \frac{M}{R_y - \frac{N}{A}}; \quad W_2 = \frac{M}{R_y + \frac{N}{A}} \quad (27)$$

или, по аналогии с формулой (6)

$$W_1 = W_M \frac{1}{1 - \psi}; \quad W_2 = W_M \frac{1}{1 + \psi}. \quad (27 \text{ а})$$

Соотношение моментов сопротивления полок моносимметричного сечения, подобранного по условиям формул (26 а) и (26 б), будет равно:

$$\frac{W_1}{W_2} = \frac{1 + \psi}{1 - \psi}. \quad (28)$$

Так как  $W_1 = J_x / y_1$  и  $W_2 = J_x / y_2$ , где  $J_x$  — момент инерции сечения двутавра относительно его центра тяжести;  $y_1, y_2$  — расстояние от центра тяжести до сжатой и растянутой полок соответственно, из формулы (28) получим:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1 + \psi}{1 - \psi} \quad (29)$$

или, при  $y_2 = h - y_1$

$$y_1 = 0,5h(1 - \psi); \quad y_2 = 0,5h(1 + \psi). \quad (30)$$

При отсутствии продольной силы, т.е. при  $\psi = 0$ , приходим к симметричному сечению, для которого  $y_1 = y_2 = 0,5h$ .

Момент инерции и площадь сечения моносимметричного двутавра равны:

$$J_x \approx A_{f1} \cdot y_1^2 + A_{f2} \cdot y_2^2 + t_w \cdot h \cdot (0,5h - y_1)^2 + \frac{t_w \cdot h^3}{12}; \quad (31)$$

$$A_{\Sigma} \approx A_{f1} + A_{f2} + t_w \cdot h. \quad (32)$$

Найдем моменты сопротивления сжатой и растянутой полок, учитывая, что  $A_w \approx t_w \cdot h$

$$W_1 = \frac{J_x}{y_1} = A_{f1} \cdot y_1 + A_{f2} \frac{y_2^2}{y_1} + \frac{A_w}{y_1} (0,5h - y_1)^2 + \frac{A_w \cdot h^2}{12y_1}; \quad (33 \text{ а})$$

$$W_2 = \frac{J_x}{y_2} = A_{f1} \cdot \frac{y_1^2}{y_2} + A_{f2} \cdot y_2 + \frac{A_w}{y_2} (0,5h - y_1)^2 + \frac{A_w \cdot h^2}{12y_2}. \quad (33 \text{ б})$$

Выражения (33 а) и (33 б) перепишем с учетом формулы (30) и, проводя необходимые преобразования, получим:



$$W_1 = 0,5h(1-\psi) \cdot A_1 + 0,5h \frac{(1+\psi)^2}{1-\psi} \cdot A_2 + h \frac{1+3\psi^2}{6(1-\psi)} \cdot A_w; \quad (34 \text{ а})$$

$$W_2 = 0,5h \frac{(1-\psi)^2}{1+\psi} \cdot A_1 + 0,5h(1+\psi) \cdot A_2 + h \frac{1+3\psi^2}{6(1+\psi)} \cdot A_w. \quad (34 \text{ б})$$

Введем условные обозначения:

$$a_1 = 0,5h(1-\psi); \quad b_1 = 0,5h \frac{(1-\psi)^2}{1+\psi};$$

$$a_2 = 0,5h \frac{(1+\psi)^2}{1-\psi}; \quad b_2 = 0,5h(1+\psi);$$

$$a_3 = h \frac{1+3\psi^2}{6(1-\psi)}; \quad b_3 = h \frac{1+3\psi^2}{6(1+\psi)}.$$

и перепишем уравнения (33 а) и (33 б) как

$$W_1 = a_1 \cdot A_{f1} + a_2 \cdot A_{f2} + a_3 \cdot A_w; \quad (35 \text{ а})$$

$$W_2 = b_1 \cdot A_{f1} + b_2 \cdot A_{f2} + b_3 \cdot A_w. \quad (35 \text{ б})$$

Подставим (35 а) и (35 б) в (24 а) и (24 б)

$$\frac{M}{a_1 \cdot A_{f1} + a_2 \cdot A_{f2} + a_3 \cdot A_w} + \frac{N}{A} = R_y; \quad (36 \text{ а})$$

$$\frac{M}{b_1 \cdot A_{f1} + b_2 \cdot A_{f2} + b_3 \cdot A_w} - \frac{N}{A} = R_y. \quad (36 \text{ б})$$

Поделим обе части уравнений (36 а) и (36 б) на  $R_y$  и учитывая, что  $M/R_y = W_M$  (момент сопротивления сечения двутавра при действии только изгибающего момента) и  $N/A \cdot R_y = \psi$ , после преобразований, получим:

$$\frac{W_M}{a_1 \cdot A_{f1} + a_2 \cdot A_{f2} + a_3 \cdot A_w} = 1 - \psi; \quad (37 \text{ а})$$

$$\frac{W_M}{b_1 \cdot A_{f1} + b_2 \cdot A_{f2} + b_3 \cdot A_w} = 1 + \psi \quad (37 \text{ б})$$

или

$$a_1 \cdot A_{f1} + a_2 \cdot A_{f2} + a_3 \cdot A_w = \frac{W_M}{1 - \psi}; \quad (38 \text{ а})$$

$$b_1 \cdot A_{f1} + b_2 \cdot A_{f2} + b_3 \cdot A_w = \frac{W_M}{1 + \psi}. \quad (38 \text{ б})$$

Решение системы уравнений (38 а) и (38 б) приводит к тождеству, поэтому запишем дополнительное уравнение, выражающее равенство статических моментов сечения двутавра относительно его центра тяжести

$$A_1 \cdot y_1 + 0,5t_w \cdot y_1^2 = A_2 \cdot y_2 + 0,5t_w \cdot y_2^2, \quad (39)$$

откуда найдем

$$A_1 = \frac{A_2(1+\psi) + A_w \cdot \psi}{1-\psi}; \quad (40 \text{ а})$$

$$A_2 = \frac{A_1(1-\psi) - A_w \cdot \psi}{1+\psi}. \quad (40 \text{ б})$$

Решая совместно уравнения (38) и (40), найдем площадь сжатой и растянутой полок моносимметричного двутавра:

$$A_1 = \frac{W_M}{(1-\psi) \cdot h} - \frac{A_w}{6} \cdot \frac{1-3\psi}{1-\psi}; \quad (41 \text{ а})$$

$$A_2 = \frac{W_M}{(1+\psi) \cdot h} - \frac{A_w}{6} \cdot \frac{1+3\psi}{1+\psi}. \quad (41 \text{ б})$$

Общая площадь сечения моносимметричного двутавра равна:

$$A_{\Sigma} = \frac{1}{1-\psi^2} \left( \frac{W_M}{h} + \frac{2}{3} A_w \right). \quad (42)$$

Выражение (42) совпадает с формулой для определения площади сечения симметричного двутавра при отсутствии продольной силы. Поправочный коэффициент, учитывающий влияние продольной силы на увеличение площади сечения моносимметричного двутавра, равен  $1/(1-\psi^2)$  и, при  $\psi \leq 0,2$ , что характерно для рамных конструкций, добавка площади составляет всего 4,1%. Для симметричных двутавров эта добавка составит около 19,2%, т.е. в 4,7 раза больше. При учете смещения нейтральной оси и увеличения сжатой зоны стенки в симметричных двутаврах в соответствии с формулой (24), эта разница будет еще больше.

Таким образом, применение моносимметричных двутавров позволяет существенно снизить расход стали в изгибаемо-сжатых элементах рамных конструкций. Фактическая площадь сечения элементов будет отличаться от теоретической, что связано с дискретностью сортамента, технологическими и конструктивными ограничениями и т.д., но общая тенденция сохранится.

Оптимальная высота моносимметричного двутавра определится из условия

$$A_{\Sigma} = A_1 + A_2 + A_w \rightarrow \min. \quad (43 \text{ а})$$

Подставляя в формулу (43 а) площадь полок  $A_1$  и  $A_2$  из формул (41 а) и (41 б), и проводя соответствующие преобразования, получим:

$$A_{\Sigma} = \frac{2W_M}{h(1-\psi^2)} + \frac{2}{3} \cdot \frac{h^2}{\lambda \cdot (1-\psi^2)}. \quad (43 \text{ б})$$

Откуда, при

$$\frac{dA_{\Sigma}}{dh} = -\frac{2W_M}{h^2 \cdot (1-\psi^2)} + \frac{4}{3} \frac{h}{\lambda(1-\psi^2)} = 0,$$

оптимальная высота моносимметричного двутавра будет равна:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} W_M \cdot \lambda},$$

т.е. равна оптимальной высоте симметричного двутавра при отсутствии продольной силы.

Подставляя оптимальную высоту  $h_{opt}$  в формулу (43 б), найдем площадь сечения моносимметричного двутавра при действии на него изгибающего момента и продольной силы:

$$A_{\Sigma} = \frac{8}{3(1-\psi^2)} \sqrt[3]{\frac{W_M^2}{\lambda}}. \quad (43 \text{ в})$$

Соотношение площадей симметричного (15) и моносимметричного (43 б) двутавров будет равна:

$$\frac{A_{\Sigma sim}}{A_{\Sigma msim}} = (1 + \psi) \cdot \sqrt[3]{(1 - \psi)}.$$

Зависимость между величиной продольной силы и асимметрией двутавра найдем, введя коэффициент  $\beta = A_2 / A_1$  и, используя выражения (41 а) и (41 б), после преобразований получим:

$$\beta = \frac{1 - \psi}{1 + \psi} \cdot \frac{1 - (1 + 3\psi) \cdot \frac{A_w \cdot h}{6W_M}}{1 - (1 - 3\psi) \cdot \frac{A_w \cdot h}{6W_M}}. \quad (44 \text{ а})$$

Для двутавров оптимальной высоты, учитывая формулы (7) и (10), найдем, что

$$\frac{A_w \cdot h}{6W_M} \approx 0,191$$

и тогда

$$\beta = \frac{1 - \psi}{1 + \psi} \cdot \frac{1,42 - \psi}{1,42 + \psi}. \quad (44 \text{ б})$$

Так, для интересующего нас диапазона изменения  $\psi$ : при  $\psi = 0, \beta = 1$ ; при  $\psi = 0,05, \beta = 0,84$ ; при  $\psi = 0,1, \beta = 0,71$ ; при  $\psi = 0,15, \beta = 0,598$ ; при  $\psi = 0,2, \beta = 0,5$ ;

При большой асимметрии сечения возможна ситуация, когда, при каких-то вариантах нагружения, сжимающая продольная сила может оказаться значительно меньшей, чем было принято при определении параметров сечения моносимметричного двутавра. В этом случае, напряжения в растянутой полке могут превысить расчетные сопротивления стали. Эта ситуация должна быть учтена при подборе сечений моносимметричных двутавров.

#### 2.1.4. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Подбор сечений отдельных элементов является одним из основных этапов проектирования рамных конструкций переменного сечения, во многом определяющим их надежность и экономичность. При определении и назначении размеров сечений должны выполняться следующие требования и условия:

1. Условия прочности сечения при действии всех силовых факторов (изгибающие моменты в плоскости и из плоскости стенки, продольные и перерезывающие силы, крутящие моменты, локальные нагрузки и др.);

2. Условия местной устойчивости элементов сечения (сжатая полка, стенка, ребра и т.д.);

3. Условия устойчивости элемента рамы, раскрепленного поперечными связями по изгибно-крутильной форме;

4. Условия общей устойчивости рамы как единой конструкции;

5. Конструктивные и технологические ограничения;

6. Условия минимума металлоемкости элементов.

Определению оптимальных параметров изгибаемых элементов двутаврового сечения при заданных внешних воздействиях посвящено большое количество работ, например [2], [3], [4] и др. По мнению автора, в работе [4], детально изложенной в работе [5], вопросы определения оптимальных параметров двутавра отражены наиболее полно, поэтому эта работа принята как основа для дальнейших расчетов с необходимыми корректировками, учитывающими совместное действие изгибающего момента и продольной силы.

В качестве определяющего параметра, в работе [4] принята условная гибкость стенки двутавра, определяемая с уче-

том условий прочности и местной устойчивости при действии изгибающего момента и перерезывающей силы.

При укреплении стенки только поперечными ребрами, что характерно для рам пролетом до 50—60 м, предельная условная гибкость стенки согласно [4] и [5] будет равна:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{\bar{\lambda}_w^\sigma}{\sqrt[4]{1 + \left(1,5 \frac{\tau}{R_s}\right)^2 \cdot \left(\frac{\bar{\lambda}_w^\sigma}{\bar{\lambda}_w^\tau}\right)^4}}, \quad (45)$$

где  $\bar{\lambda}_w^\sigma$  и  $\bar{\lambda}_w^\tau$  — максимальная условная гибкость стенки, определенная при действии в сечении только изгибающего момента или перерезывающей силы соответственно.

При отсутствии продольной сжимающей силы и локальных нагрузок, действующих на стенку

$$\lambda_w^\sigma = \sqrt{c_{cr}} \cdot \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{\sigma}}; \quad (46)$$

$$\lambda_w^\tau = 3,9 \sqrt{1 + 0,76 \left(\frac{h}{a}\right)^2}. \quad (47)$$

В формулу (46) входит величина сжимающих фибровых напряжений  $\sigma$ , позволяющая учитывать различные условия работы элемента при необходимости соблюдения неравенства  $\sigma \leq R_y$  по условиям динамического нагружения, низких температур и др. Для обычных условий напряжения в стенке ограничены расчетным сопротивлением стали, т.е.  $\sigma = R_y$  и тогда

$$\bar{\lambda}_w^\sigma = \sqrt{c_{cr}} \cdot \sqrt{\gamma_c}. \quad (48)$$

Величины, входящие в формулы (45)+(48) заранее неизвестны, и поэтому определение  $\bar{\lambda}_w$  рационально проводить в 2—3 итерации с одновременной корректировкой размеров отдельных элементов по конструктивным и технологическим ограничениям.

Для предварительного определения  $\bar{\lambda}_w$  на первой итерации формулу (45) запишем как

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\sqrt{c_{cr}}}{\sqrt[4]{1 + (1,5k_\tau)^2 \cdot \left( \frac{\sqrt{c_{cr}}}{3,9\sqrt{1 + 0,76 \cdot k_a^2}} \right)^4}}, \quad (49)$$

где  $k_\tau = \tau/R_s \cdot \gamma_c \leq 1,0$  — относительные касательные напряжения;  $k_a = h/a \approx 0,3 \div 1$  — отношение высоты стенки двутавра к длине отсека, равной расстоянию между поперечными ребрами жесткости.

Коэффициент  $c_{cr}$  учитывает защемление стенки полками двутавра и определяется в соответствии с нормами [1] в зависимости от параметра

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h} \left( \frac{t_f}{t} \right)^2. \quad (50)$$

Величину  $\delta$  определим как для оптимально подобранного сечения двутавра: размеры стенки  $h$  и  $t$  найдем по полученным ранее формулам (7) и (11), а размеры  $b_f$  и  $t_f$  определим, исходя из требуемой площади полки по формуле (13) и предельного соотношения свеса полки к ее толщине по работе [1]

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (51)$$

Опуская очевидные преобразования и принимая, что  $2b_{ef} \approx b_f$  запишем:

$$t_f = \sqrt{\frac{5}{6 \cdot k_R}} \cdot \sqrt[6]{\frac{W^2}{\lambda}}, \quad (52)$$

$$b_f = \sqrt{\frac{5 \cdot k_R}{6}} \cdot \sqrt[6]{\frac{W^2}{\lambda}}, \quad (53)$$

где  $k_R = \sqrt{E/R_y}$ .

Подставляя формулы (7), (11), (52) и (53) в формулу (50), получим:

$$\delta = \frac{25}{18} \beta \cdot \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (54 \text{ а})$$

или, при  $\beta = 0,8$  как для наиболее часто встречающегося случая,

$$\delta = \frac{10}{9} \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (54 \text{ б})$$

Для различных сталей параметр  $\delta$  при  $R_y = 2450 \text{ кг/см}^2$  равен  $\delta = 0,038\lambda$ ; при  $R_y = 3150 \text{ кг/см}^2$  —  $\delta = 0,043\lambda$ ; при  $R_y = 3450 \text{ кг/см}^2$  —  $\delta = 0,045\lambda$ , где  $\lambda = h/t$  — гибкость стенки двутавра.

В реальных рамных конструкциях гибкость стенки обычно находится в пределах  $\lambda = 90 \div 130$ , что дает значение параметра  $\delta$  от 3,4 до 4,9 для стали С255. При этом, в соответствии с [1], параметр  $c_{cr}$  изменяется от 34,3 до 34,7. Для расчетов на первой итерации, можно принять  $c_{cr} \approx 34,6$ .

Подставляя значение  $c_{cr}$  в формулу (48) и округляя результат, получим формулу для определения предельной гибкости стенки двутавра при действии на него изгибающего момента и перерезывающей силы

$$\bar{\lambda}_{w0} \approx \frac{6}{\sqrt[4]{1 + 12 \left( \frac{k_\tau}{1 + 0,76k_a} \right)^2}}. \quad (55)$$

На первой итерации коэффициент  $k_\tau$  может определяться следующим образом:

$$k_{\tau 0} = \frac{\tau}{R_s} = \frac{Q}{R_s \cdot t_w \cdot h_w} = \frac{Q}{0,58R_y \cdot A_w};$$

откуда, принимая во внимание формулу (12), найдем:

$$k_{\tau 0} = 1,316Q \cdot \sqrt[3]{\frac{\lambda}{M^2 \cdot R_y}}. \quad (56 \text{ а})$$

Коэффициент  $k_a$  приближенно определится с учетом формулы (7)

$$k_a = \frac{h}{a} = \frac{1}{a} \sqrt[3]{\frac{M \cdot \lambda}{R_y}} \quad (56 \text{ б})$$

Параметр  $\psi$ , определяющий влияние продольной сжимающей силы на площадь сечения, на первой итерации определим, используя зависимость  $\psi = N / A_\Sigma \cdot R_y$ . Для симметричных двутавров, учитывая (14), найдем начальное значение параметра  $\psi_0$

$$\psi_0 \approx \frac{N}{8 \sqrt[3]{\frac{W^2}{\lambda} \cdot R_y}} \quad \text{или} \quad \psi_0 \approx \frac{N}{8 \sqrt[3]{\frac{M^2 \cdot R_y}{\lambda}}} \quad (57)$$

Для несимметричных двутавров величину  $\psi_{0m}$  найдем аналогично, а именно:

$$\psi_{0m} \approx \frac{N}{\sqrt[3]{\frac{M^2 \cdot R_y}{\lambda} \cdot \left( \frac{5}{3(1-\psi_0^2)} + 1 \right)}} \quad (58)$$

где значение параметра  $\psi_0$  вычисляется по формуле 57 как для симметричных двутавров.

По найденной величине  $\lambda_{w0}$  определяется высота двутавра по формуле 7, а требуемая толщина стенки по формуле (11), которые участвуют в дальнейшем расчете. Рекомендуется сразу назначать эти размеры с учетом конструктивных и технологических ограничений. Затем определяются площади и размеры сжатой и растянутой полок двутавра и выполняются необходимые проверки прочности и устойчивости.

Ниже представлены алгоритмы подбора сечений симметричных и асимметричных двутавров при действии на них изгибающего момента, продольной и перерезывающей сил.

### 2.1.5. АЛГОРИТМЫ ПОДБОРА ДВУТАВРОВЫХ СЕЧЕНИЙ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Подбор сечения симметричных или несимметричных двутавров производится за несколько итераций до достижения требуемого уровня напряжений в наиболее нагруженной

полке сечения и требуемой точности задания его параметров. Как показывают расчеты, обычно достаточно одной или двух итераций для определения размеров сечения с достаточной для практических целей точностью.

Алгоритмы позволяют находить параметры двутавров как с устойчивой стенкой, так и со стенкой, работающей в критической стадии. Для тонкостенных двутавров дополнительно вводятся коэффициенты  $\delta_w$ , учитывающие выключение части стенки из работы и передачи соответствующей доли внешнего изгибающего момента на полки, а также повышенные требования по местной устойчивости сжатой полки (коэффициент  $\delta_p$ ).

Поправочный коэффициент  $\delta_w$ , учитывающий выключение части стенки, определим из соотношения изгибающих моментов, воспринимаемых неустойчивой ( $M_{nstab}$ ) и устойчивой стенкой ( $M_{stab}$ ), т.е.

$$\delta_w = \frac{M_{nstab}}{M_{stab}} \quad (59)$$

Для сечений с устойчивой стенкой  $\delta_w = 1$ , с неустойчивой  $\delta_w < 1$ . Общая формула для определения площади полок имеет общий вид:

$$A_{ef} = \frac{W}{h} - \frac{t_w \cdot h}{6} \cdot \delta_w \quad (60)$$

Величину  $\delta_w$  определим, сравнивая эпюры нормальных напряжений в устойчивой и неустойчивой стенках (рис. 9). Для тонкостенного сечения эпюра принята в соответствии с нормами [1] и пособием к ним [6].

Положение нейтральной оси неустойчивой стенки, в соответствии с рис. 9 б, определяется по формуле:

$$y_c = 0,5h \left( 1 + \frac{1}{7,07\lambda} \right) \quad (61)$$

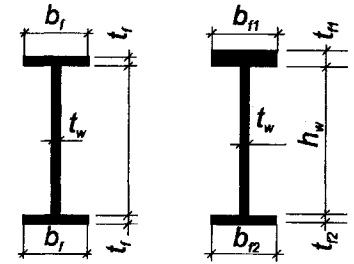


Рис. 8. К определению размеров сечения симметричного и несимметричного двутавров

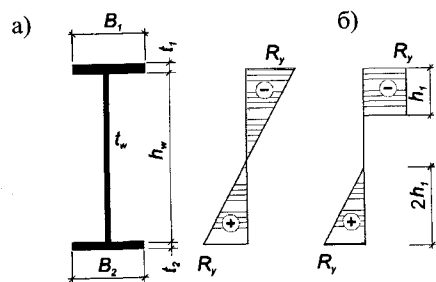


Рис. 9. Расчетные эпюры нормальных напряжений в двутаврах с устойчивой и неустойчивой стенками

и, с погрешностью  $1,5 \div 3\%$ , при относительной гибкости стенки  $\bar{\lambda} = 5 \div 8$ , может быть назначено посередине ее высоты.

Изгибающий момент, воспринимаемый устойчивой стенкой равен:

$$M_{stab} = \frac{t_w \cdot h^2}{6} \cdot R_y. \quad (62)$$

То же, для неустойчивой стенки

$$M_{nstab} = \left[ t_w \cdot c_p \left( \frac{h}{2} - \frac{c_p}{2} \right) + t_w \cdot c_p \left( \frac{h}{2} - \frac{2}{3} c_p \right) \right] \cdot R_y. \quad (63 \text{ а})$$

или, при  $c_p = 0,85 t_w \sqrt{E/R_y}$ ,

$$M_{nstab} \approx 0,85 R_y \left( t_w^2 \cdot h \sqrt{\frac{E}{R_y}} - t_w^3 \frac{E}{R_y} \right). \quad (63 \text{ б})$$

После преобразований, при  $\bar{\lambda} = \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ , получим:

$$\delta_w = 5,1 \left( \frac{1}{\bar{\lambda}} - \frac{1}{\bar{\lambda}^2} \right). \quad (64)$$

В алгоритмах учтены требования по предельным свесам сжатых полок для сечений с устойчивой и неустойчивой стенкой согласно работе [1]. Для тонкостенных двутавров вводится коэффициент  $\delta_f = 1,15$ , ограничивающий предельный свес до  $0,38 \sqrt{E/R_y}$ .

Нормы не регламентируют величину предельных свесов растянутых полок, поэтому их размеры должны назначаться из условий технологии изготовления, транспортировки и монтажа, а также (для широких полок) и с учетом частичного выключения тонких полок [7]. В общем, можно рекомендовать, что предельные свесы растянутых полок не должны превышать удвоенного предельного свеса для сжатых полок.

Для моносимметричных двутавров из условий технологичности ширина сжатой и растянутой полок одинаковы. При необходимости ширина растянутой полки может назначаться отличной от ширины сжатой полки.

Алгоритмы подбора сечений симметричных и моносимметричных двутавров приведены в табл. 2.

Таблица 2. Алгоритмы подбора сечений симметричных и моносимметричных двутавров

1. Исходные данные: действующие усилия $M, N, Q$ ; характеристики стали $E, R_y$ ; коэффициент условия работы $\gamma_c$ ; начальная гибкость стенки $\lambda_0 = 100-150$ ; расстояние между поперечными ребрами $a$ ; $k_R = \sqrt{E/R_y}$
2. Вычисление начальных значений параметров $k_{\tau 0} = \frac{\tau}{R_s} = 1,316 Q \cdot \sqrt[3]{\frac{\lambda_0}{M^2 \cdot R_y}};$ $k_{a 0} = \frac{h}{a} \approx \frac{1}{a} \sqrt[3]{\frac{M \cdot \lambda_0}{R_y}}; \psi = \frac{\sigma_N}{R_y} = \frac{N}{A_\Sigma \cdot R_y} \approx \frac{3}{8} N \cdot \sqrt[3]{\frac{\lambda_0}{M^2 \cdot R_y}}$
3. Вычисление требуемого момента сопротивления сечения при действии одного изгибающего момента $W_M = M/R_y \cdot \gamma_c$ ;
4. Определение начальной предельной гибкости стенки $\bar{\lambda}_{w 0} \approx \frac{6(1 - 0,5\psi) \cdot \delta_\lambda}{\sqrt[4]{1 + 12 \left( \frac{k_{\tau 0}}{1 + 0,76 k_{a 0}} \right)^2}}; \lambda_{w 0} = \bar{\lambda}_{w 0} \cdot k_R$

— для тонкостенных двутавров $\delta_\lambda = 1,25 + 2,5$ ;
— для двутавров с устойчивой стенкой $\delta_\lambda = 1$ .
6. Определение оптимальной высоты сечения двутавра
— для симметричных двутавров: $h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot \frac{W_M \cdot \lambda_{w0}}{1 - \psi}}$ ;
— для несимметричных двутавров: $h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot W_M \cdot \lambda_{w0}}$
7. Назначение высоты сечения: $h_{opt} \rightarrow h_w$ (для тонкостенных двутавров высота сечения $h_w$ назначается больше $h_{opt}$ )
8. Определение расчетной толщины стенки: $t_{wef} = h_w / \lambda_{w0}$
9. Назначение толщины стенки: $t_w \geq t_{wef}$
10. Определение фактической гибкости стенки: $\lambda_w = h_w / t_w$
12. Определение расчетной площади полки:
— для симметричных двутавров:
$A_{fef} = \left( \frac{W_M}{(1 - \psi)h} - \frac{t_w \cdot h_w}{6} \cdot \delta_w \right);$
— для несимметричных двутавров:
$A_{1ef} = \frac{W_M}{(1 - \psi) \cdot h} - \frac{t_w \cdot h_w}{6} \cdot \frac{1 - 3\psi}{1 - \psi} \cdot \delta_w;$
$A_{2ef} = \frac{W_M}{(1 + \psi) \cdot h} - \frac{t_w \cdot h_w}{6} \cdot \frac{1 + 3\psi}{1 + \psi} \cdot \delta_w;$
$\delta_w = 1$ — для двутавров с устойчивой стенкой;
$\delta_w = 5,1(1/\bar{\lambda} - 1/\bar{\lambda}^2)$ — для тонкостенных двутавров;
13. Определение размеров полок:
13 а. Размеры сжатой полки (для несимметричного двутавра вместо $A_{fef}$ подставляется $A_{1ef}$ ):
— толщина полки $t_{fef} = \delta_f \cdot \sqrt{A_{fef} / k_R}$ ; $t_f \geq t_{fef}$ ;
— ширина полки $b_{fef} = A_{fef} / t_{fp}$ ; $b_f \geq b_{fef}$

$\delta_f = 1$  — для двутавров с устойчивой стенкой;

$\delta_f = 1,15$  — для тонкостенных двутавров;

13 б. Размеры растянутой полки: ширина полки принимается равной ширине сжатой полки. Толщина растянутой полки определяется исходя из ее площади и ширины

14. Определение геометрических характеристик сечения, проверка прочности и местной устойчивости

## Литература

1. СНиП II-23—81\* Стальные конструкции. Нормы проектирования. — М., 1990. — 96 с.
2. Муханов К.К. Металлические конструкции. Изд. 3-е, исправленное и дополненное. — М.: Стройиздат, 1978. — 572 с.
3. Беляев Б.И. Обзор приемов оптимизации сечений стальных двутавровых балок. Экспресс-информация «Монтажные и специальные строительные работы» Серия «Изготовление металлических и монтаж строительных конструкций». Вып. 4. — М., 1990. — С. 15—26.
4. Соболев Ю.В. О проектировании стальных составных балок рационального сечения. «Известия ВУЗов. Строительство и архитектура». 1985. — С. 18—24.
5. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23—81\*). ЦНИИСК им. В.В. Кучеренко. — М.: ЦИТП. 1989. — 149 с.
6. Руководство по проектированию стальных тонкостенных балок М.ЦНИИПСК. 1977. — 28 с.
7. Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости. — М.: Наука. 1979. — 560 с.

## 2.2. ОСНОВНЫЕ ЗАДАЧИ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

Несмотря на конструктивную простоту рамных конструкций переменного сечения, их расчет достаточно сложен.

Во-первых, это связано со статической неопределимостью рам и влиянием характеристик сечений элементов на величину внутренних усилий (изгибающих моментов, продольных и поперечных сил), что создает определенные трудности при статических расчетах и подборе сечений.

Во-вторых, в действующих нормах [1] отсутствуют рекомендации по проектированию элементов переменного сече-

ния, учитывающие специфические особенности их конструктивных решений и работы под нагрузкой. Например, в нормах содержатся только относительно простые схемы, например, прямоугольные равномерно нагруженные отсеки стенки при расчете их устойчивости; сжатые или сжато-изогнутые стержни постоянного сечения и т. д. Использование «напрямую» действующих нормативных рекомендаций, ориентированных на такие простые конструкции, в большинстве случаев приводит к излишним затратам металла и снижает эффективность рамных конструкций переменного сечения.

В-третьих, наличие тонкостенных высоконапряженных элементов самих рамных конструкций и других элементов каркаса (прогонов, стоек фахверка и т.д.), выводит на первое место по значимости такие факторы, как устойчивость по плоской и изгибно-крутильной формам; работу элементов рам в закритической стадии; повышенную деформативность рамных конструкций в целом и др.

В-четвертых, учитывая, что многие элементы каркаса работают на пределе несущей способности (в соответствии с работой [1], запасы не должны превышать 5 %) и не имеют больших резервов, например, за счет пластической стадии работы, особое значение имеет правильный выбор расчетных схем и методик, позволяющих надежно рассчитывать конструкции минимальной массы.

Ниже будут представлены основные задачи расчета двутавровых элементов, которые возникают (из практики автора) при проектировании каркасов с рамными конструкциями переменного сечения.

Двутавровые элементы, образующие рамные конструкции, испытывают сложное нагружение. Если выделить из рамы один элемент, то усилия, действующие в нем, можно разделить на следующие группы:

**Группа 1.** Глобальные усилия, возникающие в элементе при воздействии внешних нагрузок и определяемые статическим или динамическим расчетом рамы или всего каркаса как единого целого (рис. 1 а):

1. Изгибающие моменты  $M_x$  и  $M_y$ , действующие в плоскости и из плоскости стенки двутавра и крутящий момент  $M_z$ ;

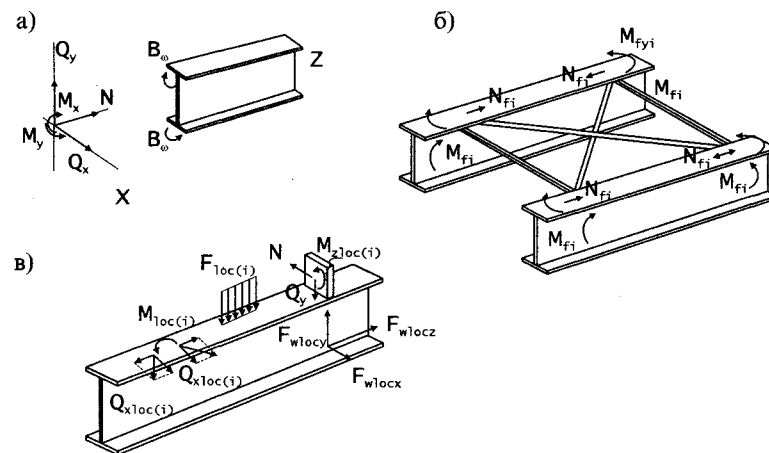


Рис. 1. Нагрузки и усилия, действующие в элементах рамных конструкций

2. Продольная растягивающая или сжимающая сила  $N$ , действующая вдоль оси элемента;

3. Поперечные силы  $Q_x$  и  $Q_y$ , действующие в плоскости и из плоскости элемента;

4. Бимоменты  $B_\omega$ , возникающие при стесненном кручении элементов рам.

**Группа 2.** Локальные усилия и нагрузки, действующие на участках большой протяженности, сопоставимой с длиной элемента (рис. 1 б):

1. Продольные силы  $N_{f1}$  и  $N_{f2}$ , передающиеся на отдельные пояса элемента от примыкающих связей (включая усилия предварительного натяжения связей) и других элементов каркаса;

2. Изгибающие моменты  $M_{f1}$  и  $M_{f2}$ , действующие в плоскости стенки элемента и вызываемые действием локальных продольных сил  $N_{f1}$  и  $N_{f2}$ ;

3. Изгибающие моменты  $M_{fy1}$  и  $M_{fy2}$ , действующие в плоскости полок элемента.

**Группа 3.** Локальные усилия и нагрузки, действующие на участках ограниченной протяженности (рис. 1 в):

1. Локальные нагрузки  $F_{loc1}$  и  $F_{loc2}$ , действующие на стенку элемента в ее плоскости (от подвесных кранов, прогонов, связей и др.);



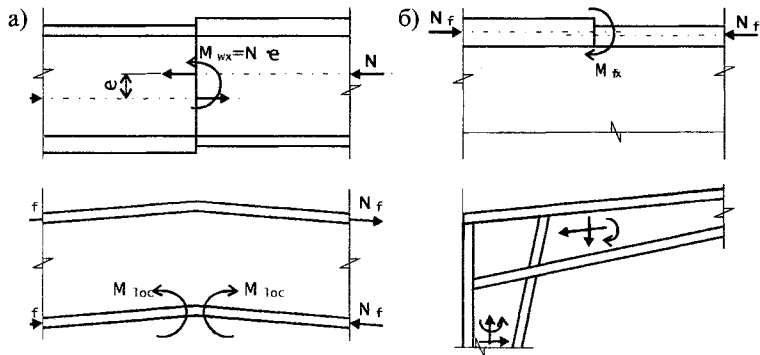


Рис. 2. Специфические усилия, действующие в элементах рамных конструкций переменного сечения

2. Локальные поперечные силы  $Q_{loc1}$ ,  $Q_{loc2}$  и изгибающие моменты  $M_{loc1}$  и  $M_{loc2}$ , действующие в плоскости поясов и возникающие вследствие расцентровки примыкающих связей, распорок и т. д.;

3. Локальные крутящие моменты  $M_{zloc1}$  и  $M_{zloc2}$  действующие вокруг продольной оси поясов и возникающие от продольных сил в прогонах, распорках, подвесок кранов и т.д., прикрепленных к этим поясам;

4. Локальные нагрузки  $F_{wlocx}$ ,  $F_{wlocy}$  и  $F_{wlocz}$ , действующие на стенку из ее плоскости, например, при креплении к ней гибких связей или передаче нагрузок через короткие ребра.

**Группа 4.** Специфические усилия, обусловленные особенностями рамных конструкций переменного сечения:

1. Локальные изгибающие моменты  $M_{wx}$  в плоскости стенки, возникающие при сопряжении моносимметричных двутавров с различной толщиной полок (рис. 2 а);

2. Локальные изгибающие моменты, действующие в местах сопряжения полок различной толщины (рис. 2 б);

3. Локальные изгибающие моменты и перерезывающие силы, действующие в местах перелома оси элемента (рис. 2 в);

4. Локальные усилия, действующие вблизи узлов сопряжения элементов рам (рис. 2 г, д) и др.

Остаточные сварочные напряжения и деформации, характерные для всех сварных конструкций, здесь рассматриваться не будут.

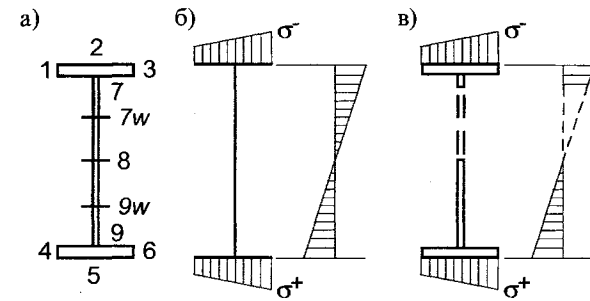


Рис. 3. Характерные точки и эпюры напряжений элементах рам

В зависимости от стадии работы стенки элемента — докритической или закритической, в расчете учитывается полное сечение стенки или редуцированное, за вычетом некоторой части стенки, потерявшей устойчивость (рис. 3 б, в).

При проверке прочности, следует учитывать, что характер распределения и величина нормальных и касательных напряжений в двутаврах переменной высоты отличается от распределения напряжений в двутаврах с параллельными полками. Это обусловлено, во-первых, тем, что часть поперечной силы воспринимается наклонными поясами, в результате чего стенка несколько разгружается, а пояса догружаются. Во-вторых, из-за наклона поясов в них увеличиваются усилия от изгибающего момента. При больших углах это необходимо учитывать, используя известные формулы, например, формулы Х. Бая. Для элементов с суммарным наклоном поясов до  $10^\circ$ , переменность сечения незначительно влияет на величину нормальных и касательных напряжений и может не учитываться.

Общая устойчивость элементов рамы по изгибной и изгибно-крутильной формам проверяется с учетом нагрузок и усилий, входящих в группы 1 и 2. В настоящее время пока не существует достаточно точных и, в то же время, простых инженерных методик проверки на устойчивость таких рам как единой системы. Поэтому в расчетах обычно используются предпосылки об относительно независимой работе отдельных элементов рам, расчетные модели которых составляются с учетом условий нагружения и закрепления рассматриваемого элемента, а также влияния примыкающих к нему дру-

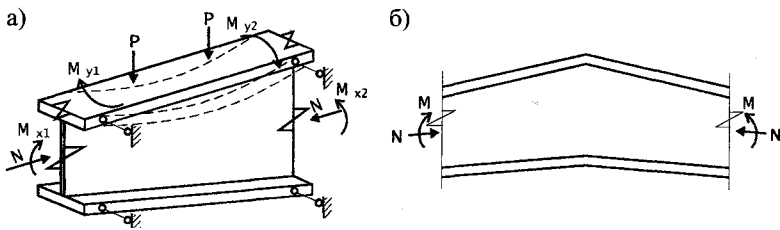


Рис. 4. К проверке общей устойчивости рам и устойчивости ее элементов по изгибно-крутильной форме

гих элементов рамы (рис. 4 а). В ряде случаев, приближенно учитывается изменение усилий по длине элемента путем назначения соответствующего коэффициента расчетной длины сжатого пояса. Вышесказанное относится к элементам рам, имеющим прямую ось. Для элементов с ломанной осью (рис. 4 б), как показывают численные расчеты, критические нагрузки могут иметь значительно меньшие значения. Для предотвращения потери устойчивости таких элементов, их следует раскреплять в месте перелома сечения.

Следует отметить, что потеря устойчивости рамных конструкций переменного сечения по изгибно-крутильной форме является одним из наиболее опасных, если не самым опасным фактором, определяющим несущую способность тонкостенных рам.

Помимо проверки устойчивости рам и их элементов по изгибно-крутильной форме, следует выполнять проверки устойчивости рам как единых систем в своей плоскости. Наиболее опасной обычно является кососимметричная форма потери устойчивости.

Проверка местной устойчивости стенки и полок элемента рамы производится с учетом нагрузок 1÷4 групп.

Устойчивость поясов рам проверяется в соответствии с нормами [1] как для изгибаемых или сжато-изгибаемых элементов, или согласно разделу 2.9 настоящей работы.

Проверку устойчивости стенки, в общем случае, следует проводить с учетом переменности высоты стенки и асимметрии двутаврового сечения (рис. 5). При этом расчетную высоту стенки допускается определять как расстояние от сжатой полки двутавра до нейтральной оси элемента, что по-

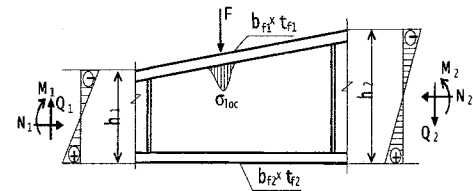


Рис. 5. К проверке устойчивости стенки элемента рамы

зволяет косвенно учесть наличие продольной силы в элементе и асимметрию его сечения.

Известно, что одним из путей снижения расхода стали для двутавровых элементов является уменьшение толщины их стенок. Поэтому, особый интерес представляют вопросы расчета тонкостенных элементов рамных конструкций с учетом закритической работы стенки. Эти вопросы можно разделить на две основные группы:

1. Расчеты отдельных тонкостенных элементов рамных конструкций, в общем случае моносимметричного сечения, с учетом совместного действия изгибающих моментов, поперечных и продольных сил, а также локальных нагрузок (нагрузки и усилия 1÷4 групп);

2. Расчеты рамных конструкций на прочность, устойчивость и деформативность как единых статически неопределимых систем, состоящих из элементов, работающих в докритической или закритической стадиях.

В действующих нормах по проектированию стальных конструкций [1] содержатся рекомендации по проектированию только статически определимых тонкостенных балок симметричного сечения, нагруженных изгибающим моментом и поперечной силой. Для внецентренно-сжатых элементов в нормах также приводятся рекомендации, учитывающие выключение части стенки, потерявшей устойчивость. Сам элемент при этом рассчитывается как внецентренно-сжатый с редуцированной стенкой.

Тонкостенные элементы рам занимают некоторое промежуточное положение между изгибаемыми и внецентренно-сжатыми элементами, и поэтому перечисленные выше рекомендации норм не могут быть однозначно применены к их расчету. Очевидно, для расчета тонкостенных элементов рамных конструкций следует применять какие-то специаль-

ные методики, учитывающие характерные конструктивные особенности самих элементов и их напряженное состояние.

В действующих нормах [1] по проектированию стальных строительных конструкций не содержится рекомендаций по проверке прочности, общей и местной устойчивости элементов переменного сечения, а также их расчета на действие некоторых локальных (группа 3) и специфических усилий (группа 4). Сюда можно отнести расчет двутавровых элементов при действии нагрузок, перпендикулярных плоскости стенки; при наличии локальных изгибающих моментов в зоне сопряжения моносимметричных двутавров или двутавров с ломаной осью, а также расчеты сечений вблизи узлов сопряжения отдельных отправочных элементов. В основном это связано со следующими причинами:

— широкое применение рамных конструкций переменного сечения является относительно новым в отечественной практике, а нормы ориентированы на более традиционные конструкции;

— в нормах [1] проводится жесткое разделение всех конструкций на изгибаемые, центрально сжатые и сжато-изогнутые, особенно в части проверки общей и местной устойчивости. Это не всегда позволяет напрямую применять рекомендации норм к расчету элементов рамных конструкций, занимающих промежуточное положение между изгибаемыми и сжато-изогнутыми элементами. Более общий подход к расчету таких элементов содержится в нормах расчета мостовых конструкций [2].

Учитывая вышесказанное, ниже будут приведены некоторые приближенные методы, позволяющие рассчитывать элементы рамных конструкций на прочность, местную и общую устойчивость. Очевидно, учитывая высокую эффективность и перспективность рамных конструкций переменного сечения, в будущем следует разработать специальные рекомендации по их расчету и проектированию.

## Литература

1. СНиП II-23—81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М. ЦИТП. 1989. 96 с.
2. СНиП 2.05.03—84\* Мосты и трубы. М. Минстрой России. 1996. 214 с.

## 2.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ И ПРОВЕРКИ ПРОЧНОСТИ В ХАРАКТЕРНЫХ ТОЧКАХ ДВУТАВРОВОГО ЭЛЕМЕНТА РАМЫ

Для удобства определения напряжений в различных точках двутавровых элементов рамных конструкций, введем правила ориентации сечений, а также знаков нагрузок и внутренних усилий (рис. 1):

— полка «1» и приложенные к ней локальные нагрузки с индексом «1» расположены снаружи рамной конструкции и с левой стороны средних стоек;

— полка «2» и приложенные к ней локальные нагрузки с индексом «2» расположены внутри рамной конструкции и с правой стороны средних стоек;

— изгибающие моменты, вызывающие сжатие полки «1», принимаются со знаком «плюс», а вызывающие сжатие полки «2» «минус»;

— продольные силы, сжимающие элемент или его полки, принимаются со знаком «минус», растягивающие — «плюс»;

— локальные нагрузки, действующие перпендикулярно поясу элемента и вызывающие сжатие примыкающей зоны стенки, принимаются со знаком «плюс»; растяжение «минус».

Для обозначения сжимающих и растягивающих напряжений, вводятся индексы «s» — растяжение и «р» — сжатие.

Напряжения в характерных точках сечения двутавра определяются как сумма основных напряжений от глобальных нагрузок 1-й группы и дополнительных напряжений от локальных нагрузок 2-й, 3-й и 4-й групп согласно принятой ранее классификации. Таким образом, суммарные напряжения в  $i$ -ой точке двутавра равны сумме основных напряжений  $\sigma_i, \tau_i$  и дополнительных напряжений  $\sigma_{ad.i}$

$$\sigma_{\Sigma i} = \sigma_i + \sigma_{ad.2} + \sigma_{ad.3} + \sigma_{ad.4}; \quad (1)$$

$$\tau_{\Sigma i} = \tau_i + \tau_{ad.2} + \tau_{ad.3} + \tau_{ad.4}. \quad (2)$$

В формулах (1) и (2) суммирование напряжений производится в соответствии с формулами сложного напряженного состояния.

Полки элементов рамных конструкций переменного сечения имеют наклон к оси элемента, что в определенной степени влияет на его напряженное состояние. Для приближен-

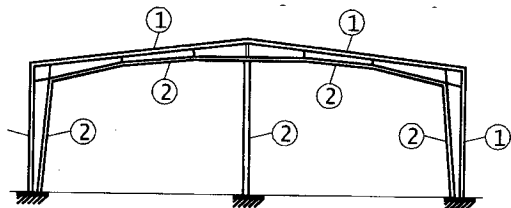


Рис. 1. Правила ориентации сечений элементов рамных конструкций

ной оценки этого влияния рассмотрим двутавровый элемент с переменной высотой стенки, нагруженный в торцевом сечении изгибающим моментом, продольной и перерезывающей силами (рис. 2).

При действии на элемент продольной силы  $N$ , на его полку передается часть этого усилия  $N_{fN}$  (рис. 2 а). Как видно из рисунка, в двутаврах переменной высоты усилие в полке будет несколько больше, чем в двутаврах постоянного сечения, а именно

$$N_{fN\beta} \approx \frac{N_{fN}}{\cos\beta}. \quad (3)$$

Аналогичная ситуация возникает и при действии на элемент изгибающего момента  $M$ , который можно разложить на пару сил  $N_{fM}$  (рис. 2 б)

$$N_{fM\beta} \approx \frac{N_{fM}}{\cos\beta}. \quad (4)$$

Как видно из формул (3) и (4), наклон поясов увеличивает усилия, возникающие в них от продольной силы и изгибающего момента. При углах наклона поясов  $\beta \leq 10^\circ$ , что характерно для реальных рамных конструкций,  $\cos\beta = 0,985 \approx 1$  и поэтому наклоном поясов в этих случаях можно пренебречь.

При действии поперечной силы  $Q$  из-за наклона поясов в них появляются дополнительные усилия  $N_{fQ\beta}$  (рис. 2 в), что одновременно разгружает стенку. При значительных углах наклона поясов это следует учитывать, используя специальные методики. При малых углах наклона, как показывают расчеты, этим эффектом можно пренебречь.

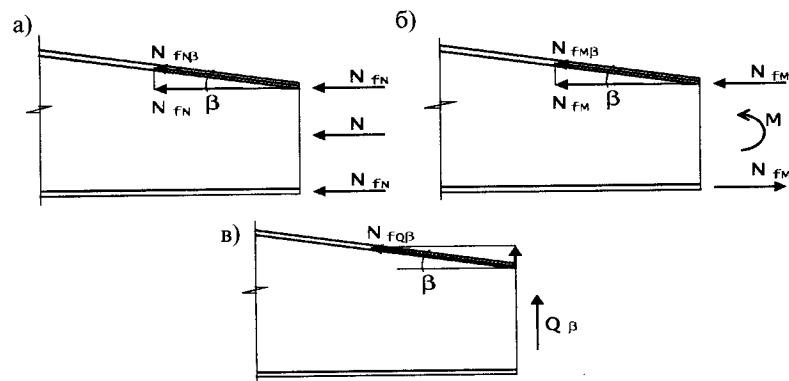


Рис. 2. К оценке влияния наклона полок двутавра на распределение усилий и напряжений в его сечении

Таким образом, определение нормальных и касательных напряжений в двутаврах переменного сечения при суммарных углах наклона поясов  $\beta \leq 10^\circ$  можно, с достаточной для практики точностью, производить как для двутавров постоянного сечения.

Основные напряжения  $\sigma_i$  и  $\tau_i$  в характерных точках двутавра определяются в соответствии с [1]

$$\sigma_i = \frac{M_{xef} \cdot y_i}{J_x} + \frac{M_{yef} \cdot x_i}{J_y} + \frac{N_{ef}}{A}; \quad (5)$$

$$\tau_i = \frac{Q_x \cdot S_i}{t_w \cdot J_x}, \quad (6)$$

где  $x_i, y_i$  — расстояние от центра тяжести сечения до рассматриваемой  $i$ -ой точки вдоль осей  $x$  и  $y$  соответственно;  $A, J_x, J_y, S_x$  — площадь сечения, моменты инерции и статический момент инерции относительно осей  $x$  и  $y$  соответственно;  $t_w$  — толщина стенки двутавра.

Расчетные усилия для определения основных напряжений находят следующим образом:

— расчетная продольная сила

$$N_{ef} = N + N_{f1} + N_{f2}; \quad (7)$$

— расчетный изгибающий момент в плоскости стенки

$$M_{xef} = M_x + M_{Nf1} + M_{Nf2}, \quad (8)$$

где  $M_{Nf1}$  и  $M_{Nf2}$  определяются как

$$M_{Nfi} = N_{fi} \cdot y_i, \quad (9)$$

при  $y_i$  — расстояние от середины полки 1 или полки 2 до центра тяжести сечения.

— расчетный изгибающий момент в плоскости полок (более подробно см. ниже)

$$M_{yef} = M_y + M_{y1} + M_{y2}. \quad (10)$$

Определение расчетных усилий и напряжений от локальных нагрузок второй группы требует некоторого уточнения. В качестве примера рассмотрим двутавровый элемент, нагруженный продольной силой  $N_f$ , действующей вдоль одной из полок и изгибающим моментом  $M_{yf}$ , также приложенным к одной полке (рис. 3 а, б).

Очевидно, что часть продольной силы и изгибающего момента будут восприниматься стенкой двутавра и противоположной полкой, т.е. эти элементы также будут включаться в работу. Обычно, локальные нагрузки второй группы приводят к глобальным нагрузкам, действующим на торцы элемента (рис. 3 в). Такой подход применим только в тех случаях, когда рассматриваемое сечение находится на достаточном удалении от места приложения нагрузки. В общем случае, степень включения стенки и ненагруженной полки в общую работу элемента зависит от ряда факторов, в частности:

- от соотношения между протяженностью зоны приложения локальной нагрузки, высотой сечения и длиной элемента;
- от сдвиговой и изгибно-крутильной жесткости стенки;
- от соотношения продольной и изгибной жесткостей поясов;
- от наличия поперечных и продольных ребер жесткости;
- от стадии работы стенки (докритической или критической);
- от других факторов.

В рамных конструкциях, локальными нагрузками 2-й группы обычно являются нагрузки от связей каркаса, расположенные с шагом 6—9 м по периметру рамы. Таким обра-

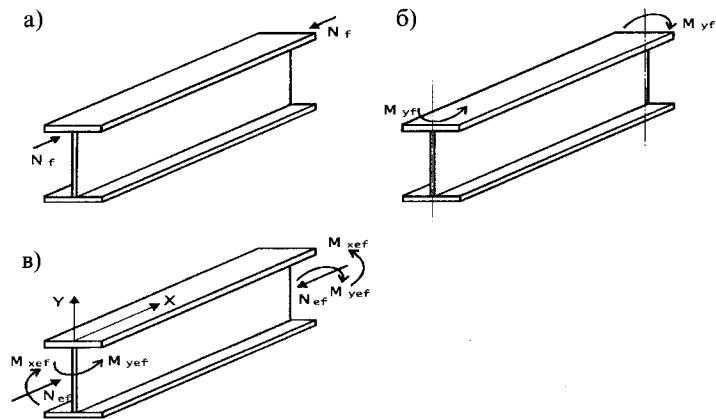


Рис. 3. Воздействие на двутавровый элемент локальных нагрузок 2-й группы

зом, при высоте сечения двутавра  $h = 0,8 \div 1,5$  м максимальное расстояние от места приложения нагрузки до среднего сечения составляет  $(2 \div 5)h$ . Так как в рамных конструкциях переменного сечения, в отличие от обычных конструкций, участки с напряжениями, близкими к расчетным, могут иметь значительную протяженность, вопрос правильного учета воздействий от нагрузок 2-й группы является весьма актуальным.

Вначале рассмотрим действие локальных продольных сил  $N_f$ . Расчетная схема двутавра нагруженного силами  $N_f$  представлена на рис. 4 а. В силу симметрии, будем рассматривать половину элемента (рис. 4 б). Для определения закономерностей передачи усилий с нагруженной полки на ненагруженную, воспользуемся данными работы [2]. Необходимо отметить, что в этой работе принята предпосылка об отсутствии в стенке нормальных напряжений, что вносит определенные погрешности.

Согласно [2], продольное усилие в нагруженной полке будет уменьшаться по мере удаления от места приложения нагрузки следующим образом:

$$N_1 = N_f \cdot k_1 \left[ 1 + \frac{A_{f2}}{A_{f1}} \cdot \frac{ch\lambda(\ell - x)}{ch\lambda x} \right]; \quad (11)$$

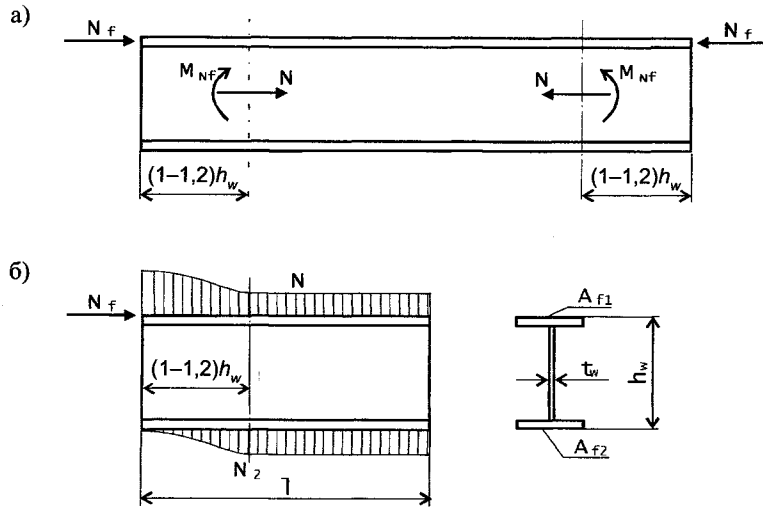


Рис. 4. Расчетная схема для определения усилий в двутавровом элементе при действии локальных усилий  $N_f$

$$N_2 = N_f \cdot k_2 \left[ 1 - \frac{ch \lambda (\ell - x)}{ch \lambda x} \right];$$

$$\text{где } k_1 = \frac{A_{f1}}{A_{f1} + A_{f2}}; k_2 = \frac{A_{f2}}{A_{f1} + A_{f2}}; \lambda = \sqrt{\frac{G \cdot t_w}{h_w} \left( \frac{1}{A_{f1}} + \frac{1}{A_{f2}} \right)}; \quad (12)$$

$\ell$  — длина расчетного участка, равная половине расстояния между точками приложения сил  $N_f$ .

Графики изменения усилий в полках представлены на рис. 4 б.

Как показано в работе [2], при  $\lambda \cdot \ell \geq 2$  характер изменения усилий по длине полок элемента практически не зависит от расстояния до точки приложения силы. Проводя преобразования при  $E = 2(1 + \mu) \cdot G$ ,  $A_f / h_w \cdot t_w = \alpha$ , где для реальных двутавровых элементов значение  $\alpha = 1 + 1,5$ , найдем, что при

$$\ell \geq \frac{2,27}{\sqrt{\alpha}} h_w \approx (1,6 + 2,27) h_w, \quad (13)$$

сила  $N_f$  распределяется между полками практически поровну. Это соответствует и численным расчетам, проведенным автором по методу конечных элементов. Для практических расчетов это расстояние следует уменьшить в  $1,25 \div 1,5$  раза.

При определении усилий в отдельных элементах сечения, можно принять, что сила  $N_f$  передается только на нагруженную полку непосредственно в месте приложения этой силы, без включения остальной части сечения. Напряжения в полке, в месте приложения к ней силы  $N_f$ , будут равны:

$$\sigma_f = \frac{N_f}{A_f}. \quad (14)$$

Напряжения в противоположной полке и стенке от силы  $N_f$  в этом сечении принимаются равными нулю.

На расстоянии около  $(1 \div 1,2)h$  происходит перераспределение усилий в элементе и поэтому локальные силы  $N_f$  приводятся к глобальной осевой силе и изгибающему моменту  $M_{Nf} = N_f \cdot y_f$ , где  $y_f$  — расстояние от нагруженной полки до центра тяжести сечения. Напряжения в полках здесь находятся обычным способом

$$\sigma_{Nfi} = \frac{N_f}{A_\Sigma} \pm \frac{M_{Nf} \cdot y_{fi}}{J_x}, \quad (15)$$

где  $A_\Sigma$  и  $J_x$  — площадь и момент инерции сечения двутавра.

На промежуточном участке, напряжения приближенно определяются линейной интерполяцией.

При действии в одной из полок изгибающего момента  $M_{fyi}$ , некоторая его часть передается на противоположную полку. Как показывают численные расчеты, эта доля составляет всего  $3 \div 6$  % от полного значения момента  $M_{fyi}$ . Таким образом, можно считать что локальный момент  $M_{fyi}$  практически полностью воспринимается полкой, к которой он приложен. Напряжения в этой полке определяются по формуле:

$$\sigma_{Mf} = \frac{6M_f}{t_f \cdot b_f^2}. \quad (16)$$

Определение напряжений в характерных точках двутавра по приведенным выше формулам возможно в тех случаях, когда его стенка работает в докритической стадии.

Граница докритической стадии определяется либо из условия устойчивости стенки при действии нормальных, касательных и местных напряжений по работе [1]:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (17)$$

либо из условия превышения предельной гибкости стенки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 6. \quad (18)$$

Условие (18) связано с частичным «выключением» тонких стенок из-за наличия начальных деформаций (погибей, «хлопунов» и т. д.) даже при напряжениях, не превышающих критические.

В тех случаях, когда условия (17) и (18) не выполняются, расчеты выполняются как для элементов с закритической работой стенки. При этом должны соблюдаться все условия прочности, местной и общей устойчивостью и т. д. регламентируемые для тонкостенных элементов в работе [1].

Дополнительные напряжения от локальных нагрузок третьей и четвертой групп определяются либо в соответствии с работой [1] (от локальных нагрузок, действующих на стенку перпендикулярно полкам —  $F_{loc1}$  и  $F_{loc2}$ ), либо по специальным методикам, часть из которых будет изложена ниже.

## Литература

1. СНиП II-23—81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М. ЦИТП. 1989. 96 с.
2. Григолюк Э.И., Толкачев В.М. Контактные задачи теории пластин и оболочек. М. Машиностроение 1980. 416 с.

## 2.4. МЕСТНАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ СТЕНОК ЭЛЕМЕНТОВ РАМ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

### 2.4.1. СУЩЕСТВУЮЩИЕ ПОДХОДЫ

Эффективность двутавровых сечений, нагруженных изгибающими моментами, во многом определяется отношением площадей полок и стенки: чем выше это отношение, тем эффективнее сечения. Поэтому понятно стремление разработчиков максимально уменьшить толщину стенки, размещая материал в поясах двутавра. Минимальная толщина стенки при этом ограничивается следующими условиями:

- 1) Условие свариваемости стенки с полками (технологические ограничения);
- 2) Условия, связанные с ограничениями и дискретностью сортамента листовой стали по толщине.
- 3) Условие прочности стенки, определяемое с учетом всех компонентов напряженного состояния;
- 4) Условие устойчивости стенки при ее работе в докритической стадии;
- 5) Условие обеспечения несущей способности стенки и элемента в целом при работе стенки в закритической стадии;

Ниже рассматриваются некоторые приближенные способы расчета местной устойчивости стенки при ее работе в докритической стадии применительно к расчету элементов рамных конструкций переменного сечения.

В нормативных документах [1] приводятся самые простые случаи расчета стенок двутавра на устойчивость, основанные преимущественно на работах С.П. Тимошенко [2] и развитых Б.М. Броуде [3] и др. При этом были приняты следующие допущения (рис. 1 а):

— стенка имеет форму прямоугольной пластинки упруго защемленную поясами (при определении нормальных критических напряжений  $\sigma_{cr}$ ) или шарнирно опертую (при определении касательных критических напряжений  $\tau_{cr}$ );

— распределение нормальных и касательных напряжений по всей длине пластины предполагается однозначным и равномерным;

— местные напряжения имеют локальный характер и действуют только на кромке стенки, сопряженной с верхним или нижним поясом двутавра;

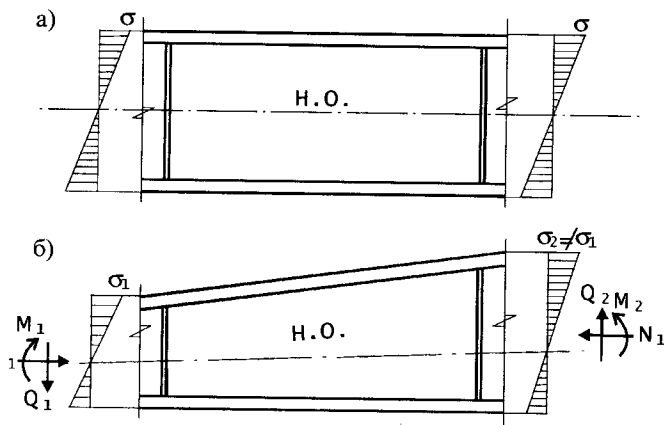


Рис. 1. К расчету стенки на местную устойчивость

— двутавровый элемент имеет симметричное сечение и его нейтральная ось находится на середине высоты стенки.

Фактически напряженное состояние в стенке элемента рамы намного сложнее (рис. 1 б), а именно:

— стенка в общем случае, имеет форму четырехугольника, который, в частных случаях, приближается к трапеции или прямоугольнику;

— усилия, действующие на разных концах рассматриваемого элемента, могут иметь не только различную величину, но и разный знак;

— нормальные и касательные напряжения распределяются в стенке неравномерно, что связано как с изменением размеров элемента, так и с изменением внешних усилий по его длине;

— в элементах, особенно в зоне сопряжения ригеля со стойкой, а также в зоне фланцевых соединений, могут действовать значительные локальные напряжения как на продольной кромке стенки, так и на торцевой, не учитываемые нормами;

— сечение элемента может иметь форму симметричного или моносимметричного двутавра с развитым сжатым или растянутым поясом.

Нормы [1], применяемые в строительстве при проверке устойчивости стенки, различают отдельные случаи, относя-

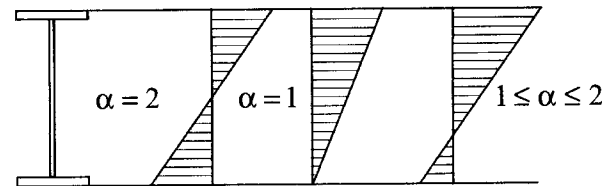


Рис. 2. Эпюры нормальных напряжений в сечениях рамных конструкций

щиеся к изгибаемым и сжато-изогнутым элементам. При проектировании рамных конструкций, в элементах которых одновременно действуют изгибающие моменты и продольные силы, часто возникают трудности, связанные с необходимостью отнесения элемента к изгибаемым или сжато-изогнутым. В качестве косвенного критерия, позволяющего провести эту границу, можно использовать положение [1], согласно которому при напряжениях от продольного сжатия, составляющих менее 10% расчетного сопротивления стали, элемент относится к изгибаемым. В противном случае элемент относится к сжато-изогнутым.

В нормах проектирования мостов [4] для элементов, подверженных одновременно действию изгиба и продольной силы, при расчете устойчивости стенок учитывается несимметричность эпюры нормальных напряжений. При этом принципиальных различий между изгибаемыми и сжато-изгибаемыми элементами в работе [4] не делается, что соответствует физическому смыслу работы элемента.

Введем, по аналогии с работами [2] и [3], параметр  $\alpha$ , характеризующий форму эпюры нормальных напряжений в стенке

$$\alpha = \frac{\sigma^- - \sigma^+}{\sigma^-}, \quad (1)$$

где  $\sigma^-$  и  $\sigma^+$  — напряжения на противоположных кромках стенки: сжатие (со знаком плюс) и напряжения растяжения (со знаком минус).

При  $\alpha = 2$  имеем случай чистого изгиба; при  $\alpha = 1$  — случай, когда напряжение на растянутой кромке стенки равно нулю. Диапазону  $1 \leq \alpha \leq 2$  соответствуют промежуточные случаи действия на элемент изгибающего момента и продольной сжимающей силы (рис. 2).



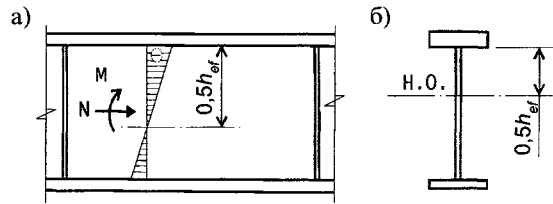


Рис. 3. Определение расчетной высоты стенки

Обозначим через  $\sigma_M$  и  $\sigma_N$  напряжения в стенке от изгиба и продольной сжимающей силы и введем  $\sigma_N = \beta \cdot \sigma_M$ . Тогда, напряжения на сжатой и растянутой кромках стенки будут равны:

$$\sigma^- = \sigma_M + \sigma_N = \sigma_M + \beta \cdot \sigma_M; \quad (2 \text{ а})$$

$$\sigma^+ = -\sigma_M + \sigma_N = -\sigma_M + \beta \cdot \sigma_M. \quad (2 \text{ б})$$

Подставляя значения  $\sigma^-$  и  $\sigma^+$  в (1), найдем параметр  $\alpha$

$$\alpha = \frac{2}{1 + \beta}. \quad (3)$$

При  $\beta = 0$  имеем случай чистого изгиба  $\alpha = 2$ ; при  $\beta = 1$   $\alpha = 1$ , что соответствует случаю равенства нулю напряжений на растянутой кромке. Опыт проектирования рамных конструкций показывает, что для однопролетных шарнирно опертых рам доля напряжений от продольной силы по отношению к напряжениям от изгиба составляет в ригеле  $5 \div 15\%$  ( $\beta = 0,05 \div 0,15$ ), а в крайней стойке —  $10 \div 25\%$  ( $\beta = 0,1 \div 0,25$ ). Для многопролетных рам доля напряжений от продольной силы в ригеле несколько ниже, но, в целом, можно принять, для ригелей рам  $\alpha \approx 1,7 \div 1,9$ ; для крайних стоек однопролетных рам  $\alpha \approx 1,6 \div 1,8$ .

В работе Б.М. Броуде [3], были исследованы случаи потери устойчивости пластинок при различных значениях  $\alpha$ . Было установлено, что при  $1,4 \leq \alpha \leq 4$  критическое напряжение в пластине с большой степенью точности может быть найдено путем замены исходной внецентренно-сжатой пластины ее моделью в виде пластины, подверженной чистому изгибу ( $\alpha = 2$ ) и имеющей высоту, равную удвоенной высоте сжатой зоны исходной пластины. Такой подход применен в

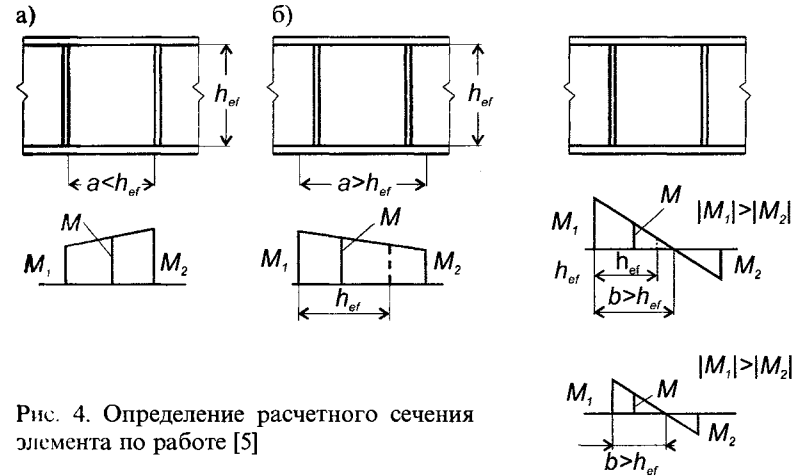


Рис. 4. Определение расчетного сечения элемента по работе [5]

нормах [1] для определения расчетной высоты стенки моносимметричных двутавров. На рисунке 3 показаны случаи определения расчетной высоты стенки в сжато-изогнутом и моносимметричном элементе. Следует отметить, что применение моносимметричных двутавров с развитым сжатым поясом в сжато-изогнутых элементах рам позволяет уменьшить расчетную высоту стенки, а следовательно и ее толщину по условию местной устойчивости. Возможно, этот прием будет рационален и для обычных изгибаемых элементов.

Таким образом, для сжато- или растянуто-изогнутых элементов, сечения и внешние усилия в которых меняются по длине незначительно, устойчивость стенки можно проверять используя формулы работы [1] для обычных изгибаемых балок симметричного или моносимметричного сечения с подстановкой в качестве расчетной удвоенной высоты сжатой зоны стенки. При этом сечение поясов и толщина стенки принимаются постоянными по длине элемента.

Задача существенно усложняется при изменении внешних усилий по длине элемента и (или) высоты его сечения. В качестве приближенного решения этой задачи в работах [1], [5] и др., для элементов постоянного сечения при переменном изгибающем моменте, рекомендуется проверка устойчивости стенки в нескольких сечениях элемента. Положение расчетного сечения элемента определяется в соответствии с рисунком 4. Ин-

интересным здесь является то, что расчетное сечение и расчетный момент назначается не по максимальным значениям, а по каким-то промежуточным, взятым, например, на некотором расстоянии от ребра жесткости или посередине короткого отсека.

#### 2.4.2. МЕТОД КОЭФФИЦИЕНТОВ А.Г. НОВИНЬКОВА

Работой, посвященной исключительно устойчивости стенок рамных конструкций переменного сечения, является работа А.Г. Новинькова [6] и сопутствующие ей статьи [7],[8],[9], где рассматривался общий случай устойчивости стенки двутавра переменного сечения нагруженного изгибающими моментами, продольной и поперечной силами, изменяющимися по длине элемента.

А.Г. Новиньковым предложена методика расчета стенок двутавров переменного сечения на местную устойчивость, основанная на энергетическом критерии в форме Брайана и подтвержденная натурными экспериментами.

Для практического использования, в работе [9] приводятся приближенные формулы по определению критических нормальных и касательных напряжений в стенках двутавров переменного сечения. Эти напряжения определяются через критические напряжения прямоугольной пластины, рассчитываемые в соответствии с работой [1] с последующей корректировкой путем введения ряда коэффициентов, учитывающих переменность сечения, изменение усилий (напряжений) по длине элемента и т.д. В качестве расчетного принимается сечение двутавра с максимальной высотой стенки (рис. 5). Поправочные коэффициенты получены А.Г. Новиньковым путем численных расчетов с привлечением аппарата планирования многофакторного эксперимента.

Формулы для определения нормальных и касательных критических напряжений при этом имеют вид:

$$\sigma_{cr} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot \sigma_{cr.norm}; \quad (4)$$

$$\tau_{cr} = k_5 \cdot k_6 \cdot \tau_{cr.norm}, \quad (5)$$

где  $\sigma_{cr.norm}$  и  $\tau_{cr.norm}$  — критические напряжения, определяемые по нормам [1] в сечении с максимальной гибкостью стенки

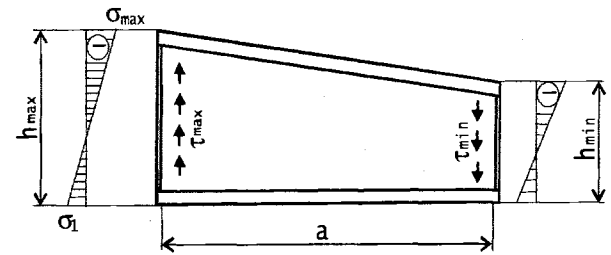


Рис. 5. К расчету стенки двутавра переменного сечения на устойчивость

$$\sigma_{cr.norm} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_{w.max}^2}; \quad (6)$$

$$\tau_{cr.norm} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef.max}^2}, \quad (7)$$

где  $R_y, R_s$  — расчетные сопротивления стали стенки на растяжение (сжатие) и срез соответственно;  $\bar{\lambda}_{w.max}$  — максимальная относительная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_{w.max} = \frac{h_{max}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (8)$$

$\bar{\lambda}_{ef.max}$  — максимальная расчетная относительная гибкость отсека стенки

$$\bar{\lambda}_{ef.max} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (9)$$

где  $d$  — меньшая из сторон пластинки  $h_{max}$  (или  $a$ );  $\mu$  — отношение большей стороны пластинки к меньшей;  $c_{cr}$  — параметр, зависящий от степени защемления стенки сжатой полкой двутавра и определяемый согласно работе [1], при  $h_{ef} = h_{max}$ .

Коэффициенты  $k_1$  и  $k_5$  учитывают изменение высоты сечения стенки по длине отсека и определяются по табл. 1. При определении  $k_5$ , следует учитывать направление касательных напряжений согласно рис. 6.

Таблица 1. Коэффициенты  $k_1$  и  $k_5$ 

$h_{\max}/h_{\min}$	1,0	1,15	1,30	1,40	1,50
$k_1$	1,0	1,06	1,15	1,18	1,20
$k_5$ — сжата короткая диагональ	1,0	1,20	1,37	1,49	1,59
$k_5$ — сжата длинная диагональ	1,0	1,06	1,09	1,11	1,12

Коэффициент  $k_2$  зависит от коэффициента  $\alpha_{\max}$

$$\alpha_{\max} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_1}{\sigma_{\max}}$$

Здесь  $\sigma_{\max}$  — максимальное сжимающее напряжение у расчетной границы стенки в сечении с максимальной высотой, принимаемое со знаком плюс;  $\sigma_1$  — напряжение на противоположной кромке стенки, принимаемое со своим знаком.

При  $0 \leq \alpha_{\max} \leq 0,667$ ,  $k_2 = \frac{1}{6 - 3\alpha_{\max}}$ ; при  $0,667 \leq \alpha_{\max} \leq 1,4$  коэффициент  $k_2$  определяется по табл. 2. Для случаев, характерных для рамных конструкций,  $1,4 \leq \alpha \leq 4$  и коэффициент  $k_2$  определяется по формуле  $k_2 = 0,25 \alpha^2$ .

Коэффициент  $k_3$  учитывает изменение нормальных напряжений по длине элемента. Для определения  $k_3$  необходимо вычислить значения параметра  $\alpha_{\max}$  в месте с максимальной высотой стенки по формуле (11), аналогичный параметр  $\alpha_{\min}$  на противоположной стороне отсека и их соотношение

$$\alpha_{\alpha} = \frac{\alpha_{\max} - \alpha_{\min}}{\alpha_{\max}} \quad (11)$$

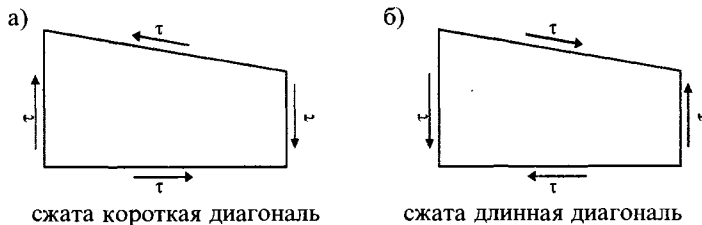


Рис. 6. Определение направления касательных напряжений

Таблица 2. Коэффициент  $k_2$  при  $0,667 \leq \alpha_{\max} \leq 1,4$ 

$\alpha_{\max}$	0,667	0,8	1,0	1,2	1,4
$k_2$	0,25	0,275	0,325	0,395	0,49

Тогда, при  $0 \leq \alpha_{\alpha} \leq 0,05$   $k_3 = 1,0$ , а при  $\alpha_{\alpha} > 0,05$   $k_3 = 1 - 0,2\alpha_{\alpha}$ .

Коэффициент  $k_4$  учитывает изменение величины нормальных сжимающих напряжений по длине отсека и определяется по формуле  $k_4 = 1 + 0,3\alpha_{\sigma}$  в зависимости от параметра

$$\alpha_{\sigma} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \quad (12)$$

где  $\sigma_{\max}$  и  $\sigma_{\min}$  — сжимающие нормальные напряжения на кромках стенки в зоне максимальной и минимальной высоты отсека.

Коэффициент  $k_6$  учитывает изменение величины касательных напряжений по длине отсека и равен  $k_6 \approx 1 + 0,5\alpha_{\tau}$ , где

$$\alpha_{\tau} = \frac{\tau_{\max} - \tau_{\min}}{\tau_{\max}} \quad (14)$$

где  $\tau_{\max}$  и  $\tau_{\min}$  — касательные напряжения на кромках стенки в зоне максимальной и минимальной высоты. При одновременном действии в отсеке нормальных и касательных напряжений, общая формула для проверки стенки на устойчивость предложенная в работе [9], имеет довольно сложный вид:

$$(1 + \beta_h) \cdot \sqrt{\frac{2 - \alpha_{\sigma}}{4} \cdot k_{\sigma} + \left(\frac{\alpha_{\sigma}}{1 + \alpha_{\sigma}}\right)^2 \cdot (k_{\sigma} \cdot k_{\tau})^2} + \sqrt{\left(\frac{2 + \alpha_{\max}}{4}\right)^2 \cdot k_{\sigma}^2 + (k_{\tau})^2} \leq \gamma_c \quad (15)$$

где  $k_{\tau} = \frac{\tau}{\tau_{cr}}$ ;  $k_{\sigma} = \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}$ ;  $\beta_h = \frac{h_{\max} - h_{\min}}{h_{\max}}$ ;  $\gamma_c = 1$  — для рядовых отсеков;  $\gamma_c = 0,9$  — для отсека в зоне сопряжения ригеля и стойки.

$$\alpha_x = \frac{\sigma_{h\max} - \sigma_{h\min}}{\sigma_{h\max}}; \alpha_y = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \quad \text{— параметры, учи-}$$

тывающие изменение сжимающих напряжений по длине отсека и по высоте стенки соответственно. Здесь  $\sigma_{h\max}$  — максимальное сжимающее напряжение в сечении отсека с максимальной гибкостью стенки;  $\sigma_{h\min}$  — то же на противоположной стороне отсека;  $\sigma_{\max}$  — максимальное сжимающее напряжение в сечении с максимальной гибкостью стенки (равно  $\sigma_{h\max}$ );  $\sigma_{\min}$  — то же на противоположной стороне стенки на этой же продольной стороне отсека;

Методика, предложенная А.Г. Новиньковым позволяет учесть практически все факторы, влияющие на устойчивость стенок рамных конструкций переменного сечения. Вместе с тем следует отметить сложность и некоторую условность рабочих формул для определения критических напряжений, связанную с большим количеством поправочных коэффициентов и завуалированностью физического смысла.

#### 2.4.3. ИНТЕГРАЛЬНЫЙ МЕТОД ОЦЕНКИ УСТОЙЧИВОСТИ ПЛАСТИН ( $\Theta$ -МЕТОД)

Помимо методов, в которых решаются задачи, непосредственно связанные с конкретными пластинками того или иного очертания, существуют и другие методы, в частности, основанные на аналогиях. К таким методам, например, относится метод изопериметрических неравенств [10], [11] и др. Здесь устойчивость пластинки трапециевидного очертания двусторонне оценивается путем замены ее на эквивалентные пластинки, для которых решения известны. В целом, метод изопериметрических неравенств и другие методы, использующие аналогии, основаны на некоторых общих свойствах исследуемых и эквивалентных пластинок, связанных, в основном, с энергетическими критериями.

Ниже предлагается приближенный метод оценки устойчивости пластин, основанный на сравнении интегральных параметров, характеризующих напряженное и критическое состояние исследуемых и базовых (эталонных) пластинок, для которых известны точные решения.

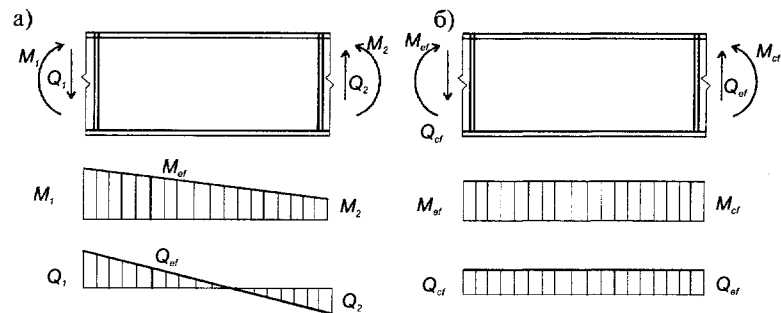


Рис. 7. Расчет стенок на местную устойчивость при переменных изгибающих моментах и перерезывающей силе по нормам [1]

Как говорилось ранее, нормами [1] при действии на двутавровый элемент изгибающих моментов и перерезывающих сил, изменяющихся по длине, устойчивость стенки проверяется в некотором расчетном сечении, положение которого определяется в зависимости от величины конечных моментов и размеров отсека (рис. 7). При этом, в качестве расчетного принимается не максимальный момент, а его некоторое расчетное значение, определяемое в соответствии с рис. 4. В этом же месте определяется и величина поперечной силы  $Q$ . Таким образом, неравномерно нагруженная прямоугольная пластинка (стенка двутавра) (рис. 7 а) заменяется пластинкой с такими же размерами, но нагруженной эквивалентными, постоянными по длине, усилиями (рис. 7 в). При наличии нагрузок, приложенных только к торцам элементов, это противоречит законам строительной механики, так как перерезывающая сила и изгибающие моменты связаны соотношением  $Q = dM/dx$  и, при равных конечных моментах, поперечная сила должна быть равна нулю.

В методе изопериметрических неравенств и в методике норм [1] используется подобие поведения расчетных и эквивалентных пластинок при потере устойчивости. Очевидно, этот метод можно распространить и для трапециевидных стенок элементов рам переменного сечения и, возможно для других задач расчета систем на устойчивость.

Предположим, что нам даны две подобные упругие системы (в данном случае стенки двутавровых балок). Под действием внешних нагрузок эти системы деформируются, при

этом внешние силы совершают некоторую работу  $V_i$ , а в самих системах накапливается потенциальная энергия упругой деформации  $U_i$ . В соответствии с энергетическим методом [2] устойчивость системы оценивается путем сравнения потенциальной энергии  $U$  и работы внешних сил  $V$ . Для оценки введем некоторый параметр (функционал), характеризующий напряженное и критическое состояние системы

$$\Phi = f(U; V). \quad (16)$$

Далее рассмотрим две упругие системы: базовую систему  $S_0$ , решение для которой известны и другую, подобную базовой, систему  $S_1$ , для которой решения неизвестны.

Предположим, что системы  $S_1$  и  $S_0$  будут подобны по критерию устойчивости, если для них выполняется равенство функционалов

$$\Phi_1 = \Phi_0, \quad (17)$$

Предположим далее, что если система  $S_0$  находится в устойчивом состоянии, то при выполнении условия  $\Phi_1 \leq \Phi_0$  система  $S_1$  также будет находиться в устойчивом состоянии и наоборот.

Такой подход распространим для оценки устойчивости стенок рам переменного сечения. Для этого будем сравнивать некоторые интегральные параметры, характеризующие энергетические параметры пластинок (или косвенно их интерпретирующие), имеющих точные решения и такие же параметры для исследуемой пластинки.

В качестве функции, связывающей геометрические параметры стенки и сечение двутавра в целом; внешние нагрузки; напряженное состояние; критические напряжения (нагрузки) и т.д., используем известное условие устойчивости стенки при действии на нее нормальных и касательных напряжений в виде:

$$\theta = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq 1. \quad (18)$$

Вместо функции (18), может быть использована другая функция, связывающая действующие и критические напряжения, например,

$$\theta = \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \leq 1 \quad (19)$$

или другие, в лучшей степени соответствующие рассматриваемому напряженному состоянию стенки.

Вначале рассмотрим отсек стенки двутавра постоянного сечения, нагруженного по концам изгибающими моментами и поперечными силами. Решения для такого случая известны. В соответствии с работой [1] примем, что изгибающие моменты и поперечная сила не изменяются по длине отсека. При этом нормальные и касательные напряжения также будут постоянны по всей длине отсека, т.е.  $\sigma_{(x),0} = \text{const}$  и  $\tau_{(x),0} = \text{const}$ . Критические напряжения для этого случая определяются по формулам (6) и (7) и, при постоянных параметрах сечения двутавра, будут одинаковы независимо от места их определения. Если подставить эти значения в выражение (18) и вычислить величину  $\theta$  в различных точках отсека, получим график в виде прямоугольника, с максимальной горизонтальной координатой  $L$  и вертикальными координатами, равными  $\theta_{(x),0}$  (рис. 7а). В предельном случае  $\theta_{(x),0} = 1$ .

$$\theta_{(x),0} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{(x),0}}{\sigma_{cr(x),0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{(x),0}}{\tau_{cr(x),0}}\right)^2} \leq 1, \quad (20)$$

где  $\sigma_{(x),0}$ ,  $\tau_{(x),0}$  — нормальные и касательные напряжения в сечении «х» базового двутавра;  $\sigma_{cr(x),0}$ ,  $\tau_{cr(x),0}$  — критические нормальные и касательные напряжения, определяемые в сечении «х» при соответствующей высоте стенки двутавра.

Проинтегрировав выражение (20) по длине отсека стенки  $L$ , получим некоторый обобщенный параметр, характеризующий состояние базовой (эталонной) стенки двутавра

$$\int_0^L \sqrt{\left(\frac{\sigma_{(x),0}}{\sigma_{cr(x),0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{(x),0}}{\tau_{cr(x),0}}\right)^2} dx = \theta_0 \cdot L. \quad (21)$$

Поделив выражение (21) на  $L$ , найдем безразмерный интегральный параметр:

$$\Theta_0 = \frac{1}{L} \cdot \int_0^L \sqrt{\left(\frac{\sigma_{(x),0}}{\sigma_{cr(x),0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{(x),0}}{\tau_{cr(x),0}}\right)^2} dx. \quad (22)$$

В докритической стадии  $\Theta_0 = \theta_0$ , в предельном состоянии  $\Theta_0 = 1$ .

Представим, что другой двутавр, имеющий те же размеры, как и базовый (эталонный), загружен меньшими усилиями  $M_1$  и  $Q_1$  или, наоборот, при тех же усилиях, имеет большую толщину стенки. В первом случае это приведет к снижению напряжений  $\sigma_{(x)}$  и  $\tau_{(x)}$ , а во втором — к увеличению критических напряжений  $\sigma_{cr(x)}$  и  $\tau_{cr(x)}$ . В обоих случаях это приведет к уменьшению значения выражения (20) (с заменой  $\sigma_{(x),0}$ ,  $\tau_{(x),0}$ ,  $\sigma_{cr(x),0}$ ,  $\tau_{cr(x),0}$  на  $\sigma_{(x),1}$ ,  $\tau_{(x),1}$ ,  $\sigma_{cr(x),1}$ ,  $\tau_{cr(x),1}$ ) и его интеграла

$$\Theta_1 = \frac{1}{L} \cdot \int_0^L \sqrt{\left(\frac{\sigma_{(x),1}}{\sigma_{cr(x),1}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{(x),1}}{\tau_{cr(x),1}}\right)^2} dx < \Theta_0. \quad (23)$$

Соотношение величин  $\Theta_1$  и  $\Theta_0$

$$k_\Theta = \frac{\Theta_1}{\Theta_0} \quad (24)$$

будет характеризовать насколько стенка исследуемого двутавра будет устойчивее или неустойчивее базовой (эталонной). Таким образом, коэффициент  $k_\Theta$  является коэффициентом использования несущей способности расчетной стенки по сравнению со стенкой, для которой решение известно. При  $\Theta_1 \leq \Theta_0$ ,  $k_\Theta \leq 1$  стенка исследуемого двутавра будет устойчива. При  $\Theta_1 > \Theta_0$ ,  $k_\Theta > 1$ , несущая способность стенки исчерпана и она теряет устойчивость. Графически это отображено на рисунке 8 б пунктирными линиями  $\theta_{(x)1}$ , проходящими, соответственно, ниже или выше линии  $\theta_{(x)0}$ .

Далее представим, что усилия  $M$  и  $Q$  уменьшаются от левого края отсека к правому. В этом случае напряжения  $\sigma_{(x)}$  и  $\tau_{(x)}$  также будут уменьшаться. Соответственно будет уменьшаться и текущий параметр  $\theta_{(x)}$ , определяемый по (18), как

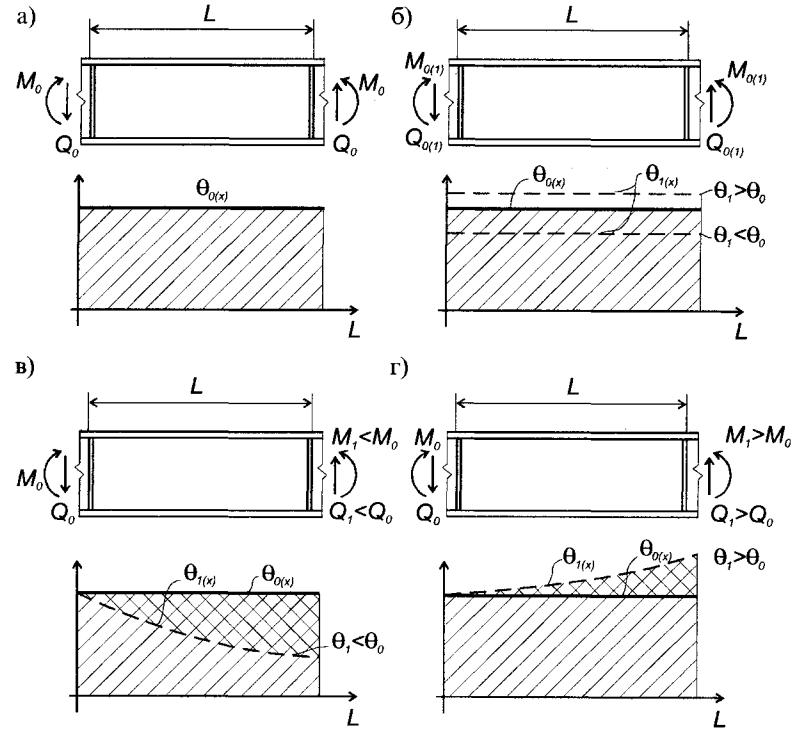


Рис. 8. Поведение параметров  $\theta_{(x)}$  и интегрального критерия  $Q$

это показано на рис. 8 в. Для этого случая  $\Theta_1 < \Theta_0$ ,  $k_\Theta < 1$  и, в соответствии с принятыми предпосылками, стенка будет устойчива. В обратном случае, при увеличении усилий от правого края к левому  $\Theta_1 > \Theta_0$ ,  $k_\Theta > 1$  и стенка теряет устойчивость (рис. 8 г).

Аналогичные вычисления можно провести и для двутавров с переменной высотой, учитывая при определении действующих и критических напряжений изменение размеров стенки по высоте.

Для предельного состояния, выражение (18) и, соответственно (21), равно единице и поэтому, в дальнейшем, величину  $\Theta_1$  будем сравнивать не с  $\Theta_0$ , а с единицей. В этом случае критерий устойчивости стенки (23) примет вид:

$$\Theta_1 \leq 1. \quad (25)$$

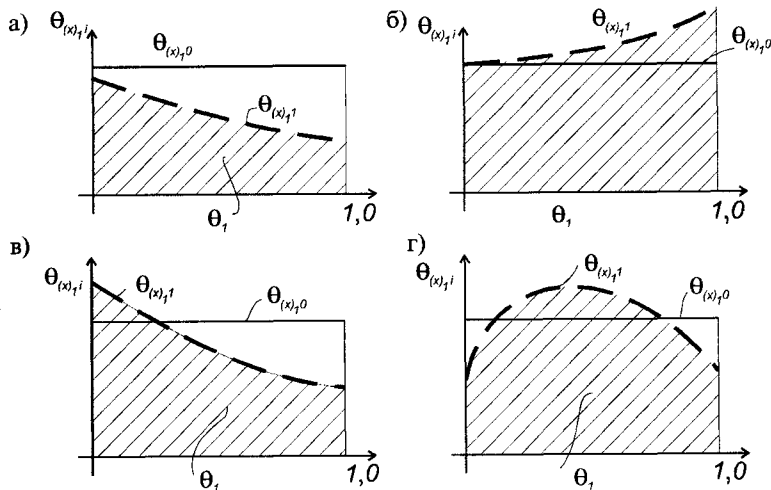


Рис. 9. Общие случаи изменения параметра  $\theta_{(x)1}$  и критерия  $\Theta_1$

На рис. 9 показаны различные случаи изменения параметра  $\theta_{(x)1}$  (пунктирная линия), определяемого по формуле (18) и интегрального критерия  $\Theta_1$  (заштрихованная область), определяемого по формуле (23) для стенок переменной высоты и при изменении внешних усилий по длине элемента. Изменение параметра показано сплошной линией. Случаи, приведенные на рис. 9 а и 9 б, согласно принятым предположениям, соответствуют устойчивому и неустойчивому состояниям стенки.

Более сложные случаи показаны на рис. 9 в и 9 г, где линии параметра  $\Theta_1$  находятся как снизу, так и сверху ординаты  $\Theta_0 = 1$ , что соответствует невыполнению условия устойчивости (18) на некоторой части отсека стенки. Аналогичные ситуации возникают и при расчете стенок на устойчивость по нормам [1] для случаев изменения усилий по длине элемента (см. рис. 4).

Несмотря на невыполнение условия устойчивости (18) на части длины отсека, это не приводит к общей потере устойчивости стенки, так как ребра и остальная часть стенки, работающая в докритической стадии, оказывают поддерживающее влияние. Очевидно, это влияние следует учитывать

только в тех случаях, когда потеря устойчивости охватывает всю стенку, а не происходит в локальной области (например, для случая отсеков большой протяженности или действия значительных локальных нагрузок). Следуя рекомендациям норм [1], в дальнейшем длину отсека будет ограничивать величиной  $(2+3)h_{ef, \max}$ , где  $h_{ef, \max}$  — максимальная расчетная высота стенки в отсеке, а оценку устойчивости стенок будем производить, интегрируя выражение (21) и используя условия (24). Для сокращения, в дальнейшем, предлагаемый метод интегральной оценки устойчивости будем называть  $\Theta$ -методом.

Для проверки предлагаемой методики были проведены расчеты стенок двутавров переменного сечения при различных соотношениях высот ( $h_{\min}/h_{\max} = 0,5; 0,75; 1,0$ ) и конечных изгибающих моментов ( $M_{\min}/M_{\max} = 0+1$ ) (расчеты выполнены инженерами фирмы УНИКОН Г.Н. Рыженковым и К.В. Феоктистовым). Проверочные расчеты производились следующими методами:

1. По нормам [1] согласно рис. 4 (метод 1);
2. По  $\Theta$ -методу (метод 2);
3. По методу коэффициентов А.Г. Новинькова (метод 3);
4. По методу конечных элементов (метод 4);
5. По  $\Theta$ -методу с уточнением величины касательных критических напряжений за счет учета защемления стенки в поясах и направления сдвига (см. рис. 6); нормальных критических напряжений за счет учета числа полуволн; уточнения величины нормальных и касательных напряжений для балок с наклонными поясами и т.д. (метод 5).

Во всех случаях учитывалась фактическая поперечная сила, определяемая как  $Q = dM/dx$ .

В качестве базового был взят двутавр с параллельными поясами при соотношении  $M_{\min}/M_{\max}$  от 1 до 0. Поперечная сила  $Q$  при этом изменялась от нуля до максимума ( $Q_{\max} = M_{\max}/L$ ). На рис. 10 а показаны графики изменения внешних критических нагрузок (изгибающих моментов) для базового двутавра, рассчитанные по различным методам.

Как видно из рисунка, для двутавров с параллельными полками предлагаемый метод (кривая 2) дает очень хорошее совпадение с нормативной методикой [1] (кривая 1) и прак-

тически совпадает с методом коэффициентов А.Г. Новинькова (кривая 3). Уменьшение величины критического момента при  $M_{\min}/M_{\max} \rightarrow 0$  объясняется ростом поперечной силы  $Q$ , которая оказывает преобладающее действие на устойчивость стенки. На рисунках также показан график изменения поперечной силы  $Q$  в зависимости от соотношения  $M_{\min}/M_{\max}$ .

Расчет методом конечных элементов (кривая 4) дал более высокие критические нагрузки, чем по предыдущим расчетам (в среднем на 10—20 %). Это объясняется тем, что при определении критических касательных и нормальных напряжений в нормах [1], в  $\Theta$ -методе и методе А.Г. Новинькова были приняты одинаковые упрощающие допущения, идущие в запас устойчивости. При исключении этих допущений расчет по уточненному  $\Theta$ -методу дает результаты весьма близкие к полученным по МКЭ (кривая 5).

Аналогичные расчеты были проведены для двутавра с соотношением  $h_{\min}/h_{\max} = 0,75$  (рис. 10 б). Для этого случая в нормах [1] отсутствуют какие-либо рекомендации и поэтому результаты  $\Theta$ -метода сравнивались только с методикой А.Г. Новинькова и МКЭ (рис. 10 б). Как видно и в этом случае наблюдается хорошее совпадение различных способов расчета как по методам 1 и 2, так и уточненного  $\Theta$ -метода (кривая 5) и МКЭ (кривая 4). Наблюдается некоторое расхождение предлагаемого метода с методом А.Г. Новинькова в области малых значений соотношения  $M_{\min}/M_{\max} < 0,5$ , причем  $\Theta$ -метод дает значения критических нагрузок «в запас» несущей способности на 5—10 %. Сопоставление результатов, полученных уточненным  $\Theta$ -методом с результатами по МКЭ также показывает их хорошее совпадение.

При соотношении  $h_{\min}/h_{\max} = 0,5$  метод коэффициентов А.Г. Новинькова «не работает» и сравнения велись только с методом конечных элементов. Как видно из графика и в этом случае наблюдается хорошее совпадение уточненного  $\Theta$ -метода и МКЭ (рис. 10 в).

На рис. 10 г показан сводный график изменения критических нагрузок для двутавров с соотношением  $h_{\min}/h_{\max} = 0,5; 0,75$  и  $1,0$  при  $M_{\min}/M_{\max} = 0 \div 1$ .

Сравнивая критические нагрузки для стенок с различным соотношением высот, можно получить обобщенные

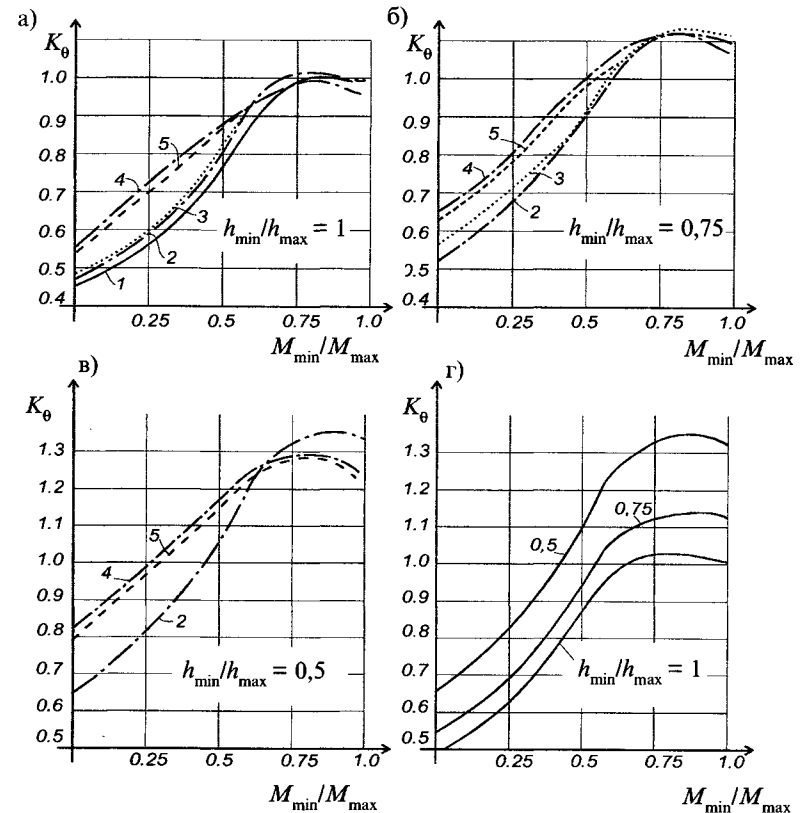


Рис. 10. Графики изменения критических нагрузок для двутавров переменной высоты: а, б, в) 1 — по нормам [1]; 2 —  $\Theta$ -метод; 3 — метод Новинькова А.Г.; 4 — МКЭ; 5 — уточненный  $\Theta$ -метод; г) сводный график значений коэффициента  $k_0$  для различных отношений  $h_{\min}/h_{\max}$

кривые, показывающие, насколько стенки двутавров переменного сечения устойчивее стенок двутавров постоянного сечения при одинаковом нагружении (рис. 11). Как видно из графиков, при соотношении  $h_{\min}/h_{\max} = 0,75$  устойчивость повышается в среднем на 10 %, а при  $h_{\min}/h_{\max} = 0,5$  — на 30 %.

Обобщая вышесказанное, можно сделать следующие выводы:

1. Для расчета стенок рамных конструкций переменного сечения на местную устойчивость может использоваться предлагаемый метод интегральной оценки ( $\Theta$ -метод), осно-



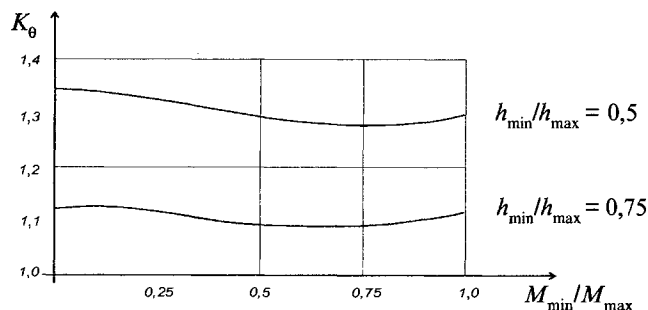


Рис. 11. Поправочные коэффициенты для расчета стенок двутавров переменного сечения на местную устойчивость

ванный на сравнении некоторых параметров, характеризующих напряженное и критическое состояние стенки.

2. Проверки предлагаемого метода показали его достаточную для практических расчетов точность в широком диапазоне изменения параметров стенки и внешних нагрузок.

3. При применении предлагаемого метода следует ограничивать длину отсека для достижения одновременной потери устойчивости по всей длине пластинки, а также избегать значительных локальных нагрузок.

## Литература

1. СНиП II-23—81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М. ЦИТП. 1989. — 96 с.
2. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. М. Л. ОГИЗ. 1946. — 532 с.
3. Бруде Б.М. Устойчивость пластинок в элементах стальных конструкций. М. Машстройиздат. 1949. 240 с.
4. СНиП 2.05.03—84\*. Мосты и трубы. М. Минстрой России, ГП ЦПП. 1996. — 214 с.
5. Лихтарников Я. М., Ладыженский Д.В., Клыков В.М. Расчет стальных конструкций. Справочное пособие. Изд.2-е, перераб. и доп. Киев. Будівельник. 1984. — 366 с.
6. Новиньков А.Г. Устойчивость стенок в элементах рамных конструкций с переменной высотой стенки. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. НИСИ им. В.В. Куйбышева. Новосибирск, 1991. — 176 с.
7. Бирюлев В.В., Новиньков А.Г. Экспериментальные исследования

местной устойчивости элементов рамных конструкций переменного сечения. Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. 1990. № 7. — С. 123—128.

8. Новиньков А.Г., Себешев В.Г. Устойчивость стенки в элементах рамных конструкций переменного по высоте двутаврового сечения. Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. 1990. № 9. — С. 109—113.

9. Бирюлев В.В., Новиньков А.Г. Инженерный метод расчета устойчивости сжато-изгибаемых двутавров переменной высоты. Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. 1991. № 7. — С. 9—14.

10. Коробко В.И. Применение изопериметрического метода к расчету устойчивости упругих пластин. Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. 1979. № 2. — С. 58—62.

11. Мануйлов Г.А. Оценки критической нагрузки и основной частоты пластин полигонального очертания. Сб. «Проблемы устойчивости и предельной несущей способности конструкций». Л. ЛИСИ. 1983. — С. 59—67

## 2.5. ТОНКОСТЕННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ РАМ

Как было сказано ранее, эффективность двутавровых сечений во многом зависит от соотношения площадей полков и стенки: чем выше это соотношение, тем эффективнее сечение. При определенных соотношениях между высотой стенки и ее толщиной, под действием внешних нагрузок, она теряет устойчивость, что, до недавнего времени, являлось препятствием для дальнейшего уменьшения толщины стенки.

Интерес к работе конструкций после потери устойчивости некоторых их элементов (закритическая стадия работы), проявлялся учеными и инженерами достаточно давно, в частности, применительно к тонким пластинам, входящих в состав корабельных или авиационных конструкций.

В работах Т. Кармана, С. Леви, П.А. Соколова, П.Ф. Папковича, И.Г. Бубнова, С. П. Тимошенко, А.С. Вольмира и других были разработаны методики по определению нагрузок, которые может выдержать подкрепленная пластинка после потери устойчивости. При этом было введено понятие редуционных коэффициентов, т. е. коэффициентов включения тонкой пластины в восприятие сжимающих усилий. На рис. 1 а показана расчетная схема сжатой пластины, работающей в закритической стадии и эпюры фактических и расчетных нормальных напряжений. Также, было установ-

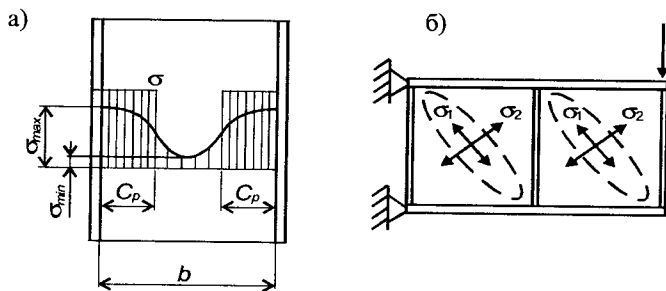


Рис. 1. Закритическая работа подкрепленных пластин

лено, что даже при действии растягивающих напряжений, следует учитывать неполное включение тонких пластин с начальными несовершенствами.

Одним из первых исследователей, изучавших работу конструкций со стенками, работающими в глубокой закритической стадии при действии касательных напряжений, были Т. Карман и Г. Вагнер В работе Вагнера [1], впервые была использована разработанная им теория диагонального растянутого поля, возникающего при глубокой закритической работе пластин на сдвиг (рис. 1 б).

Достаточно полный обзор исследований по работе сжатых пластин после потери устойчивости, приведен в работах Ф. Блейха [2], Л.Я. Резницкого [3] и особенно, А.С. Вольмира [16].

В результате этих и других, более современных исследований, было установлено, что конструкции, имеющие в своем составе тонкие пластины, подкрепленные относительно жесткими ребрами, могут воспринимать внешние нагрузки, намного большие, чем нагрузки, определяемые из условия потери устойчивости пластин, входящих в состав этих конструкций. Таким образом, использование закритической работы пластинок позволяет существенно уменьшить их толщину, а следовательно и массу всей конструкции.

Действующие нормы расчета строительных стальных конструкций предусматривают использование закритической работы стенок изгибаемых и центрально- или внецентренно-сжатых двутавровых элементов [4]. Изгибаемые элементы (тонкостенные балки симметричного двутаврового

сечения) рассчитываются на действие изгибающего момента и поперечной силы. Центрально- или внецентренно-сжатые тонкостенные двутавры рассчитываются на сжатие по формулам для элементов с устойчивыми стенками с заменой полной площади ее редуцированным значением. Общим для обеих методик является то, что при определении геометрических характеристик редуцированного сечения, размеры «выключенной» зоны стенки, потерявшей устойчивость, определяются исходя только из соотношения ее высоты и толщины, т.е. гибкости стенки и не зависят от величины сжимающих напряжений. Во внецентренно-сжатых элементах, при этом, не учитываются изгибающий момент и перерезывающая сила, действующие в элементе, а также смещение центра тяжести редуцированного сечения относительно первоначального, докритического положения.

Принятие таких допущений в большинстве случаев идет в запас расчетной несущей способности и обусловлено сложностью точного расчета конструкций с элементами, работающими в закритической стадии.

Применение нормативных методик [4] для расчета тонкостенных элементов рамных конструкций переменного сечения встречает определенные трудности, а именно:

1. В элементах рамных конструкций преобладает изгиб при относительно небольших продольных силах и поэтому их сложно однозначно отнести, по классификации норм, к изгибаемым или внецентренно-сжатым. Так, использование нормативной методики для изгибаемых тонкостенных элементов не позволяет учесть в элементах рам влияние продольной силы, напряжения от которой может составлять 5—15 % от расчетного сопротивления стали. Расчет элементов рам по нормативной методике как тонкостенных внецентренно-сжатых конструкций без учета изгибающих моментов и поперечных сил, также может привести к неверным результатам, так как по характеру работы эти элементы, в большинстве случаев, ближе к изгибаемым.

2. Действующие нормы [4] содержат указания по расчету изгибаемых элементов симметричного двутаврового сечения, а элементы рам часто выполняются в виде моносимметричных двутавров с более развитым сжатым поясом.

3. Элементы рам имеют переменное сечение, что может увеличивать или, наоборот, уменьшать критические касательные напряжения для стенок в зависимости от направления перерезывающей силы относительно отсека.

4. В элементах рамных конструкций могут действовать глобальные и локальные продольные силы и изгибающие моменты как в плоскости, так и из плоскости элемента, что не учитывается нормами [4].

Таким образом, использование действующих норм при расчете элементов рамных конструкций переменного сечения без учета особенностей их работы и конструктивных решений, может привести к недооценке или, что более опасно, к переоценке несущей способности этих элементов. Вместе с тем, учитывая достаточно глубокую проработанность норм, можно предположить что при разработке приближенной методики расчета тонкостенных элементов рам, будет достаточным внесение некоторых корректировок в действующие методики. О возможности использования тонкостенных элементов в рамных конструкциях свидетельствует обширный зарубежный и отечественный опыт (например, серия рамных конструкций «Канск»), книга [17] и др.

#### 2.5.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРЕДЕЛЬНОГО ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА ДЛЯ ТОНКОСТЕННОГО ЭЛЕМЕНТА РАМЫ

Известно, что после потери устойчивости стенка двутавра деформируется, приходя к новой форме равновесия. Здесь следует различать два крайних случая работы стенки в критической области — при действии только нормальных напряжений от изгибающих моментов или только касательных напряжений от поперечных сил.

При преобладающем действии изгибающего момента в сжатой зоне стенки образуются «выпучины» с шагом около 0,67 ее высоты и часть стенки выключается из работы, как это показано на рисунке 2. В нормах несущая способность пластин при чистом изгибе определяется, в основном, в соответствии с работой [5]. Расчет тонкостенных балок при действии изгибающего момента по сути не отличается от расчета обычных балок с устойчивой стенкой. Так, во многих методиках, например [6], момент сопротивления тонко-

Таблица 1. Значения коэффициента  $k$

$A_f/A_w$	Гибкость стенки $\bar{\lambda}$			
	8	10	12	14
0,5	0,858	0,838	0,826	0,817
1,0	0,916	0,904	0,897	0,892
1,5	0,954	0,947	0,943	0,940

стенной балки  $W_{ef}$  определяется путем умножения момента сопротивления балки с устойчивой стенки  $W$  на понижающий поправочный коэффициент, учитывающего выключение части стенки из работы

$$W_{ef} = k \cdot W, \quad (1)$$

где коэффициент  $k$  определяется в зависимости от гибкости стенки  $\bar{\lambda}$  и соотношения площади пояса  $A_f$  к площади стенки  $A_w$  (табл. 1).

При определении предельного момента  $M_u$  в нормах [4] используется упрощенная форма редуцированного сечения стенки и распределения напряжений (см. рис. 2). Эти упрощения вносят незначительные погрешности — около 1,5÷3,6 % по сравнению с более точными данными (табл. 1).

Параметры редуцированной стенки изгибаемых элементов согласно работе [4] определяются следующим образом. Высота участка стенки, примыкающего к сжатой полке принимается равной

$$c_p = 0,85t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (2)$$

Предельные напряжения на этом участке стенки и в сжатой полке, условно приняты равными расчетному стали по всей высоте. Это нарушает условия неразрывности деформаций, но позволяет существенно упростить расчеты.

Высота растянутой зоны стенки  $c_s$ , включаемой в работу, принимается равной удвоенной высоте сжатой зоны, т.е.

$$c_s = 2c_p = 1,7 \cdot t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (3)$$

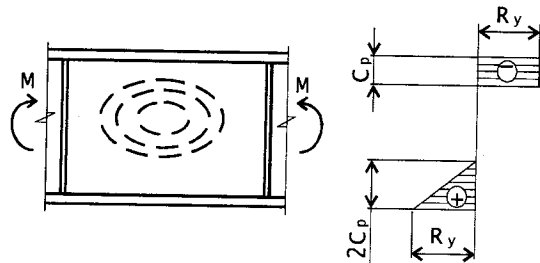


Рис. 2. К определению предельного изгибающего момента для тонкостенных двутавров в соответствии с нормами [3]

Это допущение объясняется следующим:

— наличие начальных несовершенств в стенке, а также образование диагональных складок по всей высоте стенки в закритической стадии работы при действии касательных напряжений, частично «выключает» растянутую зону стенки из работы. В некоторой степени это учитывается уменьшением расчетной высоты растянутой зоны стенки по сравнению с ее высотой при докритической работе стенки;

— тонкие стенки балок воспринимают относительно небольшую часть внешнего изгибающего момента и поэтому, принятие приближенной редуцированной схемы, незначительно сказывается на общем результате.

В нормах [4] предельные напряжения в растянутой и сжатой полках равны расчетному сопротивлению стали. Эпюра нормальных напряжений в растянутой зоне стенки принята треугольной, что, с учетом ее высоты  $c_s = 2c_p$ , позволяет соблюсти условие равновесия сечения из условия равенства нулю продольной силы.

На основании описанной модели, в работе [4] получено выражение для определения предельного момента, который может воспринять тонкостенный двутавр:

$$M_u = R_y \cdot t_w \cdot h^2 \left[ \frac{A_f}{t_w \cdot h} + \frac{0,85}{\lambda_w} \left( 1 - \frac{1}{\lambda_w} \right) \right]. \quad (4)$$

Проверка несущей способности тонкостенной балки при чистом изгибе выполняется по формуле:

$$M \leq M_u. \quad (5)$$

Нормативная методика определения параметров редуцированного сечения изгибаемых балок может быть применена и к расчету элементов рам в виде тонкостенных двутавров моносимметричного сечения, нагруженных изгибающими моментами в плоскости и из плоскости стенки, а также продольной силой. Это подтверждается и тем, что сечение моносимметричных двутавров обычно подбирается таким образом, чтобы полностью использовать сечение как сжатой, так и растянутой полок. При этом напряженное состояние стенки изгибаемо-сжатого моносимметричного двутавра очень близко к напряженному состоянию симметричного двутавра, нагруженного только изгибающим моментом.

Необходимо отметить, что это относится к случаям, когда напряжения от продольной силы относительно невелики. В противном случае следует применять методику расчета сжато-изогнутых тонкостенных элементов согласно работе [4].

Для моносимметричных двутавров, применяемых в рамных конструкциях, напряжения в полках могут отличаться от расчетного сопротивления стали (рис. 3 а), как это принято в работе [4]. Поэтому проверку прочности тонкостенных моносимметричных двутавров предлагается выполнять как для обычных элементов, подверженных сложному нагружению, но с учетом выключения части стенки из работы (по рис. 2).

$$\sigma_i = \frac{M_{x_{ef}} \cdot y_i}{J_x} + \frac{M_{N_{ef}} \cdot y_i}{J_x} + \frac{M_{y_{fi}} \cdot x_i}{J_y} + \frac{M_{y_{fi}}}{W_{y_{fi}}} + \frac{N_{ef}}{A_{ef}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (6)$$

где  $J_x, J_y, A_{ef}$  — моменты инерции и площадь сечения редуцированного сечения;  $W_{y_{fi}}$  — момент сопротивления полки относительно оси  $y$ ;  $M_{N_{ef}} = N_{ef} \cdot y_N$  — дополнительный изгибающий момент от расчетной продольной силы в плоскости стенки редуцированного сечения, где  $y_N$  — расстояние между центром тяжести редуцированного и исходного сечения.

Момент  $M_{N_{ef}}$  возникает вследствие того, что из-за «выключения» сжатой зоны стенки происходит локальное изменение положения центра тяжести сечения на границах участках стенки с устойчивой и неустойчивой работой (рис. 3 б).

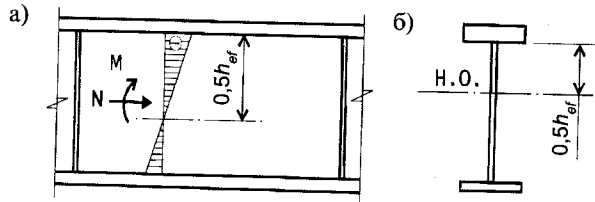


Рис. 3. К определению предельного изгибающего момента для тонкостенных элементов рам

Аналогичный эффект следует ожидать и при действии на элемент внешнего изгибающего момента. В рамках принятой в работе [4] модели редуцированного сечения, моментом  $M_{Nef}$  можно пренебречь.

Проверку по формуле (6) следует производить для каждой полки двутавра, а при наличии изгибающих моментов, действующих в плоскости полок и для их крайних волокон.

При необходимости, к напряжениям, определяемым по формуле (6), добавляются напряжения от локальных нагрузок третьей и четвертой групп.

Геометрические характеристики моносимметричного двутавра с редуцированной стенкой находятся по формулам:

— площадь сечения

$$A_{ef} = A_{fp} + A_{fs} + 3c_p \cdot t_w; \quad (7)$$

— положение центра тяжести сечения

$$y_s = \frac{A_{fp} \cdot h + c_p \cdot t_w \cdot h + 1,5c_p^2 \cdot t_w}{A_{ef}}; \quad (8)$$

$$y_p = \frac{A_{fs} \cdot h + 2c_p \cdot t_w \cdot h - 1,75c_p^2 \cdot t_w}{A_{ef}}; \quad (9)$$

— момент инерции сечения относительно оси x

$$J_x = A_{fp} \cdot y_p^2 + A_{fs} \cdot y_s^2 + c_p \cdot t_w (y_p - 0,5c_p)^2 + c_p \cdot t_w (y_s - c_p)^2; \quad (10)$$

— моменты сопротивления полок относительно оси x

$$W_{xs} = \frac{J_x}{y_s}; \quad W_{xp} = \frac{J_x}{y_p}; \quad (11)$$

— момент сопротивления полок относительно оси y

$$W_{yfs} = \frac{t_{fs} \cdot b_{fs}^2}{6}; \quad W_{yfp} = \frac{t_{fp} \cdot b_{fp}^2}{6}. \quad (12)$$

В формулах (7—12)  $t_{fp}$ ,  $b_{fp}$  и  $t_{fs}$ ,  $b_{fs}$ ;  $A_{fp}$  и  $A_{fs}$  — размеры и площади сжатой и растянутой полок соответственно.

Предельный момент, воспринимаемый моносимметричным двутавром при действии продольной силы и изгибающих моментов, действующих в плоскости и из плоскости стенки, найдем, ограничивая фибровые напряжения в полках расчетным сопротивлением стали, т.е.

$$M_u = \min(R_y \cdot \gamma_c - \Sigma \sigma_i) \cdot W_{p(s)}, \quad (13)$$

где  $\Sigma \sigma_i$  — сумма напряжений в фибре сжатой или растянутой полке от продольной силы и изгибающих моментов, действующих в ее плоскости, определяемых по (6);  $W_{p(s)}$  — момент сопротивления сжатой или растянутой полки.

Символ «min» в формуле (12) означает, что в качестве  $M_u$  следует принимать наименьшее значение предельного момента для сжатой или растянутой полки моносимметричного двутаврового элемента рамы. По аналогии с работой [4] проверка несущей способности тонкостенной балки моносимметричного сечения при отсутствии поперечной силы в плоскости стенки производится из условия:

$$M \leq M_u.$$

### 2.5.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРЕДЕЛЬНОЙ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ ДЛЯ ТОНКОСТЕННОГО ДВУТАВРА С ПОПЕРЕЧНЫМИ РЕБРАМИ

Работа тонкостенных балок при действии поперечных сил намного сложнее, чем при действии чистого изгиба. Как было написано ранее, одним из первых исследователей, изучавших работу тонких пластин в закритической стадии при действии касательных напряжений был Г. Вагнер [1]. Этому вопросу было посвящено много работ, проводившихся, в основном для задач расчета конструкций самолетов. Модель Г. Вагнера основана на том, что в прямоугольной пластине, потерявшей устойчивость, после образования складок воз-

никает диагональное поле растягивающих напряжений, передающее поперечную силу от одного края отсека к другому (рис. 4 а). Пластина при этом считается весьма тонкой, что позволяет, при определении ее несущей способности, не учитывать стадию ее работы в докритической стадии.

При расчете тонкостенных балок, применяемых в строительстве, в основном сохраняются идеи Г. Вагнера, уточненные и дополненные с учетом особенностей работы строительных конструкций, в частности, с учетом докритической работы стенки, предельного состояния поясов, ребер и др. (см., например, работы [7], [8], [9], [10], [11] и др.). В работах [9] и [11] приводится подробный анализ работы реберных тонкостенных балок на всех стадиях работы при действии поперечной силы.

При построении расчетных моделей таких балок считается, что вся поперечная сила, воспринимаемая сечением, складывается из поперечной силы  $Q_{cr}$ , обусловленной критическими касательными напряжениями  $\tau_{cr}$

$$Q_{cr} = \tau_{cr} \cdot h_w \cdot t_w \quad (14)$$

и дополнительной силы  $\Delta Q$ , воспринимаемой диагональной растянутой полосой стенки. Таким образом, суммарная поперечная сила  $Q$ , которую может воспринять балка, будет равна:

$$Q = Q_{cr} + \Delta Q. \quad (15)$$

Расчетная схема для определения  $\Delta Q$  приведена на рисунке 4 б. Неравномерные растягивающие напряжения, действующие по всей ширине стенки заменяются некоторой условной диагональной полосой растягивающих напряжений  $\sigma_t$  шириной  $s$ .

Предельная величина напряжений  $\sigma_t$  определяется с учетом действия касательных напряжений  $\tau_{cr}$  и ограничена расчетным сопротивлением стали

$$\sigma_t = R_y \left( 1 - \sqrt{3} \frac{\tau_{cr}}{R_y} \right) \leq R_y. \quad (16)$$

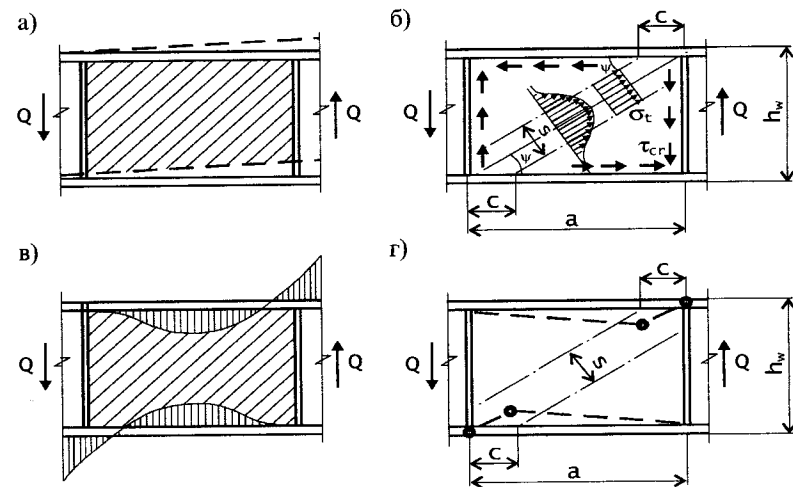


Рис. 4. К расчету тонкостенных двутавровых балок на поперечную силу

Дополнительная поперечная сила  $\Delta Q$  будет равна:

$$\Delta Q = 2\sigma_t \cdot t_w \cdot c \cdot \sin^2 \psi, \quad (17)$$

где  $s = 2c \cdot \sin \psi$  — ширина растянутой диагонали.

Ширина полосы  $s$  различными авторами определяется по-разному, но в целом зависит от несущей способности и деформативности пояса балки при его изгибе в плоскости стенки под действием растягивающих напряжений  $\sigma_t$ . Так, в работе [9] расчетная схема пояса принята в виде балки на упругом основании (рис. 4 в). В нормах [4], величина  $s$  определяется по упрощенной методике из условия образования пластических шарниров в поясе (рис. 4 г). При этом в состав пояса включается участок стенки шириной  $0,5t_w \sqrt{E/R_y}$ . Конечная формула для определения предельной поперечной силы  $Q_u$  по работе [4] имеет вид:

$$Q_u = R_s \cdot t_w \cdot h_w \left[ \frac{\tau_{cr}}{R_s} + 3.3 \left( 1 - \frac{\tau_{cr}}{R_s} \right) \frac{\beta \cdot \mu}{1 + \mu^2} \right], \quad (18)$$

где  $\tau_{cr}$  — критическое касательное напряжение в отсеке;  $\mu$  — отношение большей стороны отсека к меньшей;  $\beta$  — коэффициент, определяемый в соответствии с [4]:

$$\text{при } \alpha \leq 0,03 \quad \beta = 0,05 + 5\alpha \geq 0,15; \quad (19 \text{ а})$$

$$0,03 \leq \alpha \leq 0,1 \quad \beta = 0,11 + 3\alpha \geq 0,40. \quad (19 \text{ б})$$

В формулах (19 а) и (19 б)

$$\alpha = \frac{8W_{\min}}{t_w \cdot h_w^2 \cdot a^2}, \quad (20)$$

где  $W_{\min}$  — минимальный момент сопротивления таврового сечения, состоящего из сжатого пояса и примыкающего к нему участка стенки высотой  $0,5t_w \sqrt{E/R_y}$  (относительно собственной оси тавра, параллельной полке).

При определении параметра  $\alpha$  по формуле (20) следует учитывать направление касательных напряжений и диагонального растянутого поля. В тех случаях, когда сжата короткая диагональ отсека, складка образуется вдоль длинной диагонали отсека и следует принимать  $h_w = h_{\max}$  (рис. 5 в), а когда сжата длинная диагональ  $h_w = h_{\min}$  (рис. 5 г).

Условие прочности балки с параллельными поясами при чистом сдвиге имеет вид:

$$Q \leq Q_u. \quad (21)$$

В работе [18], посвященной исследованию тонкостенных двутавров с непараллельными поясами установлено, что наклон поясов в большинстве случаев увеличивает несущую способность элемента при сдвиге за счет включения поясов в восприятие поперечной силы. Таким образом, методика расчета тонкостенных двутавров, (работа [4]), может быть использована с некоторыми корректировками и даже с некоторым запасом, при расчете элементов рам переменного сечения. Эти корректировки, в основном, связаны с особенностями определения критических касательных напряжений в стенках переменной высоты, учете моносимметричности двутавра и корректировок формулы (20) для определения параметра  $\alpha$ . Расчетные схемы отсеков переменной высоты изображены рис. 5.

Определение критических касательных напряжений в стенке переменной высоты предлагается производить по

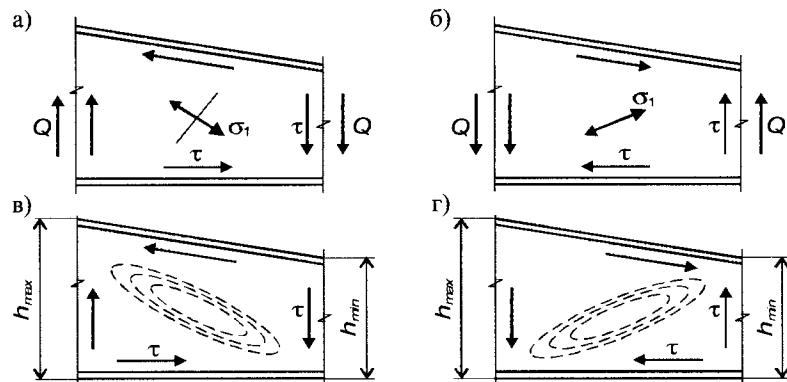


Рис. 5. К расчету тонкостенных двутавровых элементов рам переменного сечения на поперечную силу

нормам [4] с корректировкой величины  $\tau_{cr}$ , предложенной А.Г. Новиньковым (см. раздел 2.4.2.)

$$\tau_{cr} = k_5 \cdot k_6 \cdot \tau_{cr, norm}, \quad (22)$$

где коэффициент  $k_5$  учитывает направление касательных напряжений в отсеке (рис. 5 а, б) и определяется по табл. 1.

Коэффициент  $k_6$  учитывает переменность касательных напряжений по длине отсека  $k_6 \approx 1 + 0,5\alpha_\tau$ , где  $\alpha_\tau = (\tau_{\max} - \tau_{\min}) / \tau_{\max}$  при  $\tau_{\max}$  и  $\tau_{\min}$  — касательные напряжения на краях стенки в зоне максимальной и минимальной высоты отсека. При постоянной поперечной силе в пределах отсека  $\alpha_\tau = (h_{\max} - h_{\min}) / h_{\max}$ .

В соответствии с нормами [4], при определении предельной поперечной силы в расчете участвуют параметры сжатой полки. Для симметричных двутавров это объясняется тем, что при действии в сжатой полке дополнительного изгибающего момента, возникающего при ее изгибе напряже-

Таблица 1. Коэффициента  $k_5$

$h_{\max}/h_{\min}$	1,0	1,15	1,30	1,40	1,50
сжата короткая диагональ	1,00	1,20	1,37	1,49	1,59
сжата длинная диагональ	1,00	1,06	1,09	1,11	1,12

ниями  $\sigma_x$  в растянутой диагонали стенки, суммарные напряжения сжатия в будут в большей степени ускорять наступление предельного состояния этой полки, чем суммарные растягивающие напряжения в растянутой полке. В моносимметричных двутаврах обычно развивается сжатая полка, что является дополнительным положительным фактором, увеличивающим их несущую способность при действии поперечной силы. В то же время, необходимы проверки и растянутой полки, особенно для двутавров с резкой асимметрией. Этот вопрос требует дальнейшего изучения.

### 2.5.3. СОВМЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА И ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ В ТОНКОСТЕННОМ ЭЛЕМЕНТЕ РАМЫ С ПОПЕРЕЧНЫМИ РЕБРАМИ

В балках, а тем более в элементах рамных конструкций, практически не встречаются случаи раздельного действия изгибающего момента и поперечной силы. Для проверки несущей способности тонкостенных балок нормами [4] рекомендуются полуэмпирические кривые взаимодействия внешних усилий в виде:

$$\left(\frac{Q}{Q_u}\right)^4 + \left(\frac{M}{M_u}\right)^4 \leq 1. \quad (23)$$

Эти кривые удовлетворительно согласуются с экспериментальными данными, полученными для ограниченного числа образцов разрезных тонкостенных балок, т.е. для случаев когда преобладает либо изгибающий момент, либо поперечная сила (рис. 6 а). В рамных конструкциях, вблизи мест сопряжения ригеля со стойками эти усилия могут действовать одновременно по максимальной величине (рис. 6 б). Такие случаи были исследованы на примере неразрезных тонкостенных балок, средние опорные отсеки которых находятся в аналогичной ситуации (работа [11]). В качестве рекомендаций, авторами предлагается уменьшение гибкости стенки в этой зоне, либо установка диагональных ребер (рис. 6 в).

Для учета особенностей работы тонкостенных двутавров в составе рамных конструкций переменного сечения (наличие нагрузок из плоскости стенки, зоны с повышенными ло-

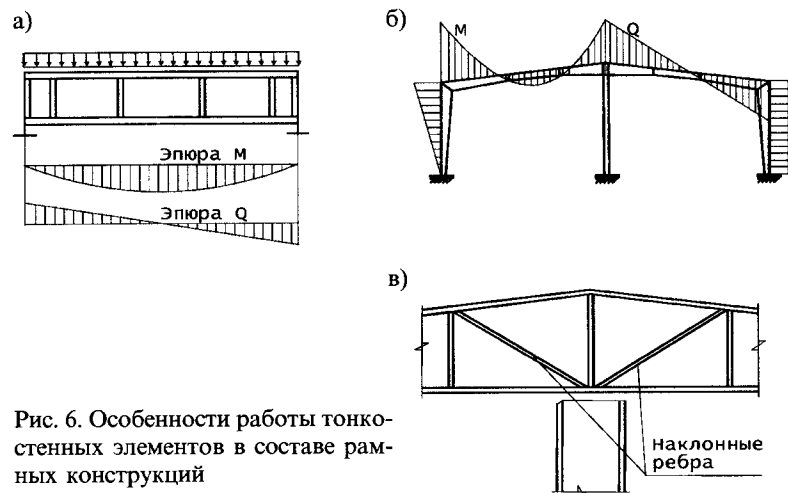


Рис. 6. Особенности работы тонкостенных элементов в составе рамных конструкций

кальными нагрузками в плоскости стенки и т.д.) условие (23) можно записать в виде:

$$\left(\frac{Q}{Q_u}\right)^4 + \left(\frac{M}{M_u}\right)^4 \leq \gamma_c, \quad (24)$$

где  $\gamma_c \leq 1$  — коэффициент работы, назначаемый в зависимости от характера и особенностей работы отсека.

### 2.5.4. ТОНКОСТЕННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ РАМ БЕЗ ПОПЕРЕЧНЫХ РЕБЕР ЖЕСТКОСТИ

Дальнейшим развитием тонкостенных двутавровых элементов являются тонкостенные элементы без поперечных ребер жесткости. Впервые этот вопрос исследовал Г. Вагнер применительно к тонкостенным балкам с большими расстояниями между ребрами [12]. В таких случаях диагональные поля растягивающих напряжений не пересекают ребра и воздействуют непосредственно на пояса балки, вызывая их изгиб (рис. 7). Исследования удлиненных пластин в закритической стадии работы при действии касательных напряжений приведены в работе [16]. Применительно к строительным конструкциям задача расчета безреберных стенок дву-



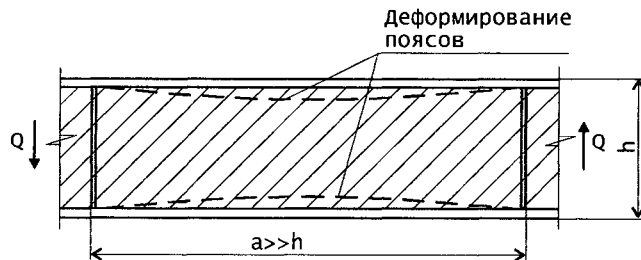


Рис. 7. Работа тонкостенной безреберной балки

тавр при действии на них равномерно распределенной нагрузки изложена в работе [19].

Интерес к безреберным конструкциям в строительстве вызван тем, что, несмотря на относительно малую металлоемкость поперечных ребер, трудозатраты на их установку весьма значительны и сопоставимы с трудоемкостью изготовления самой балки, особенно при автоматизированном производстве.

По действующим нормам [4], безреберные тонкостенные разрезные балки могут применяться при относительной гибкости стенки  $7 \leq \lambda_w \leq 10$  и действии равномерно распределенной нагрузки или при числе сосредоточенных сил не менее пяти в пролете.

Ограничения, связанные с нагрузками, можно объяснить требованиями локальной прочности и устойчивости неподкрепленной стенки. Ограничения по нижнему пределу гибкости  $\lambda_w \geq 7$  в нормах не объясняются, но, следуя рекомендациям пособия [6] по применению тонкостенных реберных балок и физическому смыслу работы таких конструкций, безреберные балки могут применяться и при меньших гибкостях, т.е. при  $\lambda_w < 7$ .

Расчет безреберных балок при чистом изгибе практически не отличается от расчета тонкостенных балок с ребрами, так как в обоих случаях, при определении предельного момента, используется одна расчетная схема редуцированного сечения стенки.

По нормам [4], прочность таких балок следует проверять по формуле:

$$M \leq R_y \cdot t_w \cdot h^2 \left[ \frac{A_f}{t_w \cdot h} + \frac{1,4}{\lambda_w} \left( 1 - \frac{1}{\lambda_w} \right) \right] \cdot \delta, \quad (25)$$

где  $\delta$  — коэффициент, учитывающий влияние поперечной силы на несущую способность балки

$$\delta = 1 - 5,6 \frac{A_f \cdot h}{A_w \cdot \ell}$$

где  $\ell$  — пролет балки;  $A_f$  — площадь сжатой полки;  $A_w$  — площадь стенки;  $h$  — высота стенки.

При расчетах по формуле (25), согласно [4], должны выполняться условия:  $t_f \geq 0,3\lambda_w \cdot t_w$  и  $0,025 \leq A_f \cdot h / A_w \cdot \ell \leq 0,1$ .

В формуле (25), влияние поперечной силы учтено в неявной форме, поэтому при расчетах элементов рам лучше пользоваться пособием [6], где приводятся формулы, позволяющие определить по отдельности предельный момент и поперечную силу для тонкостенных безреберных балок:

— предельный изгибающий момент  $M_u$  [Нм], при  $\lambda = h_w / t_w$ :

$$M_u = R_{yf} \cdot A_f \cdot h_w \left[ 0,95 \frac{A_f}{A_w} + \frac{R_{yw}}{R_{yf}} \cdot \frac{25}{\lambda} \left( 1 - \frac{25}{\lambda} \right) \right], \quad (26)$$

— предельная поперечная сила  $Q_u$ , [Н]

$$Q_u = h_w \cdot t_w \left[ \frac{27 \cdot 10^4}{\lambda^2} + 31 \left( \frac{A_w + 0,25A_f}{A_w} + \frac{h_w}{\ell} \right) \right] \sqrt{\frac{R_{yw}}{210}}, \quad (27)$$

где, в формулах (26) и (27)  $R_{yf}, R_{yw}$  — расчетное сопротивление стали полок и стенки, МПа.

При совместном действии изгибающего момента и поперечной силы несущую способность тонкостенного двутавра, согласно работе [6], рекомендуется проверять по формулам:

$$\text{— при } \frac{M}{M_u} \leq 0,5 \quad \frac{Q}{Q_u} \leq 1$$

$$\text{— при } 0,5 \leq \frac{M}{M_u} \leq 1 \left( \frac{Q}{Q_u} - 0,5 \right)^2 + \left( \frac{M}{M_u} - 0,5 \right)^2 \leq 0,25; \quad (28)$$

$$\text{— при } \frac{M}{M_u} = 1 \quad \frac{Q}{Q_u} \leq 0,5.$$

Эти выражения, с погрешностью около 3—4 %, могут быть заменены более простой зависимостью:

$$\left( \frac{Q}{Q_u} \right)^{4,5} + \left( \frac{M}{M_u} \right)^{4,5} \leq 1. \quad (29)$$

Сопоставляя формулу (29) для безреберных балок с формулой (23) для балок с поперечными ребрами, можно заметить, что для безреберных балок кривые взаимодействия изгибающего момента и поперечной силы более выпуклы, чем для реберных, о чем также говорится в работе [6].

Для учета особенностей работы тонкостенных двутавров в рамных конструкциях переменного сечения, в формуле (29) по аналогии с формулой (24) вместо единицы должен быть введен коэффициент условия работы  $\gamma_c \leq 1$ .

При действии на тонкостенный безреберный элемент рамы изгибающего момента в плоскости и из плоскости стенки, глобальной и локальных продольных сил в поясах и т.д., проверка их несущей способности может приближенно проводиться с уменьшением расчетного сопротивления стали полки на величину дополнительных напряжений от этих нагрузок по аналогии с проверкой тонкостенных элементов с поперечными ребрами по формулам (6) и (13), т.е. до величины  $R_{yf} \cdot \gamma_c - \Sigma \sigma_i$ .

Учитывая высокие технико-экономические показатели и низкую трудоемкость изготовления тонкостенных безреберных элементов рам переменного сечения, вопрос разработки точной методики их расчета является весьма актуальным.

#### 2.5.5. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ТОНКОСТЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

Использование тонкостенных двутавров в рамных конструкциях позволяет снизить их металлоемкость на 15—

20 %, а отказ от поперечных ребер позволяет одновременно уменьшить и трудоемкость изготовления. На основании положений действующих норм по расчету изгибаемых тонкостенных балок, а также приведенных выше расчетных обоснований и опыта применения рамных конструкций переменного сечения с тонкостенными элементами, можно привести следующие рекомендации:

1. В рамных конструкциях переменного сечения возможно применение реберных или безреберных элементов, стенки которых работают в докритической или закритической стадии. При этом, из-за характерных особенностей работы рамных конструкций, в одном элементе могут быть отсеки, работающие в различных стадиях. Также, часть элементов или даже часть одного элемента могут приближаться по характеру работы к внецентренно-сжатым или изгибаемым элементам.

2. При расчетах элементов рамных конструкций, в первую очередь, следует определить их напряженное состояние и доли напряжений от изгибающего момента и продольных сил. В зависимости от этого элемент будет рассчитываться как внецентренно-сжатый (при преобладании продольной силы) или как изгибаемый с учетом действующих в нем продольных сил и изгибающих моментов из плоскости стенки. Определение принадлежности элемента к той или иной группе производится в соответствии с нормами [4] и рекомендациями настоящей работы;

3. В зависимости от того, к какой группе по нагруженности относится элемент, для него должны быть соблюдены все нормативные требования, предъявляемые к таким элементам и связанные с общей и местной устойчивостью (свесы полки; предельные отношения ширины полки к расстоянию между точками ее закрепления; требования к центровке точек приложения локальных нагрузок и их предельной величине и т.д.).

4. Для элементов, подверженных действию изгибающего момента и продольной силы, рекомендуется применять монотонно-симметричные тонкостенные двутавры с более развитой сжатой полкой.

5. В пролетных частях рам следует, по возможности, применять тонкостенные элементы без поперечных ребер или,

при необходимости передачи нагрузок от прогонов, связей и т.п., с короткими ребрами. На участках сопряжения ригеля с крайними или средними стойками, промежуточные поперечные ребра устанавливаются в тех случаях, когда это требуется по расчету. Диагональные ребра могут устанавливаться в отсеках, расположенных в месте опирания ригеля на промежуточные стойки в многопролетных рамах. В местах опирания ригеля на крайние стойки могут устанавливаться короткие ребра.

6. В местах передачи на тонкостенный ригель нагрузок от подвесных кранов следует устанавливать специальные ребра по всей высоте сечения или его части.

7. При действии нагрузок, приложенных перпендикулярно или под углом к стенке (например, усилия от связей), должны быть выполнены проверки прочности стенки на совместное действие напряжений от общих и локальных усилий.

Приведенные рекомендации по расчету и проектированию тонкостенных элементов рам основаны на приближенных методах и в дальнейшем, очевидно, потребуются специальные исследования работы тонкостенных элементов рамных конструкций. К исследованиям, посвященным работе тонкостенных внецентренно-сжатых элементов или работе изгибаемых балок при наличии продольной силы как единого целого являются, например, работы Б.М. Броуде [13], [14], В. Протте [15] и др. В работе [14] рассматривается предельное состояние внецентренно-сжатого элемента по условию его прочности и устойчивости в плоскости стенки и по изгибно-крутильной форме. На основании выполненных вычислений установлено, что использование уточненного метода расчета таких элементов, в частности, уточнения редуцированной площади стенки и конфигурации эпюры действующих в ней напряжений, позволяет повысить их расчетную несущую способность на 15—30 % по сравнению рекомендациями норм [4], где стенка заменяется условными полосками шириной около  $15t_w$ , примыкающими к полкам.

Учитывая сложность аналитического решения подобных задач, возможно построение инженерных методик, основанных на численных расчетах в нелинейной постановке.

## Литература

1. *H. Wagner*. Ebene Blechwandträger mit sehr dünnen Stegblech. «Zeitschrift für fluttechnik und Motorluftschiffahrt». 1928, No 8,9,10,11,12.
2. *Блейх Ф.* Устойчивость металлических конструкций. М. Физматгиз. 1959. 544 с.
3. *Резницкий Л.Я.* Строительная механика корабля. Л. Военно-морская академия кораблестроения и вооружения им. Крылова А.Н. 1952. 720 с.
4. СНиП II-23—81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М. ЦИТП. 1989. 96 с.
5. *Евстратов А.А.* О предельном состоянии пластинок при чистом изгибе. Известия Северо-Кавказского научного центра. Серия «Технические науки». 1975. № 3. С. 99—102.
6. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23—81\*). М. ЦИТП. 1989. 149 с.
7. *Rockey K.* Skaloud The ultimate load behaviour of plate girders loaded in shear. IABSE Colloq. «Design of plate and box girders for ultimate strength». London, 1971. P. 111—148.
8. Руководство по проектированию стальных тонкостенных балок. ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова. М. 1977. 28 с.
9. *Погадаев И.К.* Стальные балки с гибкими стенками. Калининский политехнический институт. Калинин. 1983. 40 с.
10. *Симаков Ю.Н.* Облегченные балочные конструкции в покрытиях промышленных зданий. Материалы симпозиума Советско-Финского симпозиума. М. 1983. С. 34—40.
11. *Бирюлев В.В., Кошин И.И., Крылов И.И., Сильвестров А.В.* Проектирование металлических конструкций. Л. Стройиздат. 1990. 432 с.
12. *Вагнер Г. В.* Балки с весьма тонкой стенкой. Сборник рефератов и переводов под ред. Уманского А.А. и Знаменского П.М. «Прочность и устойчивость тонкостенных конструкций в самолетостроении». Изд. ЦАГИ им. Жуковского Н.Е. М. 1937. С. 58—117.
13. *Броуде Б.М.* О закритическом поведении гибких стенок стальных стержней. Строительная механика и расчет сооружений. 1976. № 1.
14. *Броуде Б.М.* О предельной нагрузке внецентренно-сжатого стержня с гибкой стенкой стальных стержней. Строительная механика и расчет сооружений. 1979. № 4.
15. *Protte W.* Ein Beitrag zum Problem der gesamtstabilität guerausgesteifter Träger im Kippbeich. Der Stahlbau. 1961. № 4.
16. *Вольмир А.С.* Гибкие пластинки и оболочки. ГИТТЛ. М. 1956. 420 с.
17. Металлические конструкции. Конструкции зданий. Под ред. Горева В.В. Т.2. М. Высшая школа. 1999. 528 с.
18. *Седнев А.П.* О расчете тонкостенных стальных балок с наклонными поясами на сдвиг. «Известия ВУЗов. Строительство и архитектура». 1978. С. 13—19.
19. *Евстратов А.А., Гельзин С.Е.* Устойчивость стенки безреберной балки при воздействии внешней равномерно распределенной нагрузки. «Строительство и архитектура» № 1, 1989. С. 33—37.

## 2.6. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ В ДВУТАВРАХ С ПРОДОЛЬНОМ РЕБРОМ ПРИ ЗАКРИТИЧЕСКОЙ РАБОТЕ СТЕНКИ

В большепролетных зданиях и сооружениях высота сечения элементов рам может достигать значительных величин — до 2+3 м и более. Для уменьшения расхода стали в таких конструкциях следует, по возможности, уменьшать толщину стенки, что не всегда возможно. В особой степени это относится к рамным конструкциям, в которых вблизи опор одновременно действуют и максимальные изгибающие моменты и максимальные перерезывающие силы. В таких случаях рационально применение продольных ребер в стенке, разделяющих ее на два и более отсеков по высоте.

Для тонкостенных балок, в отличие от обычных, определяющим фактором, влияющим на их несущую способность, часто является поперечная сила, воспринимаемая гибкими стенками в закритической стадии работы. Несущая способность гибкой стенки балки при этом определяется по схеме, в которой стенка заменяется диагональной растянутой полосой, соединяющей противоположные углы отсека (рис. 1 а). Величина поперечной силы, действующей на стенку балки при этом определяется однозначно путем статического расчета.

При наличии продольного ребра, разделяющего стенку на отдельные участки, эти расчеты неприемлемы, так как неизвестно распределение поперечной силы между отдельными отсеками стенки, которые могут работать в различных стадиях — докритической или закритической, а сама конструкция обладает внутренней статической неопределимостью относительно сдвигающих усилий.

Для оценки распределения поперечной силы между отсеками стенки с продольным ребром, предположим, что пояса, поперечные и продольные ребра не участвуют в восприятии силы  $Q$  и она полностью воспринимается только стенкой. В этом случае логично предположить, что внешняя поперечная сила  $Q$  на всех стадиях работы отсеков стенки распределяется между ними пропорционально их сдвиговой жесткости.

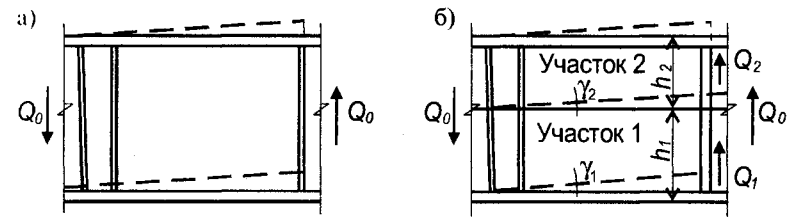


Рис. 1. Деформации тонкостенных двутавров при действии поперечной силы

Рассмотрим тонкостенный двутавровый элемент, стенка которого разделена продольным ребром на два отсека (рис. 1 б).

Угловые деформации сдвига отсеков стенки в докритической стадии работы определяются как

$$\gamma_1 = \frac{\tau_1}{G_1}; \gamma_2 = \frac{\tau_2}{G_2}, \quad (1)$$

где  $\tau_1$  и  $\tau_2$  — касательные напряжения в отдельных отсеках;  $G_1$  и  $G_2$  — модули сдвига материала стенки отсеков.

В докритической стадии работы

$$G_i = \frac{E}{2(1+\mu)},$$

где  $E$  и  $\mu$  — модуль упругости и коэффициент Пуассона.

Учитывая то, что

$$\gamma_1 = \frac{Q_1}{h_1 \cdot t_1 \cdot G_1} \text{ и } \gamma_2 = \frac{Q_2}{h_2 \cdot t_2 \cdot G_2}, \quad (2)$$

получим, из условия совместности деформаций отдельных отсеков  $\gamma_1 = \gamma_2$ , следующее выражение:

$$\frac{Q_1}{h_1 \cdot t_1 \cdot G_1} = \frac{Q_2}{h_2 \cdot t_2 \cdot G_2}. \quad (3)$$

Для определения усилий  $Q_1$  и  $Q_2$ , воспринимаемых соответственно первым и вторым отсеками, составим систему уравнений равновесия и равенства деформаций

$$Q_1 + Q_2 = Q_0; \quad (4)$$

$$\frac{Q_1}{h_1 \cdot t_1 \cdot G_{ef.1}} = \frac{Q_2}{h_2 \cdot t_2 \cdot G_{ef.2}}, \quad (5)$$

откуда найдем величину поперечных сил, воспринимаемых каждым отсеком

$$Q_1 = Q_0 \cdot \frac{h_1 \cdot t_1 \cdot G_{ef.1}}{h_1 \cdot t_1 \cdot G_{ef.1} + h_2 \cdot t_2 \cdot G_{ef.2}}; \quad (6)$$

$$Q_2 = Q_0 \cdot \frac{h_2 \cdot t_2 \cdot G_{ef.2}}{h_1 \cdot t_1 \cdot G_{ef.1} + h_2 \cdot t_2 \cdot G_{ef.2}}. \quad (7)$$

Эффективный модуль сдвига  $G_{ef.i}$ , входящий в формулы (6) и (7) определяется в зависимости от стадии работы стенки каждого отсека — докритической или закритической.

При потере устойчивости в стенке образуются складки, что приводит к снижению ее несущей способности и жесткости при сдвиге. Это объясняется следующими причинами:

1. Сжатая диагональ стенки частично выключается из работы и не воспринимает ту часть поперечной силы, которая приходилась на нее в докритической стадии работы. При этом вся поперечная сила воспринимается, в основном, растянутой диагональю стенки, в которой возникает поле диагональных растягивающих напряжений.

2. Образование складок в стенке приводит к появлению эффекта конструктивной анизотропии. При этом коэффициент  $\mu$  в направлении, перпендикулярном складкам, уменьшается и, при достаточно тонких стенках, приближается к нулю. Таким образом, сплошная стенка может быть смоделирована набором растянутых диагональных полосок, работающих, практически, независимо друг от друга.

Предположив, что и при закритической стадии работы отдельных отсеков стенки распределение внешней поперечной силы между ними происходит пропорционально их сдвиговой жесткости, введем, по аналогии с [8], понятие эффективного модуля сдвига  $i$ -го отсека

$$G_{ef.i} = \frac{G(1 + C_i \cdot \mu)}{K_i}, \quad (8)$$

где  $G$  — модуль сдвига материала отсека;  $K_i$  — параметр, учитывающий выключение сжатой диагонали отсека стенки из восприятия внешней поперечной силы:

— при  $K_i = 1$  отсек стенки работает устойчиво и воспринимает поперечную силу во всех направлениях;

— при  $K_i = 2$  отсек стенки работает в глубокой закритической стадии, когда поперечная сила воспринимается только диагональным растянутым полем стенки;

— в диапазоне от 1 до 2 параметр  $K_i$  приобретает промежуточные значения.

$C_i$  — параметр, учитывающий появление эффекта конструктивной анизотропии стенки при образовании в ней складок после потери устойчивости:

— при  $C_i = 1$  стенка работает в докритической стадии как изотропная пластинка;

— при  $C_i = 0$  стенка работает в глубокой закритической стадии как анизотропная пластинка с образованием волн (гофр) в направлении сжатой диагонали; в диапазоне от 1 до 0 параметр  $C_i$  имеет промежуточные значения.

В докритической стадии работы отсеков  $G_{ef.i} = G$ .

Параметры  $K_i$  и  $C_i$  тесно связаны друг с другом и изменяются одновременно по некоторой, как представляется, сложной зависимости. Приближенные формулы для определения  $K_i$  и  $C_i$  будут даны ниже.

Подставляя в формулу (4) значения  $K = 2$  и  $C = 1$ , получим значение эффективного модуля сдвига:

$$G_{ef} = \frac{1 + 1 \cdot \mu}{2} G = 0,65G, \quad (9 \text{ а})$$

что соответствует его теоретическому значению, приведенному А.С. Вольмиром [8]. При глубокой закритической работе тонких пластинок, сопровождающейся появлением складок (гофр) следует учитывать конструктивную анизотропию пластинки, назначая  $C = 0$ . Тогда

$$G_{ef} = \frac{1 + 0 \cdot \mu}{2} G = 0,5G. \quad (9 \text{ б})$$

Идеальный график изменения сдвиговой жесткости стенки при различных стадиях ее работы показан сплошной ли-

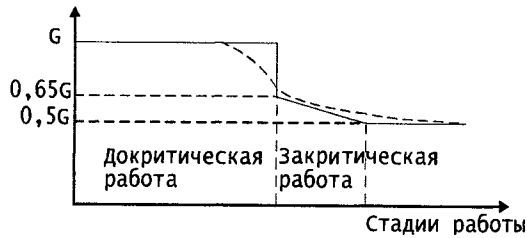


Рис. 2. Изменение сдвиговой жесткости отсека стенки

нией на рис. 2. Там же пунктирной линией показано изменение фактической сдвиговой жесткости, учитывающей наличие начальных погибов в пластине, поддерживающее влияние растянутых диагональных волокон на устойчивость сжатой диагонали и другие факторы.

Как показывает подробный анализ и эксперименты, модель Вагнера в полной мере реализуется только для чрезвычайно тонких стенок (обшивок). Это связано с тем, что растягивающие напряжения в значительной мере увеличивают способность пластины воспринимать диагональные сжимающие напряжения [9]. Здесь можно найти аналогию с расчетом устойчивости сжатых раскосов ферм с перекрестной решеткой.

Согласно исследованиям Н.М. Беляева, приведенным в работе [9], при наличии в пластине растягивающих напряжений  $\sigma^+$ , им сопутствуют сжимающие напряжения  $\sigma^-$ , которые могут быть определены по приближенной формуле

$$\sigma^- \approx \frac{t_w}{a} \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \frac{E \cdot \sigma^+}{1 - \mu^2}}, \quad (10)$$

где  $a$  — половина диагонали отсека.

При наличии напряжений  $\sigma^-$  часть внешней поперечной силы будет восприниматься сжатой диагональю отсека и поэтому параметр  $K$  можно приближенно найти как

$$K = 2 - \frac{\sigma^-}{\sigma^+}, \quad (11)$$

откуда видно, что при  $\sigma^- = \sigma^+$  параметр  $K = 1$ , а при  $\sigma^- = 0$ ,  $K = 2$ , что соответствует принятым ранее предположениям.

Для определения параметра  $C$  можно использовать известные соотношения для анизотропных пластинок [10], которое с учетом принятых обозначений и особенностей данной задачи, примет вид:

$$\mu^- = \mu^+ \cdot \frac{E^-}{E^+} S, \quad (12)$$

где  $\mu^-, \mu^+, E^-, E^+$  — коэффициенты поперечной и модули продольной деформации в направлении сжатой (растянутой) диагонали пластинки и коэффициенты модули продольных деформаций соответственно;  $S$  — параметр, учитывающий неортогональность между направлениями растянутого диагонального поля и направлением складок участка стенки, потерявшего устойчивость. Для квадратного участка  $S = 1$ , для неквадратного  $S \neq 1$ .

Используя формулу (8), найдем параметр  $C$ , учитывающий проявление конструктивной анизотропии в стенке, потерявшей устойчивость

$$C = \frac{\mu^-}{\mu^+} = \frac{E^-}{E^+} S. \quad (13)$$

Принимая для рассматриваемого случая  $E^+$  равным модулю упругости материала, а  $E^-$  вычисляя через деформации гофрированной пластинки в направлении, перпендикулярно складкам, можно учесть изменение параметра  $C$  при закритической работе пластинки.

Как видно из приведенных формул, для определения параметров  $K$  и  $C$ , достижение предельных значений  $K = 2$  и  $C = 0$  возможно только для очень тонких и глубоко гофрированных стенок. В реальных конструкциях уменьшение сдвиговой жесткости будет не так значительно, однако, принятие этих предельных значений поможет понять проблему и наметить дальнейшие пути ее решения.

Рассмотрим основные стадии работы отсека тонкостенной балки с продольным ребром на поперечную нагрузку.

Вначале, на первом этапе исследования, предположим, что изменение сдвиговой жесткости отсеков и перераспределение внешней поперечной силы между ними при потере ус-

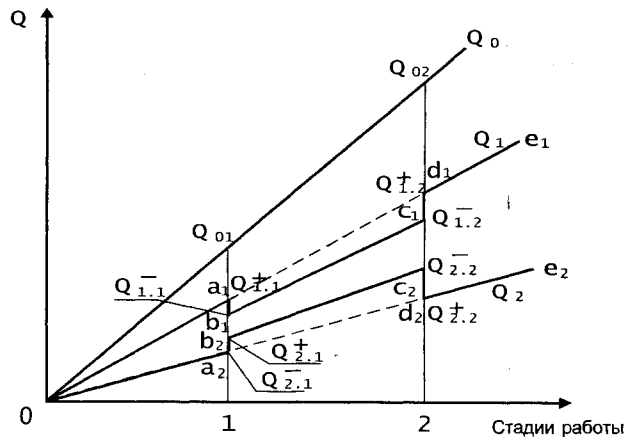


Рис. 3. Распределение внешней поперечной силы между отсеками при мгновенном изменении сдвиговой жесткости

тойчивости какого-либо из отсеков происходит мгновенно. Также, для наглядности предположим, что работа стенки отсека после потери устойчивости происходит в глубокой закритической стадии и примем  $G_{ef,i} = 0,5G$ . На рис. 3 показан принципиальный график распределения внешней поперечной силы  $Q$  между отсеками для этого случая. В силу принятой на данном этапе исследования предпосылки о мгновенном перераспределении усилий между отсеками, будем считать, что при одинаковой внешней нагрузке  $Q_{0i}$ , отсек может воспринимать либо нагрузку  $Q_i^-$  — непосредственно перед потерей устойчивости либо нагрузку  $Q_i^+$  непосредственно после потери устойчивости.

На первой стадии работа всех отсеков проходит в докритической стадии, т. е.  $Q_1 < Q_{cr1}$  и  $Q_2 < Q_{cr2}$  и продолжается до тех пор, пока какой-либо отсек не потеряет устойчивость (линии  $Oa_1$  и  $Oa_2$  на графике для первого и второго отсеков соответственно). Для определенности будем считать, что вначале теряет устойчивость первый отсек под действием передающейся на него нагрузки  $Q_{cr1}$ , равной

$$Q_{cr1} = \tau_{cr1} \cdot h_1 \cdot t_1, \quad (14)$$

где  $\tau_{cr1}$  — критическое касательное напряжение для первого отсека, определяемое с учетом всех компонентов напряженного состояния.

Внешняя поперечная сила воздействующая на оба отсека непосредственно перед потерей устойчивости первого отсека, будет равна сумме усилий  $Q_{1,1}^-$  и  $Q_{2,1}^-$ , воспринимаемых, при окончании первой стадии работы, первым и вторым отсеками соответственно (см. рис. 3)

$$Q_{01} = Q_{1,1}^- + Q_{2,1}^-, \quad (15)$$

где  $Q_{1,1}^- = Q_{cr1}$ ,

$$Q_{2,1}^- = Q_{cr1} \frac{h_2 \cdot t_2 \cdot G_{ef,2}}{h_1 \cdot t_1 \cdot G_{ef,1}}. \quad (16)$$

Таким образом, внешняя нагрузка  $Q_{01}$  будет равна:

$$Q_{01} = Q_{cr1} \cdot \left( 1 + \frac{h_2 \cdot t_2 \cdot G_{ef,2}}{h_1 \cdot t_1 \cdot G_{ef,1}} \right). \quad (17a)$$

Так как стенки обоих отсеков работают еще в докритической стадии, то  $G_{ef,1} = G_{ef,2} = G$ . При  $t_1 = t_2$  получим:

$$Q_{01} = Q_{cr1} \cdot \left( 1 + \frac{h_2}{h_1} \right). \quad (17b)$$

После потери устойчивости стенки первого отсека, ее сдвиговая жесткость резко уменьшается и часть внешней поперечной нагрузки передается с первого на второй. На графике (рис. 2 а) это выражается в виде ступенек на линиях  $a_1 b_1$  и  $a_2 b_2$ . Сдвиговая жесткость первого отсека при этом будет равна  $G_{ef,1} = 0,5G$ , а для второго отсека —  $G_{ef,2} = G$ . Соответственно, воспринимаемые ими поперечные силы будут равны:

$$Q_{1,1}^+ = Q_{01} \cdot \frac{0,5h_1 \cdot t_1}{0,5h_1 \cdot t_1 + h_2 \cdot t_2}; \quad (18)$$

$$Q_{2,1}^+ = Q_{01} \cdot \frac{h_2 \cdot t_2}{0,5h_1 \cdot t_1 + h_2 \cdot t_2} \quad (19)$$

При дальнейшем росте внешней поперечной силы ее перераспределение между отсеками происходит пропорционально их новым сдвиговым жесткостям участков до того момента, когда и во втором отсеке касательные напряжения достигают своих критических значений  $\tau_2 = \tau_{cr2}$ , определяемых с учетом всех компонентов напряженного состояния отсека (вторая стадия работы). Поперечная сила, воспринимаемая вторым отсеком, будет равна:

$$Q_{2,2}^- = Q_{cr2} = \tau_{cr2} \cdot h_2 \cdot t_2 \quad (20)$$

Изменение сдвиговой жесткости второго отсека приведет к новому перераспределению внешней поперечной силы между отсеками, а именно, усилия во втором отсеке уменьшатся, а в первом увеличатся (линии  $c_2d_2$  и  $c_1d_1$  на графике) и примут значения  $Q_{1,2}^+$  и  $Q_{2,2}^+$ . Дальнейшее распределение сил между отсеками (стадия 3) происходит также, как в докритической стадии и определяется по аналогии с формулами (9) и (10) при  $G_{ef,1} = G_{ef,2}$ , т.е.

$$Q_1 = Q_0 \cdot \frac{h_1 \cdot t_1}{h_1 \cdot t_1 + h_2 \cdot t_2}; \quad (21)$$

$$Q_2 = Q_0 \cdot \frac{h_2 \cdot t_2}{h_1 \cdot t_1 + h_2 \cdot t_2} \quad (22)$$

Основным выводом, который можно сделать по первому этапу исследования, является то, что в процессе нагружения тонкостенной балки с продольным ребром, распределение внешней поперечной силы между отсеками стенки неоднозначно и должно определяться с учетом характера их работы — докритической или закритической стадии для каждого отсека.

На втором этапе исследования предположим, что при потере устойчивости стенки какого-либо отсека, не происходит скачкообразного изменения жесткости и соответствующего перераспределения внешней поперечной силы. Будем

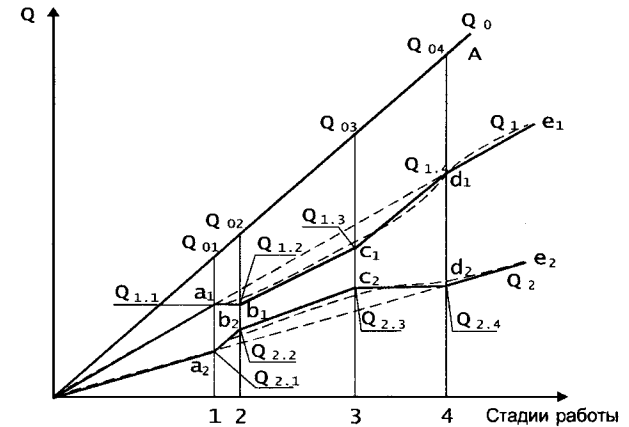


Рис. 4. Распределение внешней поперечной силы между отсеками при постепенном изменении сдвиговой жесткости

считать, что поперечная сила, воспринимаемая участком, не изменяет свою величину до тех пор, пока не изменится его расчетная схема, т.е. в нем не произойдет образование складок и стенка не начнет работать по схеме, приближающейся к схеме Вагнера. Принципиальный график перераспределения внешней поперечной силы между отсеками, для этого случая, показан на рис. 4.

Стадия 1, как и раньше, проходит при докритической работе обоих отсеков до нагрузки, определяемой по формулам (17 а) или (17 б).

На стадии 2, в соответствии с принятой здесь предпосылкой, считаем, что при дальнейшем росте внешней поперечной силы, поперечная сила, воспринимаемая первым участком, не изменяется, т.е.  $Q_1 = Q_{cr1} = const$ , но в нем происходит изменение сдвиговой жесткости от величины  $G$  до вели-

чины  $G_{ef,1} = G \frac{1+C_1 \cdot \mu}{K_1}$  где  $C_1 \rightarrow 0$  и  $K_1 \rightarrow 2$ , что отображается на графике горизонтальной линией  $a_1b_1$ . Так как все приращение внешней поперечной силы при этом воспринимается только вторым отсеком, то линия  $a_2b_2$ , отображающая изменение поперечной силы в этом отсеке, должна быть параллельна линии внешней нагрузки  $Q$ .



После завершения образования складок в первом отсеке его сдвиговая жесткость принимает некоторое конечное значение и дальнейшее распределение внешней поперечной силы между отсеками происходит согласно графику по линиями  $b_1c_1$  и  $b_2c_2$  до тех пор, пока и второй отсек не начнет терять устойчивость при нагрузке  $Q_{cr2}$  (стадия 3). Теперь, в соответствии с принятой предпосылкой, усилия в нем сохраняют постоянную величину (линия  $c_2d_2$ ), а усилия в первом отсеке увеличиваются в соответствии с увеличением внешней поперечной силы (линия  $c_1d_1$ ).

Четвертая стадия работы наступает после завершения образования складок во втором отсеке (точка  $d_2$ ) при которой поперечные усилия распределяются между отсеками аналогично стадии I пропорционально соотношению их сдвиговой жесткости, которая может быть принята по аналогии с первой стадией работы.

Усилия  $Q_i$ , воспринимаемые отдельными отсеками на различных стадиях их работы, находятся способом, аналогичным для рассмотренного выше идеализированного случая мгновенного изменения сдвиговой жесткости отсеков. При учете действительной работы отсеков кривые перераспределения внешней поперечной силы между отсеками имеют вид, показанный на рис. 4 пунктирной кривой.

Таким образом, при расчетах тонкостенных балок с продольным ребром, можно определить какую долю внешней поперечной нагрузки воспринимает каждый из ее отсеков в зависимости от стадии работы — докритической или критической. Эта методика может быть распространена и на стенки с числом отсеков более двух.

## Литература

1. *H. Wagner*. Ebene Blechwandtrager mit sehr dunnen Stegblech. «Zeitschrift fur fluttechnik und Motorluftschiffahrt». 1928, No 8—12.
2. *Ромашевский А.Ю.* Исследование работы балок с тонкой стенкой с наклонными стойками после потери устойчивости. ЦАГИ им. Жуковского Н.Е. Технические заметки. № 58. М. 1935. С. 1—14.
3. *Стригунов В.М.* Исследование работы и метод расчета двухопорной балки с тонкой стенкой. ЦАГИ им. Н.Е. Жуковского. Технические заметки. № 58. М. 1935. С. 15—39.

4. Руководство по проектированию стальных тонкостенных балок. М. ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова. 1977. 28 с.
5. *Погадаев И.К.* О предельных состояниях стальных реберных балок с гибкими стенками при сдвиге и сдвиге с изгибом. Строительная механика и расчет сооружений. № 2. 1982.
6. *Бирюлев В.В., Журавлев Н.А.* Особенности расчета отсеков балок с гибкой стенкой. Сб. Трудов ЛИСИ. Л. 1985. С. 5—10.
7. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23—81\*). М. ЦИТП. 1989. 149 с.
8. *Вольмир А.С.* Устойчивость деформируемых систем. М. «Наука». 1967. 984 с.
9. *Ростовцев Г.Г.* Строительная механика самолета. Т.2.ОНТИ НКТП СССР. 1936. 578 с.
10. Прочность, устойчивость, колебания. Справочник в 3 тт. Под ред. Биргера И.А. и Пановко Я.Г.. Т.2. М. Машиностроение. 1968. 464 с.

## 2.7. РАСЧЕТ СТОЕК НА УСТОЙЧИВОСТЬ С УЧЕТОМ ОПИРАНИЯ НА ФУНДАМЕНТ

При проектировании стоек и колонн поперечников зданий, одним из определяющих факторов, влияющих на их массу, является правильный выбор расчетной схемы. Вместе с тем, действующие нормы [1] дают только один вариант расчетной схемы сжато-изогнутых колонн и стоек зданий из плоскости поперечника — шарнирное опирание на фундамент. Это не соответствует реальной картине работы колонны и, как указано в работе [2], такая расчетная схема является весьма приближенной, приводящей к излишним запасам несущей способности, а в конечном итоге, перерасходу стали. Аналогичная ситуация возникает и при расчете центрально-сжатых колонн, когда используются только два крайних случая: шарнирное или жесткое опирание стоек.

В работе [3] сделана попытка уточнения свободной длины колоны из плоскости рамы. При этом делается вывод, что при определенной гибкости колонны, возможно назначение не шарнирного, а жесткого опирания ее нижнего конца из плоскости рамы, даже при отсутствии развитой опорной базы закрепленной анкерными болтами. Этот вывод основан на рассмотрении расчетной схемы колонны с учетом ее фактических поперечных размеров. В результате анализа

работы такого стержня, авторы [3] делают вывод, что при определенной гибкости, а именно при  $\lambda \leq 95$ , можно считать, что колонна жестко защемлена из плоскости рамы, даже при отсутствии анкерных болтов. Как справедливо указывают авторы, свободному повороту торца колонны препятствует удерживающий момент, возникающий в нижнем сечении колонны, опертом на фундамент.

Авторы [3] приводят следующие обоснования. В качестве расчетной модели рассматривается колонна прямоугольного сечения с высотой сечения  $h$  и шириной  $b$ . В предельном состоянии, в момент раскрытия зазора между торцом колонны и фундаментом, в опорном сечении колонны будут действовать продольное усилие  $N_{cr}$  и реактивный удерживающий момент (рис. 1 а). Принимая, по известным формулам сопротивления материалов, ядровое расстояние для прямоугольного сечения  $r = h/6$ , найдем величину удерживающего момента в момент отрыва опорного сечения от основания  $M = 0,167h \cdot N_{cr}$ .

Эти усилия будут вызывать в сжатых фибрах сечения колонны следующие напряжения:

$$\sigma = \frac{N_{cr}}{b \cdot h} + \frac{0,167 \cdot h \cdot N_{cr} \cdot 6}{b \cdot h^2} = \frac{2N_{cr}}{b \cdot h} \quad (1)$$

Приравнявая эти напряжения расчетному сопротивлению стали  $R_y$ , найдем, что при  $N_{cr} \geq 0,5b \cdot h \cdot R_y$  в опорном сечении начнутся пластические деформации. Таким образом, по мнению авторов [3], при расчете колонн в упругой стадии работы, можно считать, что при внешнем усилии  $N_{cr} < 0,5b \cdot h \cdot R_y$  следует принимать расчетную модель колонны из плоскости рамы в виде стойки, жестко защемленной в нижней части. Преобразовывая полученное выражение в виде  $N < \varphi \cdot b \cdot h \cdot R_y$ , найдем, что для обеспечения жесткой заделки колонны необходимо выполнение условия  $\varphi \leq 0,5$ . Используя предельную величину  $\varphi_{lim} = 0,5$ , получим предельные гибкости  $\lambda_{lim}$  стержней из различной стали, при которых можно принимать модель стержня жестко защемленного в нижнем сечении и шарнирно опертого вверху (см. табл. 1). Очевидно, что при наличии опорной базы, име-

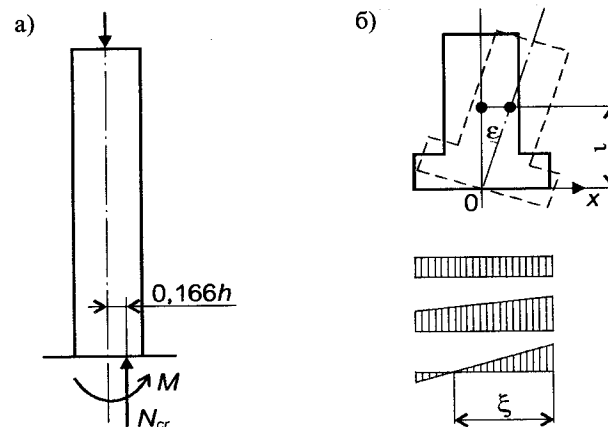


Рис. 1. К расчету центрально-сжатых колонн, опирающихся на фундамент по работам [3] и [6]

ющей ширину большую, чем сечение колонны, границы использования модели жестко опертого или, что более правильно, упруго защемленного стержня, могут быть расширены.

Несмотря на некоторые неточности, в частности, пренебрежение упругими свойствами основания и однозначное назначение коэффициента расчетной длины  $\mu = 0,7$  при гибкости, меньшей некоторого значения, представленная работа заслуживает внимания.

Очевидно, одними из первых работ, посвященных вопросу определения критических сил для конструкций в виде колонн, опертых на упругое винклеровское основание (рис. 1 б), являются работы Г. Кремера [4] и Н.П. Павлюка [5], изложенные в работе [6].

Реактивные напряжения  $r_0$  под подошвой такой вертикальной колонны найдутся по формуле:

Таблица 1. Предельные значения гибкости центрально сжатых стержней для расчета по защемленной схеме [3]

$R_y$ , кг/см <sup>2</sup>	2050	2450	2850	3250	3650	4100	4500
$\lambda_{lim}$	115	105	98	91	87	83	80

$$r_0 = \frac{Q}{A}, \quad (2)$$

где  $Q$  — вес колонны;  $A$  — площадь основания колонны.

При отклонении колонны от вертикали на некоторый малый угол  $\varepsilon$ , эпюра реактивных напряжений примет вид трапеции, а распределение напряжений будет описываться зависимостью

$$r = r_0 + c \cdot x \cdot \varepsilon, \quad (3)$$

где  $\varepsilon$  — угол отклонения стойки от вертикали;  $c$  — коэффициент пропорциональности (коэффициент жесткости постели основания в модели Винклера;  $x$  — расстояния от точки «О» до рассматриваемой точки основания.

Условие равновесия отклоненной колонны имеет вид:

$$-Q \cdot \ell \cdot \varepsilon + \int_A r \cdot h(x) \cdot dx = 0, \quad (4)$$

здесь  $h(x)$  — ширина подошвы колонны;  $\ell$  — расстояние от центра тяжести колонны до центра подошвы колонны.

После подстановки формулы (3) в формулу (4) и интегрирования, получим:

$$-Q \cdot \ell \cdot \varepsilon + c \cdot \varepsilon \cdot J = 0. \quad (5)$$

Исключая тривиальное решение уравнения (5) при  $\varepsilon = 0$ , найдем критическую силу  $Q_{cr}$ , при которой происходит потеря устойчивости колонны

$$Q_{cr} = \frac{c \cdot J}{\ell}. \quad (6)$$

Важнейшим результатом работ [4] и [5] явилось то, что были найдены условия, при которых возможна потеря устойчивости жесткой упругоопертой колонны даже при отсутствии горизонтальных сил, а также было определено влияние жесткости (податливости) основания на критическую силу.

При увеличении угла наклона колонны  $\varepsilon$  реактивные напряжения на левом крае подошвы обращаются в нуль, а при дальнейшем увеличении угла наклона, происходит отрыв ча-

сти подошвы колонны основания. Таким образом, при исследовании устойчивости колонны, опертой на упругое основание, следует рассматривать два случая: полное опирание подошвы на фундамент и частичный отрыв подошвы.

Наличие отрыва крайне отрицательно влияет на устойчивость колонны, так как резко снижает степень ее заземления. Поэтому, дальнейшие исследования будем проводить при условии сохранения контакта по всей ширине опорного сечения колонны. При этом, в отличие от упомянутых работ, будем учитывать изгибные деформации колонны при продольном сжатии.

Прежде, чем начать решать эту задачу, следует более тщательно разобраться с моделью упругого основания. Так, в работе [3] основание предполагалось абсолютно жестким, а работах [4], [5] и [6] моделировалось линейно упругим массивом (основание Винклера) (рис. 2 а). Для бетонных фундаментов более приемлема модель упругого полупространства, характеризующаяся нелинейным распределением реактивных напряжений под опорной частью колонны (рис. 2 б). Эта модель является основной и поэтому будет рассмотрена ниже наряду с моделью линейно-упругого основания.

Рассматривая штамп на упругом винклеровском основании, нагруженный силой  $P$ , приложенной с эксцентриситетом относительно его центра, найдем напряжения под подошвой

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot e}{W}, \quad (7)$$

где  $e$  — эксцентриситет приложения силы  $P$ ;  $A$  — площадь основания штампа;  $A = B \cdot H$  ( $B$  и  $H$  — ширина и длина штампа);  $W$  — момент сопротивления подошвы штампа:

$$W = B \cdot H^2 / 6.$$

$$\text{Тогда } \sigma = \frac{P}{B \cdot H} \pm \frac{6P \cdot e}{B \cdot H^2}. \quad (8)$$

Проведя несложные преобразования и вводя величину равную половине протяженности штампа  $a = 0,5H$ , найдем

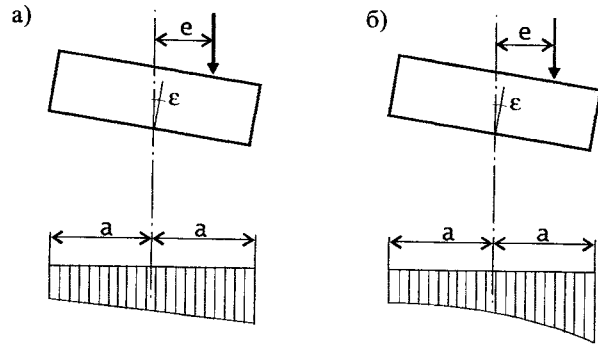


Рис. 2. Линейная и нелинейная модели упругого основания

предельную величину эксцентриситета  $e_{lim}$ , при котором напряжения на левом краю штампа равны нулю

$$e_{lim} = \frac{H}{6} = \frac{a}{3}. \quad (9)$$

Таким образом, при использовании винклеровского основания, предельный эксцентриситет приложения силы, при котором происходит отрыв штампа, равен 1/6 протяженности штампа.

При моделировании основания упругим полупространством, распределение напряжений нелинейно (рис. 2 б). Задачи эксцентричного вдавливания прямоугольного штампа в упругое основание рассмотрены во многих работах и, в частности, в работах [7] и [8]. Согласно этим исследованиям, установлено, что отрыв штампа происходит при достижении эксцентриситета

$$e_{lim} = \frac{H}{4} = \frac{a}{2}, \quad (10)$$

то есть, для модели упругого полупространства предельный эксцентриситет равен 1/4 протяженности штампа.

Как видно из формул (9) и (10), разница в найденных предельных эксцентриситетах достигает 1,5, что весьма существенно, причем принятие модели упругого полупространства более выгодно с точки зрения обеспечения устойчивости

колонны. В целях установления чувствительности конечного решения к величине предельного эксцентриситета, дальнейшие расчеты проводятся для обеих моделей основания.

Далее рассмотрим упругий сжатый стержень, свободно опирающийся нижним концом на упругое основание и шарнирно закрепленный верхним. Зададим некоторое начальное искривление стержня  $f_0$ . Существует много различных способов задания величины начального искривления стержня, приведенных, например, в работе [9]. В действующих нормах [1], [2], при расчете сжатых стержней на устойчивость, используется значение начального искривления в виде:

$$f_0 = \frac{\ell}{750} + \frac{i}{20}, \quad (11a)$$

где  $\ell$  и  $i$  — длина стержня и радиус инерции его сечения.

Преобразовывая (11a), получим, при  $\lambda = \ell/i$

$$\lambda = \ell/i f_0 = i \left( \frac{\ell}{750i} + \frac{1}{20} \right) = i \cdot \left( \frac{\lambda}{750} + 0,05 \right) \quad (11b)$$

или, учитывая, что для прямоугольных сечений  $i = 0,289h$ , получим:

$$f_0 = 0,289h \left( \frac{\lambda}{750} + 0,05 \right). \quad (11b)$$

На рис. 3 показана схема сжатого стержня, имеющего начальные деформации  $f_0$ .

Полная деформация  $f_s$  слегка искривленного стержня после приложения к нему сжимающей нагрузки, приближенно определится по известной формуле [9]:

$$f_s = f_0 \frac{1}{1 - \alpha}, \quad (12)$$

где  $\alpha = P/Per$  — соотношение между действующей и критической эйлеровой силой для данного стержня.

Предположим, что нижний торец стержня имеет прямоугольное сечение с размерами  $b \times h$ , подобное колонне или штампу, рассмотренным выше. Проводя такую аналогию,

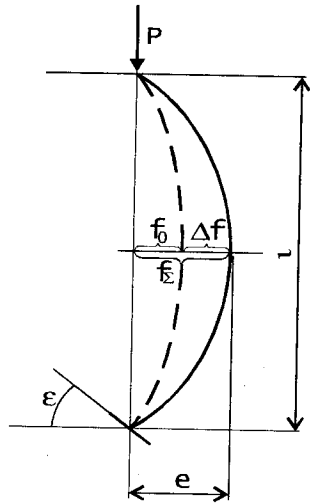


Рис. 3. Схема деформирования сжатого стержня, имеющего начальное искривление

можно считать, что при искривлении стержня до некоторого предельного значения  $f_{\Sigma lim}$ , его нижний конец повернется на угол  $\epsilon$ , при котором начнется отрыв его торца от основания. Упругие реакции основания, в запас несущей способности, на данном этапе не учитываем. Эксцентриситет  $e_{lim}$  силы  $P$  относительно точки  $O$  при котором торец стержня начнет отрываться от основания, также будет равен величине  $f_{\Sigma lim}$  или:

— для модели винклеровского основания:

$$f_{\Sigma lim} = e_{lim} = h/6;$$

— для модели упругого полупространства:

$$f_{\Sigma lim} = e_{lim} = h/4.$$

Учитывая, что суммарная деформация стержня равна

$$f_{\Sigma} = f_0 + \Delta f, \quad (13)$$

найдем предельное приращение деформации  $\Delta f_{lim}$ :

$$\Delta f_{lim} = e_{lim} - f_0. \quad (14)$$

Величину  $\Delta f_{lim}$  для различных моделей основания определим с учетом формулы (11в)

— для линейного винклеровского основания

$$\Delta f_{lim} = \frac{h}{6} - 0,289h \left( \frac{\lambda}{750} + 0,05 \right); \quad (15 \text{ а})$$

— для модели упругого полупространства

$$\Delta f_{lim} = \frac{h}{4} - 0,289h \left( \frac{\lambda}{750} + 0,05 \right). \quad (15 \text{ б})$$

Учитывая выражения (13) и (14), найдем величину предельного приращения поперечной деформации сжатого стержня:

$$\Delta f_{lim} = f_0 \frac{1}{1-\alpha} - f_0 \quad (16 \text{ а})$$

$$\text{или } \Delta f_{lim} = f_0 \frac{\alpha}{1-\alpha}. \quad (16 \text{ б})$$

Определим из формулы (16 б) значение  $\alpha = \alpha_{lim}$ , при котором искривление сжатого стержня под внешней нагрузкой  $P$  достигает такой величины, когда начинается отрыв его опорного торца от основания

$$\alpha_{lim} = \frac{\Delta f_{lim}}{f_0 + \Delta f_{lim}}. \quad (17)$$

Подставляя в формулу (17) значения для  $f_0$  из формулы (11 в) и  $\Delta f_{lim}$  для различных моделей упругого основания по формулам (15 а) или (15 б) и учитывая формулу (16 б), найдем предельное значение параметра  $\alpha_{lim}$ :

— для линейного винклеровского основания

$$\alpha_{lim} = 0,913 - \frac{\lambda}{432}. \quad (18 \text{ а})$$

— для упругого полупространства

$$\alpha_{lim} = 0,942 - \frac{\lambda}{649}. \quad (18 \text{ б})$$

Как видно из выражений (18 а) и (18 б), чем больше гибкость стержня  $\lambda$ , тем меньшая сжимающая сила требуется для его деформирования и начала отрыва опорного торца от упругого основания, что вполне соответствует реальной физической работе такого стержня. Формулы для определения  $\alpha_{lim}$  получены для стержней с начальной кривизной, описанной, согласно работам [1] и [2], формулой (11 а). Аналогичные результаты могут быть получены и при использовании других зависимостей между параметрами стержня и его начальной кривизной (см., например работу [9]). Некоторая кажущаяся нелогичность формул (18 а) и (18 б) связана с тем, что даже при

$\lambda = 0$  величина  $\alpha_{lim} < 1$ . Очевидно, при реальной гибкости стержня ( $1 \gg 0$ ), этот «недостаток» не будет проявляться.

Из формул (18 а) и (18 б) можно найти предельную гибкость стержня  $\lambda_{lim}$  при которой искривление стержня таково, что отрыв опорного торца будет иметь место при любой, сколь угодно малой сжимающей нагрузке. Так, для винклеровского основания  $\lambda_{lim} = 394$ ; для упругого полупространства  $\lambda_{lim} = 611$ . При реальных гибкостях, которые значительно меньше полученных значений  $\lambda_{lim}$ , стержень будет опираться на основание всем сечением. Это дает определенные основания считать, что предположение о шарнирном опирании, принятое в действующих нормах, имеет явно большой запас.

В реальных конструкциях сжатые колонны и стойки имеют специальные опорные базы с размерами, большими, чем сечение стержня. Учитывая наличие опорных ребер и фасонков, опорную базу, в дальнейшем, будем моделировать абсолютно жестким элементом шириной  $H$ , присоединенным к нижней части колонны или стойки (рис. 1 б). По аналогии с рассмотренной выше моделью, считаем, что отрыв базы от основания происходит при эксцентриситете:

— для линейного винклеровского основания

$$e_{lim} = H / 6;$$

— для упругого полупространства  $e_{lim} = H / 4$ .

Обозначим ширину опорной базы как

$$H = \eta \cdot h, \quad (20)$$

где  $h$  — ширина основного сечения колонны;  $\eta$  — коэффициент, равный отношению ширины опорной базы к ширине сечения колонны.

Используя полученные ранее выражения (15 а) и (15 б), найдем величину предельной дополнительной деформации, возникающей при сжатии искривленного стержня с опорной базой:

— для линейного винклеровского основания:

$$\Delta f_{lim} = \frac{\eta \cdot h}{6} - 0,289h \left( \frac{\lambda}{750} + 0,05 \right); \quad (21 а)$$

— для модели упругого полупространства:

$$\Delta f_{lim} = \frac{\eta \cdot h}{4} - 0,289h \left( \frac{\lambda}{750} + 0,05 \right). \quad (21 б)$$

По аналогии с выражениями (18 а) и (18 б), найдем  $\alpha_{lim}$  для обеих моделей упругого основания:

— для линейного винклеровского основания

$$\alpha_{lim} = 1 - \frac{1}{\eta} \left( \frac{\lambda}{432} + 0,087 \right); \quad (22 а)$$

— для упругого полупространства

$$\alpha_{lim} = 1 - \frac{1}{\eta} \left( \frac{\lambda}{649} + 0,058 \right). \quad (22 б)$$

В общем случае, для сжатого стержня с малой начальной погибью  $f_0$ , величина  $\alpha_{lim}$  найдется как

$$\alpha_{lim} = 1 - \frac{n \cdot f_0}{\eta \cdot h}, \quad (23)$$

где  $n = 6$  для модели упругого линейного основания;  $n = 4$  для модели упругого полупространства.

Как видно из формул (22 а, б) при  $\eta = 1$  значения  $\alpha_{lim}$  совпадают с полученными ранее результатами для сжатых стержней без уширения опорной части.

В табл. 2, приведены значения  $\alpha_{lim}$  для обеих моделей упругого основания при различных значениях  $\eta$  ( $1 \leq \eta \leq 3$ ).

Из табл. 2 следует, что  $\alpha_{lim}$  сильно зависит от относительной ширины опорной части колонны, то есть, увеличение ширины опорной части значительно «отодвигает» начало отрыва торца стержня от основания, особенно для стержней с высокой гибкостью.

Кроме того коэффициент  $\alpha_{lim}$ , характеризующий нагруженность элемента относительно критической силы  $N_{cr}$ , при всех реальных значениях  $\eta$  и  $\lambda$ , не достигает единицы. Это связано с принятой моделью потери устойчивости стержня, когда, при достижении критической нагрузки, его прогибы

Таблица 2. Значения параметра предельной нагрузки  $\alpha_{lim} = f(\lambda, \eta)$ 

$\lambda$	25	50	75	100	125	150	175	200
$\eta=1^{1*}$	0,85	0,80	0,74	0,68	0,62	0,57	0,51	0,45
$\eta=1,5$	0,90	0,87	0,83	0,79	0,75	0,71	0,67	0,63
$\eta=2^{1*}$	0,93	0,90	0,87	0,84	0,81	0,78	0,75	0,73
$\eta=3^{1*}$	0,95	0,93	0,91	0,89	0,88	0,86	0,84	0,82
$\eta=1^{2*}$	0,90	0,87	0,83	0,79	0,75	0,71	0,67	0,63
$\eta=1,5^{2*}$	0,94	0,91	0,88	0,86	0,83	0,81	0,78	0,76
$\eta=2^{2*}$	0,95	0,93	0,91	0,89	0,88	0,86	0,84	0,82
$\eta=3^{2*}$	0,97	0,96	0,94	0,93	0,92	0,90	0,89	0,88

<sup>1\*</sup> для линейного винклеровского основания;  
<sup>2\*</sup> для упругого полупространства

стремятся к бесконечности (см. формулу (12)). Так как напряженное состояние элемента при этом не рассматривалось, естественно ввести определенные ограничения на работу элемента. В частности, можно ввести ограничения, связанные с наступлением фибровой текучести в элементах, как это сделано в работе [3]. При этом было получено, что предельная величина критической нагрузки равна  $0,5 N_{cr}$ , то есть, используя принятые в настоящей работе обозначения, параметр  $\alpha_{lim} = 0,5$ .

Такое значение  $\alpha_{lim}$  реализуется при больших гибкостях элемента, а именно при  $\lambda > 170$  и при отсутствии уширенной базы сжатого элемента, т.е. при  $\eta = 1$ . Во всех остальных случаях  $\alpha_{lim} > 0,5$ , а это значит, что на всем загрузении вплоть до появления фибровой текучести, отрыва торца сжатого элемента от упругого основания не происходит. По сути дела, эти выводы и являлись главной целью предыдущих рассуждений.

Различие с работой [3] в определении предельной гибкости объясняется тем, что в [3] величина эксцентриситета приложения нагрузки назначалась произвольно по максимальному значению. Несмотря на то, что в [3] вводятся более жесткие ограничения по предельной гибкости стержня, трудно согласится с произвольным назначением коэффициента расчетной длины  $\mu = 0,7$  для стержней, опирающихся на фун-

дамент. По сути дела, при таком подходе принимается, что материал фундамента абсолютно жесткий, хотя известно, что модуль упругости бетона приблизительно на порядок меньше, чем модуль упругости стали.

Кроме того, важное значение имеет вид принятой модели упругого основания. Как видно из предыдущих расчетов, принятие той или иной модели может привести к существенным различиям в конечных результатах. Так, для модели в виде линейного винклеровского основания, предельный эксцентриситет в 1,5 раза меньше, чем для модели упругого полупространства, что, в конечном итоге, отразилось на величине предельной нагрузки, при которой происходит отрыв торца элемента от основания.

Таким образом, при определении расчетной длины элементов, опирающихся на упругое основание, необходимо учитывать два основных фактора:

- характер взаимодействия элемента с основанием, т.е. наличие полного или частичного контакта в зоне опирания;
- вид модели упругого основания.

В дальнейшем, определение расчетной длины сжатого элемента, свободно опирающегося торцом на упругое основание, будем производить используя модель упругого полупространства, как более точно отражающую реальную работу бетонного фундамента. При этом опорную часть колонны представим в виде абсолютно жесткого штампа, что вполне оправдано из-за большой разницы модулей стали и бетона основания.

Для определения коэффициента расчетной длины упругоопорных стержней, используем формулу, приведенную в работе [2]:

$$\mu = 0,707 \sqrt{\frac{n+4,8}{n+2,4}} \leq 1; \quad (24)$$

где  $n = \frac{C_m \cdot \ell}{E \cdot J}$ , при  $C_\mu$  — коэффициент жесткости упруго-защемленной опоры, равный значению реактивного момента в опорном сечении при повороте его на угол  $\epsilon = 1$ ;  $E \cdot J$  — модуль упругости и момент инерции сечения элемента;  $\ell$  — длина элемента.

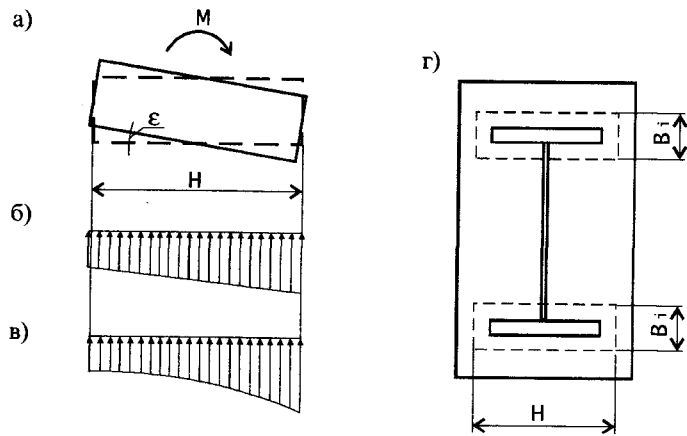


Рис. 4. К определению коэффициента расчетной длины  $\mu$

Коэффициент расчетной длины  $\mu$  по формуле (24), принимает значения от 0,707 до 1,0.

Угол поворота опорного сечения будем определять в соответствии с расчетной схемой, показанной на рис. 4, где представлен условный жесткий прямоугольный штамп, опирающийся на упругое основание и нагруженный опрокидывающим моментом  $M$ . Размеры штампа в плане  $H \cdot B$ , где  $H$  — протяженность штампа,  $B$  — ширина штампа. В соответствии с принятыми предпосылками расчета, считаем, что между штампом и основанием сохраняется полный контакт на всех стадиях работы.

Размеры  $H$  и  $B$  определяются конструкцией опорной части элемента и определяются следующими образом:

— в состав условного штампа включаются только сжатые элементы сечения (полки и примыкающие к ним ребра). Растянутые элементы сечения, например, наружные полки крайних стоек рам в состав сечения не включаются;

— расчетная ширина условного штампа  $B$ :

$$B = \sum_{i=1}^n B_i, \quad (25)$$

где  $B_i$  — ширина отдельных элементов, включенных в условный штамп. Ширина  $B$  может быть определена по формуле  $B_i = t_i + 2k_f + 2t$ , где  $t_i$  и  $t$  — толщина полки (ребра) и опорной

пластины соответственно,  $k_f$  — катет сварных швов, прикрепляющих полку (ребро) к опорной пластине.

— расчетная длина условного штампа  $H$  определяется по фактической ширине поясов и примыкающих к ним опорных ребер.

Зависимость между опрокидывающим моментом  $M$  и углом поворота жесткого штампа на упругом полупространстве (при условии сохранения контакта с основанием по всей поверхности штампа), согласно [8] имеет вид

$$\varepsilon = \frac{\theta_i + 1}{2\pi \cdot G(1 + 4\beta_i^2) \cdot B \cdot a^2} \cdot M, \quad (26)$$

где  $M$  — опрокидывающий момент;  $a$  — полуширина штампа  $a = H/2$ ;  $\theta_i$  — параметр, характеризующий работу штампа в условиях плоской деформации или плоского напряженно-госостояния:

$\theta_1 = 3 - 4\nu$  — для плоской деформации;

$\theta_2 = \frac{3 - \nu}{1 + \nu}$  — для плоского напряженного состояния;

$\beta_i = \frac{\ln \theta_i}{2\pi}$ ;  $G$  — модуль сдвига бетона:  $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$ .

Принимая для бетона коэффициент Пуассона  $\nu = 0,2$ , найдем величину параметров  $\theta_i$  и  $\beta_i$ :

— для плоской деформации:  $\theta_1 = 2,20$ ;  $\beta_1 = 0,126$ ;

— для плоского напряженного состояния:  $\theta_2 = 2,33$ ;  $\beta_2 = 0,135$ .

Вопрос о принятии того или иного вида напряженного состояния (плоской деформации или плоского напряженного состояния) должен решаться в каждом отдельном случае индивидуально. Так, для массивных фундаментов, когда их размеры намного превышают размеры опорной части колонны, можно считать, что окружающий бетон будет препятствовать поперечным деформациям бетона, находящегося непосредственно под опорой и принимать схему с плоской деформацией. В этих случаях можно использовать параметр  $\theta_1$ , отвечающий плоскому деформированному состоянию. В остальных случаях более правильным будет исполь-



Таблица 3. Значения параметров  $\chi_i$  и  $\chi_{Ei}$ 

Класс бетона	7,5	10	12,5	15	20
$\chi_1$ , см <sup>2</sup> /кг	$7,15 \cdot 10^{-6}$	$6,39 \cdot 10^{-6}$	$5,47 \cdot 10^{-6}$	$4,99 \cdot 10^{-6}$	$4,26 \cdot 10^{-6}$
$\chi_2$ , см <sup>2</sup> /кг	$6,92 \cdot 10^{-6}$	$6,18 \cdot 10^{-6}$	$5,29 \cdot 10^{-6}$	$4,83 \cdot 10^{-6}$	$4,12 \cdot 10^{-6}$
$\chi_{E1} = \chi_1 E$	15,01	13,42	11,49	10,48	8,95
$\chi_{E2} = \chi_2 E$	14,53	12,98	11,11	10,14	8,65

где  $\chi_1$  — для плоской деформации;  $\chi_2$  — для плоского напряженного состояния;  $E = 2,1 \cdot 10^6$  кг/см<sup>2</sup> — модуль упругости стали.

зование модели плоского напряженного состояния и, соответственно, параметра  $\theta_2$ .

Формулу (26) перепишем в следующем виде:

$$\varepsilon = \chi_i \frac{M}{B \cdot a^2}, \quad (27)$$

$$\text{где } \chi_i = \frac{\theta_i + 1}{2\pi \cdot G(1 + 4\beta_i^2)}.$$

С учетом того, что  $H = \eta \cdot h$  и  $a = 0,5\eta \cdot h$  — половина ширины опорной части колонны, получим:

$$\varepsilon = \chi_i \frac{4M}{B \cdot \eta^2 \cdot h^2}. \quad (28)$$

Величина  $\chi_i$  в зависимости от класса бетона и вида напряженного состояния приведена в табл. 3.

Из формулы (28) найдем величину  $C_m$  при  $\varepsilon = 1$

$$C_m = \frac{B \cdot \eta^2 \cdot h^2}{4\chi_i}. \quad (29)$$

Тогда

$$n = \frac{B \cdot \eta^2 \cdot h^2}{4\chi_i} \cdot \frac{\ell}{E \cdot J} \quad (30)$$

или, при  $\chi_{Ei} = \chi_i \cdot E$

$$n = \frac{B \cdot \eta^2 \cdot h^2}{4\chi_{Ei}} \cdot \frac{\ell}{J} \quad (31 \text{ а})$$

Для прямоугольного сечения единичной ширины (при  $J = h^3/12$  и  $h = i\sqrt{12}$ , где  $i$  радиус инерции сечения и при  $\lambda = \ell/i$ ), после элементарных преобразований, получим:

$$n = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{B \cdot \eta^2 \cdot \lambda}{\chi_{Ei}}. \quad (31 \text{ б})$$

Используя формулы (31 б) и (24), можно найти расчетную длину сжатого стержня с учетом размеров его опорной зоны, гибкости и упругих свойств основания. Для различных значений этих параметров в табл. 4 приведена величина  $\mu$  (при  $B = 1$ ).

Как видно из приведенной таблицы, величина  $\mu$  находится в пределах от 0,88 до 0,717 и в основном зависит от гибкости стержня  $\lambda$  и ширины его опорной части, определяемой коэффициентом  $\eta$ . Упругие свойства бетона, повышающиеся с увеличением его прочности, влияют относительно слабее. Также, очень слабо влияет принятая модель плоского напряженного или плоского деформированного состояния: разница составляет менее 1 %.

Очень важным отличием полученных результатов от предложений работы [3] является то, в нашем случае, коэффициент  $\mu$  увеличивается с уменьшением гибкости стержня  $\lambda$ . Это вполне объяснимо, так как с уменьшением гибкости стержня, возрастает его изгибная жесткость, а жесткость бетонного основания остается неизменной.

Коэффициент  $\mu$  может быть найден по приближенным формулам: при  $\eta = 1$

$$\mu \approx 1 - 0,067 \cdot \sqrt[4]{\lambda}, \quad (32)$$

при  $\eta = 2$

$$\mu \approx 0,95 - 0,1\sqrt[6]{\lambda}. \quad (33)$$

Полученные данные позволяют критично отнестись к тому, что для колонн, «жестко» прикрепленных к фундаменту анкерами и шарнирно опертых верхним концом, обычно принимается  $\mu = 0,7$ . Традиционно это объясняется тем, что анкерные болты препятствуют отрыву опорной плиты от фундамента и, следовательно, повороту опорного сечения

Таблица 4. Коэффициент расчетной длины  $\mu$  упруго-опертого стержня

Класс бетона					
Гибкость $\lambda^*$	7,5	10	12,5	15	20
Модель плоской деформации					
50	0,853** 0,765**	0,844 0,760	0,833 0,754	0,827 0,750	0,816 0,745
75	0,824 0,749	0,816 0,745	0,805 0,740	0,800 0,738	0,790 0,733
100	0,804 0,740	0,797 0,736	0,788 0,733	0,783 0,731	0,774 0,727
125	0,790 0,734	0,784 0,731	0,775 0,728	0,771 0,726	0,763 0,724
150	0,78 0,730	0,774 0,727	0,766 0,725	0,762 0,723	0,755 0,721
175	0,772 0,727	0,766 0,725	0,759 0,722	0,756 0,721	0,750 0,719
200	0,765 0,724	0,760 0,723	0,754 0,720	0,750 0,719	0,745 0,718
Модель плоского напряженного состояния					
50	0,850 0,764	0,842 0,759	0,831 0,753	0,824 0,749	0,814 0,744
75	0,821 0,748	0,814 0,744	0,803 0,739	0,798 0,737	0,788 0,733
100	0,802 0,739	0,795 0,736	0,786 0,732	0,781 0,730	0,772 0,727
125	0,788 0,733	0,782 0,730	0,774 0,727	0,769 0,726	0,762 0,723
150	0,778 0,729	0,772 0,727	0,765 0,724	0,761 0,723	0,754 0,720
175	0,770 0,726	0,765 0,724	0,758 0,722	0,754 0,721	0,748 0,719
200	0,764 0,724	0,759 0,722	0,753 0,720	0,749 0,719	0,744 0,717

\* Определяется при  $\mu = 1$ .  
 \*\* Верхняя цифра — при  $\eta = 1$ , нижняя — при  $\eta = 2$ .

колонны. Проведенные выше расчеты показывают, что из-за упругих деформаций бетона фундамента, даже при отсутствии отрыва плиты, происходит поворот опорного сечения и уменьшается степень защемления колонны по сравнению с жесткой заделкой, что приводит к увеличению ее расчетной длины ( $\mu > 0,7$ ).

## Выводы:

1. При расчете на устойчивость центрально-сжатых столбов и внецентренно-сжатых колонн из плоскости изгиба, определение их расчетной длины следует производить с учетом фактических условий работы опорных узлов независимо от наличия и количества анкерных болтов. Учет поворота опорного сечения колонн предлагается производить путем назначения соответствующего коэффициента расчетной длины  $0,707 < \mu < 1$ . Установлено, что расчетная длина колонны упруго опертого сжатого стержня уменьшается с увеличением его гибкости.

2. При учете упругой заделки свободно опертого стержня, предлагается вводить ограничения, связанные с условием сохранения контакта по всей ширине опорного сечения, для чего вводится ограничение по нагрузке, определяемое параметром  $\alpha_{lim}$ , зависящим от гибкости стержня и свойств упругого основания.

3. Исследование двух моделей упругого основания — линейного винклеровского и упругого полупространства показало, что модель упругого полупространства позволяет учесть положительное влияние упругой заделки стержня в большей степени, чем для первой модели.

4. Полученные формулы, позволяют определить коэффициент расчетной длины сжатого стержня  $\mu$ , свободно опертого на упругое основание с учетом фактических размеров опорной базы, гибкости стержня и прочности бетона.

## Литература

1. СНиП II-23—81\* Стальные конструкции. Нормы проектирования. М. ЦИТП. 1989. 96 с.
2. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23—81\*). — М.: Центральный институт типового проектирования. 1989. 149 с.
3. «Исследования по совершенствованию рамных конструкций и задача задания на их разработку» Тема 19-60-82. М., ЦНИИПроектстальконструкция им. Мельникова Н.П. 1982. 122 с.
4. Кремер Г. Журнал «Zement». № 4/ 1936. С. 52.
5. Павлюк Н.П. «Труды Ленинградского института инженеров коммунального строительства». Л., ОНТИ, вып. II. 1935.

6. Пановко Я.Г., Губанова И.И. Устойчивость и колебания упругих систем. М., Наука. 1979. 384 с.
7. Галин Л. А. Контактные задачи теории упругости и вязкоупругости. М., Наука. 1980. 304 с.
8. Вайнберг Д.В. Справочник по прочности, устойчивости и колебаниям пластин. Киев, Будівельник. 1973. 488 с.
9. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. — М.: Гостехиздат. 1946. 532 с.

## 2.8. РАСЧЕТНАЯ ДЛИНА СРЕДНИХ СТОЕК МНОГОПРОЛЕТНЫХ РАМ

При расчетах средних стоек многопролетных рам возникает вопрос определения их расчетной длины.

Рассмотрим двухпролетную раму, крайние стойки которой шарнирно оперты на фундаменты, а средняя жестко защемлена (рис. 1 а). Верх средней стойки шарнирно сопряжен с ригелем рамы, которая может деформироваться в своей плоскости, что приводит к увеличению расчетной длины стойки по сравнению со стойкой, верхний конец которой оперт неподвижно. Таким образом, схема для определения расчетной длины средней стойки многопролетной рамы может быть представлена в виде защемленного стержня опертого верхним концом на линейную упругую опору (рис. 1 б)

Горизонтальное перемещение верха средней стойки определим как сумму перемещений, вызванных деформированием ригеля и крайней стойки рамы при приложении в уровне ригеля горизонтальной силы  $P$  (рис. 1 в, г)

$$\Delta_{\Sigma} = \Delta_R + \Delta_S, \quad (1)$$

где  $\Delta_R$ ,  $\Delta_S$  — перемещение верха стойки, обусловленное деформированием ригеля и стойки соответственно.

При этом, в месте сопряжения ригеля и стойки будет действовать изгибающий момент  $M = 0,5P \cdot H$ .

Перемещение  $\Delta_R$  найдется как:

$$\Delta_R = H \cdot \varphi,$$

где  $\varphi$  — угол поворота опорного сечения ригеля от момента  $M$ :  $\varphi = M \cdot H / 3E \cdot J_R$ . Тогда

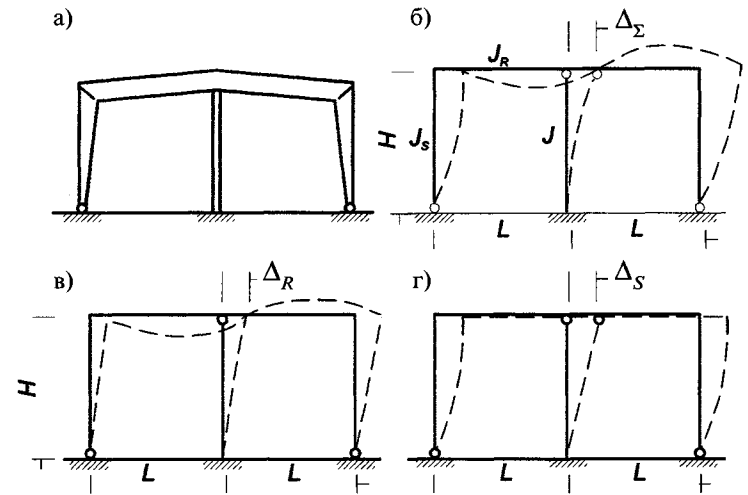


Рис. 1. К определению расчетной длины средней стойки рамы

$$\Delta_R = \frac{P \cdot L \cdot H^2}{6E \cdot J_R}. \quad (2)$$

Перемещение  $\Delta_S$  равно:

$$\Delta_S = \frac{P \cdot H^3}{6E \cdot J_S}. \quad (3)$$

Окончательно формула (1) запишется в виде:

$$\Delta_{\Sigma} = \frac{P \cdot L \cdot H^2}{6E \cdot J_R} + \frac{P \cdot H^3}{6E \cdot J_S}. \quad (4)$$

Введя  $k = \frac{L}{H} \cdot \frac{J_S}{J_R}$ , получим:

$$\Delta_{\Sigma} = \frac{P \cdot H^3}{6E \cdot J_S} (1 + k). \quad (5)$$

Соотношение  $J_S / J_R$  для реальных рам обычно находится в пределах от 0,5 до 1,0. Более точное значение этого соотношения следует определять с учетом фактической жес-

ткости стойки и ригеля. Момент инерции сечения стойки переменного сечения можно приближенно определять в ее верхней трети.

Для нашего случая уместна приближенная формула по определению  $\mu$

$$\mu = 0,7 \leq \sqrt{\frac{n_1 + 18}{2n_1 + 4,5}} \leq 2,0. \quad (6)$$

Здесь  $n_1 = C_n \cdot \ell^3 / E \cdot J$ , где  $C_n$  — коэффициент жесткости упругой опоры, равный значению реактивной силы, возникающей при смещении опоры на 1,0;  $\ell$  — геометрическая длина средней стойки;  $J$  — момент инерции сечения средней стойки в плоскости рамы.

Величину  $C_n$  найдем из формулы (5) при  $\Delta_\Sigma = 1$

$$C_n = \frac{6E \cdot J_S}{(1+k)H^3}. \quad (7)$$

Тогда

$$n_1 = \frac{6}{1+k} \cdot \frac{J_S}{J} \cdot \left(\frac{\ell}{H}\right)^3. \quad (8 \text{ а})$$

Введем  $m = J / J_S$ ,  $p = \ell / H$  и получим:

$$n_1 = \frac{6p^3}{m(1+k)}. \quad (8 \text{ б})$$

Окончательно:

$$\mu = \sqrt{\frac{p^3 + 3m(1+k)}{2p^3 + 0,75m(1+k)}}. \quad (9)$$

При числе пролетов рамы  $N$  более двух следует учитывать взаимное влияние средних стоек. Тогда формула для определения коэффициента  $\mu$  будет иметь вид:

$$\mu = \sqrt{\frac{p^3 + 3m(1+k)(N-1)}{2p^3 + 0,75m(1+k)(N-1)}}. \quad (10)$$

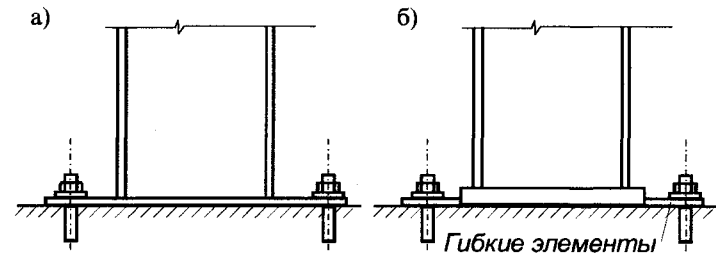


Рис. 2. Опорные узлы средних стоек повышенной податливости

При учете упругих деформаций фундамента, расчетная длина средней стойки находится с учетом данных предыдущего раздела

$$\mu = \sqrt{\frac{3 + 1,3n}{n \cdot n_1 + 3(n + n_1)}} \geq 1,0, \quad (11)$$

где  $n_1$  определяется по формуле (8 б) настоящего раздела;  $n$  — по формуле (31 б) раздела 2.7.

Как показывают расчеты, коэффициент расчетной длины жестко опертых средних стоек многопролетных рам имеет существенный разброс ( $\mu = 0,8+1,5$  и более). Кроме того, при жестком сопряжении средних стоек с фундаментами, при действии на рамы горизонтальных нагрузок в этих стойках возникают изгибающие моменты, отрицательно влияющие на их устойчивость и существенно повышающие металлоемкость.

Для предотвращения этого, в ряде случаев (кроме случая использования средних стоек как элементов жесткости всей рамы), становится рациональным применение податливой опоры стоек на фундаментах. При этом расчетная длина имеет фиксированное значение ( $\mu = 1,0$ ), податливая опора позволяет избежать негативного влияния опорных изгибающих моментов, а сами стойки рассчитываются как центрально-сжатые колонны.

К отрицательным качествам податливой опоры средних стоек относится сложность монтажа, так как требуется дополнительное раскрепление стоек. Избежать этого можно путем применения расширенных баз стоек с тонкими опорными пластинами (рис. 2 а) или специальными гибкими эле-

ментами (рис. 2 б) и разнесенными, в плоскости рамы, анкерными болтами. Такие узлы имеют достаточную жесткость при монтаже стоек и практически не воспринимают изгибающих моментов при работе многопролетных рам на горизонтальные нагрузки.

Так как средние стойки обычно имеют двутавровое сечение, развитое в плоскости рамы, следует стремиться к обеспечению жесткой заделки ее опорного сечения в плоскости наименьшей жесткости, т.е. из плоскости рамы.

## Литература

1. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23—81\*). М. ЦИТП. 1989. 149 с.

## 2.9. ОБЩАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### ВВЕДЕНИЕ

Несущую способность тонкостенных рамных конструкций во многих случаях определяет их устойчивость по плоской или изгибно-крутильной формам.

Потеря устойчивости по плоской форме может происходить в плоскости рамы по симметричной или кососимметричной форме (рис. 1 а, б). Потеря устойчивости по изгибно-крутильной форме происходит между точками раскрепления рамы поперечными связями (рис. 1 в).

Специальные справочники [1] и действующие нормы [2] содержат данные по расчету на устойчивость относительно простых рам или их элементов. Более сложные случаи, соответствующие работе реальных конструкций, обычно приводят к необходимости применения громоздкого математического аппарата или численных методов, что не всегда приемлемо в инженерной практике.

Вместе с тем, необходимость таких расчетов весьма велика и поэтому ниже будут приведены некоторые методы расчета рамных конструкций переменного сечения на устойчивость по изгибно-крутильной и плоской формам, почерпнутые из различных источников, а также предложена методика расчета, основанная на использовании стержневой аналогии.

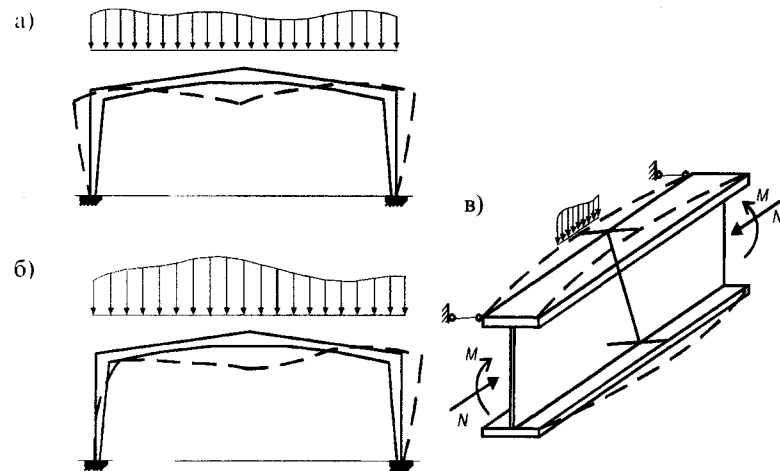


Рис. 1. Потеря устойчивости рамы по плоской и изгибно-крутильной формам

### 2.9.1. НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ РАМ

Прежде всего, оценим параметры, характеризующие напряженное состояние элементов рам, а именно:

- долю напряжений в сечении от продольной силы и изгибающего момента;
- диапазоны изменения приведенного эксцентриситета  $m_{ef}$ ;
- соотношение усилий в элементе от нагрузок, действующих непосредственно на него в промежутке между точками раскрепления и глобальных усилий, приходящихся с соседних элементов.

Для оценки этих параметров рассмотрим однопролетную шарнирно опорную раму, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой (рис. 2 а). Так как расчеты носят оценочный характер, для определения усилий используем формулы, приведенные в [1] и усредненные характеристики сечений ригеля и стойки. Горизонтальными нагрузками, действующими в рамные конструкции (ветер, краны) пренебрежем, ввиду их относительно малого влияния на общее напряженное состояние рамы.

Изгибающие моменты в месте сопряжения ригеля со стойкой рамы  $M_s$  и в середине пролета  $M_r$  (согласно [1]) будут равны:

$$M_s = \frac{q \cdot L^2}{4(3+2k)}; M_r = \frac{q \cdot L^2}{8} \left( \frac{2}{3+2k} - 1 \right). \quad (1)$$

Продольные силы в стойке  $N_s$  и ригеле рамы  $N_r$  находим по формуле

$$N_s = \frac{q \cdot L}{2}; N_r = \frac{q \cdot L^2}{4H(3+2k)}. \quad (2)$$

В формулах (1) и (2)  $H$  и  $L$  высота и пролет рамы;  $k = J_r \cdot H / J_s \cdot L$  — соотношение погонных жесткостей ригеля и стоек рамы.

Относительный эксцентриситет продольной силы для сжато-изогнутого элемента равен:

$$m = \frac{M \cdot A}{N \cdot W}, \quad (3)$$

где  $M, N$  — изгибающий момент и продольная сила, действующие в элементе рамы;  $A, W$  — площадь и момент сопротивления сечения элемента.

Для симметричного двутавра:

$$A = 2A_f + t_w \cdot h_w; W = A_f \cdot h_w + \frac{t_w \cdot h_w^2}{6}, \quad (4)$$

откуда, при  $\alpha = A_f / t_w \cdot h_w$

$$\frac{A}{W} = \frac{1}{h_w} \cdot \frac{2+\alpha}{\alpha+0,1667}. \quad (5)$$

Вводя  $\psi = \frac{2+\alpha}{\alpha+0,1667}$ , получим:

$$\frac{A}{W} = \frac{\psi}{h_w}. \quad (6)$$

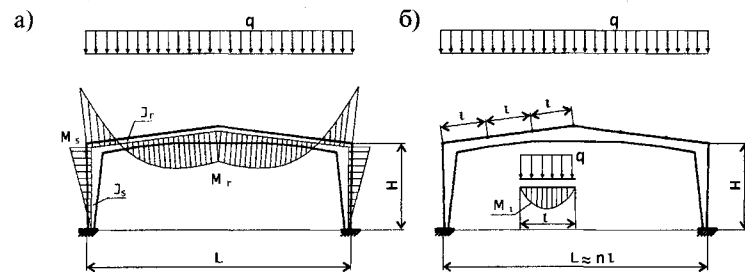


Рис. 2. К определению напряженного состояния элементов рам

Для сварных двутавров при  $\alpha \approx 0,4 \div 0,8$ ,  $\psi \approx 2,7 \div 3,2$ .

Из опыта реального проектирования для однопролетных рам переменного сечения можно принять следующие равенства:  $L/h_s = 20 \div 35$ ;  $H/h_s = 6 \div 12$ ;  $L/h_r = 20 \div 35$ ;  $L/h_r = 20 \div 35$ ;  $H/L \approx 0,15 \div 0,5$ ;  $k = 0,15 \div 0,75$ ;  $1/2(3+2k) = 0,11 \div 0,15$ .

Относительный эксцентриситет для стойки, с учетом формул (1), (2), (3) и (6) будет равен

$$m_s = \frac{L}{2(3+2k)} \cdot \frac{\psi}{h_s}. \quad (7)$$

С учетом полученных диапазонов изменения параметров, входящих в формулу (7), найдем, что величина относительного эксцентриситета для стойки находится в пределах  $m_s \approx 6 \div 17$ . Приведенный эксцентриситет элементов рам двутаврового сечения определим в соответствии с [2] по формуле  $m_{ef.s} = \eta \cdot m_s$ , где коэффициент влияния формы сечения для двутаврового элемента рамы, приближенно равный  $\eta \approx 1,25$ . Тогда  $m_{ef.s} \approx 7,6 \div 21$ .

Аналогично — для ригеля рамы:

а) в зоне сопряжения со стойкой

$$m_{ef.sr} = \eta \cdot \frac{H \cdot \psi}{h_{wr}} \approx 20 \div 48; \quad (8)$$

б) в пролете

$$m_{ef.r} = \eta \cdot \frac{H \cdot \psi}{h_r} \cdot \frac{2k+1}{2} \approx 13 \div 60. \quad (9)$$

Далее найдем диапазоны изменения относительной величины нормальных напряжений возникающих от действующей в элементе продольной силы. Формулу для проверки прочности сечения рамы

$$\frac{N}{A \cdot R_y} + \frac{M}{W \cdot R_y} = 1, \quad (10)$$

преобразуем в следующем виде:

$$k_{\sigma N} = \frac{N}{A \cdot R_y} = \frac{1}{\left(1 + \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W}\right)} = \frac{1}{1+m}. \quad (11)$$

Учитывая принятые выше диапазоны изменения относительного эксцентриситета  $m$ , определим долю напряжений от продольной силы для различных элементов рамы:

- в стойке: при  $m_{ef,s} \approx 7,6 \div 21$   $k_{\sigma N} \approx 0,06 \div 0,12$ ;
- в ригеле у стойки: при  $m_{sr} \approx 20 \div 48$   $k_{\sigma N} \approx 0,026 \div 0,059$ ;
- в пролете ригеля: при  $m_r \approx 13 \div 60$   $k_{\sigma N} \approx 0,020 \div 0,087$ .

Эти данные относятся к сечениям рамы, в которых действуют максимальные изгибающие моменты, т.е. возникающие в зоне сопряжения стоек с ригелем и в его середине. В остальных сечениях, изгибающие моменты существенно меньше при приблизительно одинаковой продольной силе, и поэтому приведенные эксцентриситеты в этих местах также будут меньше. Сечения рам здесь обычно сильно недогружены и опасность потери их устойчивости значительно меньше, чем в рассматриваемых выше зонах.

Далее определим соотношение усилий в отдельном элементе рамы от нагрузок, действующих непосредственно на рассматриваемый элемент, и усилий, приходящихся на него с примыкающих элементов. Для этого также рассмотрим однопролетную раму, загруженную равномерно распределенной нагрузкой. Будем считать, что элементы рамы закреплены от потери устойчивости по изгибно-крутильной форме поперечными связями, расположенными на расстоянии  $\ell$  друг от друга (рис. 2 б). Обычно такие связи распо-

гают в местах установки обычных горизонтальных связей, размеры ячейки которых приблизительно равны шагу рам. Общее число таких участков обозначим через  $n$ , тогда длина одного участка будет равна  $\ell = L/n$ .

Рассматривая раскрепленный участок рамы как шарнирно-опертую балку пролетом  $\ell$ , найдем локальный изгибающий момент  $M_\ell$  от нагрузки  $q$

$$M_\ell = \frac{q\ell^2}{8} = \frac{q}{8} \left(\frac{L}{n}\right)^2. \quad (12)$$

Сравним локальный момент  $M_\ell$  с глобальными изгибающими моментами, действующими в раме как в единой конструкции. Моменты в ригеле определим по формулам [1] и представим их в виде:

$$M_s = \frac{q \cdot L^2}{8} \cdot \frac{2}{(3+2k)} = \frac{q \cdot L^2}{8} \cdot \psi_s; \quad (13 \text{ а})$$

$$M_r = \frac{q \cdot L^2}{8} \left(1 - \frac{2}{3+2k}\right) = \frac{q \cdot L^2}{8} \cdot \psi_r. \quad (13 \text{ б})$$

Соотношение локальных моментов с глобальными:

— в месте сопряжения ригеля со стойкой:

$$\eta_s = \frac{M_\ell}{M_s} = \frac{q}{8} \left(\frac{L}{n}\right)^2 \cdot \frac{8}{q \cdot L^2} \cdot \frac{1}{\psi_s} = \frac{1}{\psi_s \cdot n^2}; \quad (14 \text{ а})$$

— в пролете ригеля

$$\eta_r = \frac{M_\ell}{M_r} = \frac{q}{8} \left(\frac{L}{n}\right)^2 \cdot \frac{8}{q \cdot L^2} \cdot \frac{1}{\psi_r} = \frac{1}{\psi_r \cdot n^2}. \quad (14 \text{ б})$$

Используя полученные ранее диапазоны изменения параметра  $k$ , получим, что  $\psi_s \approx 0,44 \div 0,6$  и  $\psi_r \approx 0,4 \div 0,56$ .

Число участков ригеля  $n$ , раскрепленных связями с ша-

Таблица 1. Относительная доля локальных изгибающих моментов  $\eta_s$  и  $\eta_r$  для расчетного участка ригеля рамы

$L, \text{ м}$	18	24	36	48	60
$n$	4	4	6	8	10
$\eta_s$	0,10±0,14	0,10±0,14	0,05±0,06	0,026±0,036	0,017±0,023
$\eta_r$	0,11±0,16	0,11±0,16	0,05±0,07	0,028±0,039	0,018±0,025

гом  $\ell \leq 6$  м для рам различных пролетов приведено в табл. 1. Там же приведены значения параметров  $\eta_s$  и  $\eta_r$ .

Как видно из таблицы, нагрузки, действующие непосредственно на расчетный элемент рамы, вызывают в нем изгибающие моменты, не превышающие по величине нескольких процентов от максимальных глобальных моментов, получаемых при расчете рамы как единой конструкции. Это говорит о том, что вклад поперечных сил, действующих на элемент рамы в суммарную энергию деформирования элемента весьма невелик, а основная доля приходится на глобальные изгибающие моменты, действующие на концах расчетного элемента.

Обобщим вышесказанное:

а) преобладающими усилиями, действующими в элементах однопролетных рам, являются изгибающие моменты. Величина приведенных эксцентриситетов в наиболее напряженных сечениях ригеля находятся в пределах от 13 до 60; в стойке от 7,6 до 21. Для многопролетных рам приведенные эксцентриситеты в ригеле будут еще больше;

б) напряжения от продольных сил в элементах рам незначительны, и равны  $(0,02\pm 0,09) R_y$  в ригеле и  $(0,06\pm 0,12) R_y$  в стойках;

в) основной вклад в напряженное состояние элементов рам, расположенных между поперечными связями вносят глобальные усилия, возникающие при работе рамы как единой системы. Усилия от нагрузок, действующих непосредственно на рассматриваемый элемент, составляют всего 2÷10 % от общих усилий, действующих в элементе (при пролетах рамы 24 м и более).

## 2.9.2. УСТОЙЧИВОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ИЗГИБНО-КРУТИЛЬНОЙ ФОРМЕ

### 2.9.2 А. К ИСТОРИИ ВОПРОСА

Первыми исследованиями, посвященными задачам устойчивости плоской формы изгиба двутавровых балок, являются работы С.П. Тимошенко, выполненные до 1905 года и обобщенные в известной монографии [10]. Им были решены задачи устойчивости балок симметричного двутаврового сечения при действии на них изгибающего момента сосредоточенной силы или распределенной поперечной нагрузки. Работы С.П. Тимошенко явились основой для дальнейших исследований в этой области.

Точное решение по определению критических нагрузок шарнирно-опорного моносимметричного двутавра при чистом изгибе приведено в работах В.З. Власова [6] и Ф.Блейха [17]. Следуя работе [17], выражение для определения критического момента записывается в следующем виде:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{\ell} \sqrt{E \cdot J_y \cdot G \cdot J_t} \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{\ell}\right)^2 \cdot \frac{E \cdot J_{\omega}}{G \cdot J_t}}, \quad (15)$$

где  $\ell$  — длина балки (расстояние между точками раскрепления рамы поперечными связями);  $J_y$  — момент инерции сечения двутавра относительно оси  $y$ , проходящей вдоль стенки;  $J_y \approx J_1 + J_2$ , где  $J_1$  и  $J_2$  — моменты инерции полок относительно оси  $y$ ;  $J_t$  — момент инерции двутаврового сечения при свободном кручении  $J_t \approx 0,416(b_1 \cdot t_1^3 + b_2 \cdot t_2^3 + h \cdot t_w^3)$ ;  $J_{\omega}$  — секториальный момент инерции сечения:  $J_{\omega} = h^2 \cdot J_1 \cdot J_2 / (J_1 + J_2)$ ;  $G$  — модуль сдвига.

При действии на торцах рассматриваемого элемента различных изгибающих моментов  $M_1 \neq M_2$  (рис. 3 б, в, г) его устойчивость должна быть выше, чем для случая чистого изгиба при  $M_1 = M_2$ . Для этих случаев в [1] приводится график поправочных коэффициентов  $\eta$ , величина которых зависит от соотношения торцевых изгибающих моментов  $\chi = M_1 / M_2$ . Аналогичные данные приведены и в [14]. Согласно [1] и [14] коэффициент  $\eta$  вводится непосредственно в формулу для определения критического момента и тогда



$$M_{cr} = \eta \frac{\pi}{\ell} \sqrt{E \cdot J_y \cdot G \cdot J_t} \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{\ell}\right)^2 \cdot \frac{E \cdot J_{\omega}}{G \cdot J_t}}, \quad (16)$$

Значения коэффициента  $\eta$  определенные по графику из [1] для наиболее невыгодного соотношения параметров сечения балки и ее пролета приведены в табл. 2. Приблизительно  $\eta \approx (0,75 + 0,25\chi)^{-2}$  при  $\chi \geq -0,55$ ;  $\eta \approx 2,5$  при  $\chi < -0,55$ .

По сути, для элементов постоянного сечения коэффициент  $\eta$  зависит не столько от соотношения изгибающих моментов  $M_1$  и  $M_2$ , сколько от соотношения напряжений, действующих в сжатой полке по концам элемента. Это позволяет использовать коэффициент  $\eta$  и для элементов с переменной высотой стенки, нагруженных кроме изгибающих моментов и продольной силой, если вместо соотношения  $M_1/M_2$  использовать соотношение напряжений в рассматриваемой полке, т. е.  $\chi = \sigma_1 / \sigma_2$ .

Общее приближенное решение для двутавра (симметричного или моносимметричного) с упруго-заделанными концами, нагруженного изгибающими моментами, продольной силой и поперечной нагрузкой, дано Е. Хваллой [7] и представлено в работе [8]. Согласно этому критическое напряжение в таком элементе, в упругой стадии работы, определяется по формуле:

$$\sigma_{cr} = \sigma \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}{G_1} \left( G_2 \pm \sqrt{G_2^2 + G_1 \cdot G_3} \right),$$

где  $\sigma = N/A + M/W_c$  — максимальные напряжения в сжатой полке от продольной силы и изгибающего момента;

$$G_1 = \left( \frac{q \cdot \ell^2}{9,2} + \frac{M_1 + M_2}{2} \right)^2 - N \left[ N \cdot i_p^2 - q \cdot \ell^2 \left( \frac{\nu}{\pi^2} + \frac{r_x}{17,24} \right) + r_x \cdot \frac{M_1 + M_2}{2} \right];$$

$$G_2 = G_{2q} + G_{2M} - G_{2P} \text{ при } G_{2q} = 0,109q(y_s - 0,466\nu - 0,267r_x);$$

$$G_{2M} = \frac{M_1 + M_2}{2\ell^2} \left( y_s - \frac{r_x}{2} \right) \text{ и } G_{2P} = \left( c^2 + i_p^2 + y_s^2 + \frac{\varepsilon \cdot \ell^4}{\pi^4 \cdot E \cdot J_y} \right);$$

Таблица 2. Значения коэффициента  $\eta$ 

$\chi$	1	0,8	0,6	0,4	0,2	0	-0,2	-0,4	-0,6	-0,8	-1,0
$\eta$	1,0	1,09	1,22	1,37	1,55	1,71	2,01	2,42	2,57	2,6	2,6

$$G_3 = \frac{1}{\ell^4} \left( c^2 + \frac{\varepsilon \cdot \ell^4}{\pi^4 \cdot E \cdot J_y} \right).$$

В формулах Е. Хваллы приняты следующие обозначения:  $i_p$  — полярный радиус инерции относительно центра изгиба сечения:  $i_p = \sqrt{(J_x + J_y)/A}$ ;  $\nu$  — расстояние от точки приложения поперечной нагрузки до центра тяжести двутавра. При приложении нагрузки непосредственно к поясу, расстояние  $\nu$  равно расстоянию от центра тяжести сечения до крайней фибры сжатой полки  $h_1$ ;  $\varepsilon$  — коэффициент жесткости (податливости) опор при скручивании. При свободном повороте опорных сечений  $\varepsilon = 0$ ;

$$y_s = J_y (h_1 \cdot J_{y1} - h_2 \cdot J_{y2});$$

$$c^2 = \frac{J_{\omega}}{J_y} + 0,039(\mu \cdot \ell)^2 \frac{J_t}{J_y};$$

$$r_x = \frac{1}{J_x} \left[ y_s \cdot J_y + A_{f1} \cdot h_1^3 - A_{f2} \cdot h_2^3 + 0,25t_w (h_1^4 - h_2^4) \right],$$

$\mu$  — коэффициент расчетной длины сжатого пояса при продольном изгибе:  $0,5 \leq \mu \leq 1,0$  и зависит от влияния на рассматриваемый элемент соседних элементов рамы (их длины, сечения, раскреплений, нагруженности и т.д.).

Как было замечено Ф. Блейхом [17], формулы Е. Хваллы содержат погрешности, связанные с заменой пространственного тонкостенного двутаврового стержня его моделью в виде сплошного стержня с подобными характеристиками изгибной и крутильной жесткости.

Рекомендации действующих норм [2] и [3] по расчету двутавровых балок на устойчивость, в основном базируются на работах С.П. Тимошенко, В.З. Власова, Г.М. Чувикина и

других авторов. Рекомендации этих норм, в некоторых случаях, могут быть применены при расчете и элементов рам на устойчивость по изгибно-крутильной форме. Вместе с тем, специфические особенности рамных конструкций и их напряженного состояния могут привести к существенным ошибкам при расчетах непосредственно по нормам без учета этих особенностей.

### 2.9.2Б. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА УСТОЙЧИВОСТЬ ПО ИЗГИБНО-КРУТИЛЬНОЙ ФОРМЕ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ДЕЙСТВУЮЩИХ НОРМ

Если выделить элемент рамы, то его расчетную схему можно представить в виде двутаврового элемента, раскрепленного от закручивания поперечными связями и нагруженного на концах изгибающими моментами в плоскости и из плоскости стенки, осевой продольной силой и продольными силами, действующими в уровне поясов, а также распределенными и сосредоточенными поперечными нагрузками (рис. 3 а). Изгибающие моменты могут иметь одинаковые или различные значения (рис. 3 б, в, г).

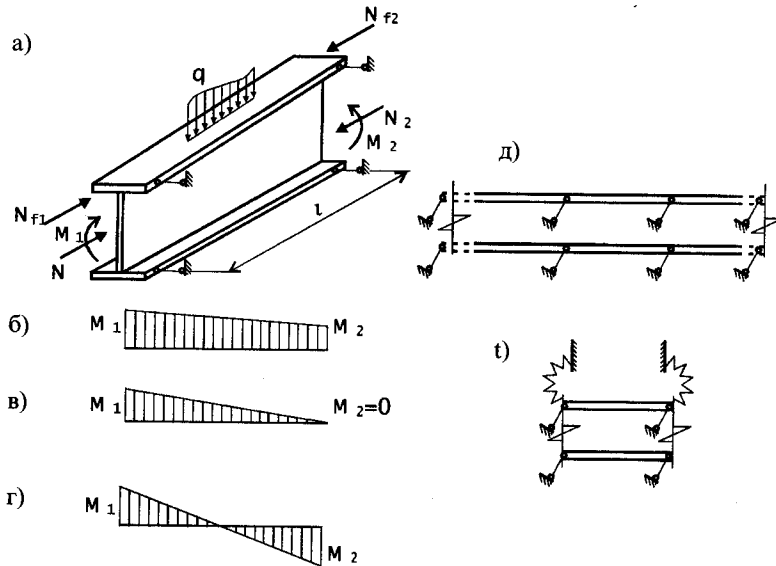


Рис. 3. Расчетные схемы элементов рам

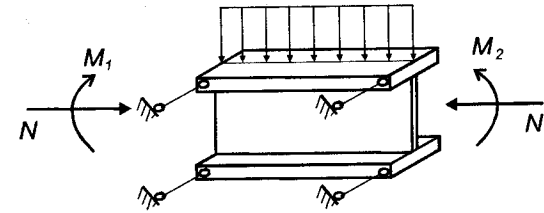


Рис. 4. Рабочая схема для расчета элемента рамы на общую устойчивость

На устойчивость выделенного элемента рамы будут влиять соседние элементы, причем это влияние может быть как положительным, увеличивающим несущую способность элемента по изгибно-крутильной форме потери устойчивости, так и отрицательным.

Кроме этого, на устойчивость элемента будут влиять поперечные ребра, фланцы и прочие элементы, повышающие его жесткость при кручении, а также промежуточные связи в виде прогонов кровли или стен, подкосов и других элементов.

В такой постановке расчет на устойчивость элемента рамы представляет собой весьма сложную задачу, которая может быть решена аналитически только в отдельных случаях. Попытки решения аналогичных задач для элементов прямоугольного сечения с некоторыми упрощениями изложены в работах [4] и [5]. Аппарат, использованный в этих работах, может быть (с некоторыми модификациями) применен и к расчету двутавровых элементов рам, но сложность решения навряд ли сделает его пригодным для широкого практического использования.

Очевидно, оптимальным путем может быть построение относительно простой методики расчета элементов рам на устойчивость, основанной на действующих нормах расчета стальных конструкций, с корректировкой, учитывающей влияние дополнительных продольных сил и изгибающих моментов из плоскости стенки, асимметрии сечения и т.д.

Вначале несколько упростим расчетную схему элемента рамы (рис. 4), сделав следующие допущения.

1. Элемент переменного сечения заменяется элементом постоянного сечения. При этом могут использоваться методы, аналогичные изложенным, например, в работе [14], где в

расчете используется минимальное сечение элемента с соответствующей корректировкой действующих усилий.

2. На торцы элемента в плоскости стенки двутавра действуют одинаковые или различные по величине расчетные изгибающие моменты, определяемые с учетом глобальных и локальных моментов. При этом расчетные моменты могут иметь одинаковый или различный знак;

3. Ограничение величины осевой продольной силы и изгибающих моментов, действующих из плоскости двутавра производится исходя из условия недопущения фибровой текучести в сжатой полке двутавра.

4. Расчет устойчивости элементов рамы производится как для изгибаемых симметричных или моносимметричных двутавров;

5. Влияние соседних участков рамы, учитывается путем назначения соответствующего коэффициента расчетной длины рассматриваемого участка.

Вначале рассмотрим методику расчета таких элементов по изгибно-крутильной форме потери устойчивости согласно нормам расчета строительных стальных конструкций [2].

При расчете элементов рам на устойчивость, в которых действуют изгибающие моменты и продольные силы (согласно [2]), возникает вопрос об отнесении этих элементов либо к внецентренно-сжатым, либо к изгибаемым, и применении соответственно тех или иных моделей и формул для их расчета. Расчеты для этих групп [2] имеют принципиальные различия. Так, изгибаемые элементы рассчитываются на устойчивость по формуле:

$$\frac{M}{\varphi_b \cdot W_c} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (17 \text{ а})$$

а сжато-изогнутые из плоскости действия момента по формуле

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (17 \text{ б})$$

Интересно отметить, что в граничной области работы элемента рамы, формулы (16 а) и (16 б) должны давать примерно одинаковые оценки несущей способности, т.е.

$$\frac{M}{\varphi_b \cdot W} \approx \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A}. \quad (18)$$

Отсюда найдем, что между величиной относительного эксцентриситета  $m$  и соотношением коэффициентов устойчивости, должна существовать зависимость

$$m \approx \frac{\varphi_b}{c \cdot \varphi_y}. \quad (19)$$

В качестве критерия при решении вопроса по отнесению элементов к сжато-изогнутым или изгибаемым, будем руководствоваться положениями норм [2] о том, что к изгибаемым относятся те элементы, в которых напряжения от продольных сил не превышают  $0,1R_y$ , а приведенный эксцентриситет  $m_{ef} \geq 20$ . В пособии [12] приводится уточнение, что к изгибаемым элементам относятся те элементы, в которых приведенный эксцентриситет  $m_{ef} \geq 10$ .

Как видно из предыдущих расчетов, элементы ригеля рамы могут быть условно отнесены к изгибаемым, так как в них действуют весьма небольшие напряжения от продольной силы, не превышающие  $0,1R_y$ , а приведенный эксцентриситет, в среднем, больше 20 по [2] и, тем более 10 по [12]. В тех случаях, когда приведенный эксцентриситет меньше 20 или 10, а напряжения от продольной силы несколько больше  $0,1R_y$ , проверка устойчивости элементов ригеля рамы может проводиться одновременно как для изгибаемых, так и для сжато-изогнутых элементов.

Принимая во внимание то, что в соответствии с [2], предельное значение относительных напряжений от продольной силы  $k_{\sigma N} = 0,1$  (11), найдем соответствующую величину приведенного эксцентриситета:  $m_{ef} = 9$ . И наоборот, при  $m_{ef} = 20$ , величина  $k_{\sigma N} = 0,0476$ . Таким образом, рекомендации норм по граничным значениям приведенного эксцентриситета и относительных напряжений от продольной силы, при которых расчет элементов на устойчивость производится либо как изгибаемых, либо как сжато-изогнутых, существенно перекрывают друг друга. При граничном зна-

чении эксцентриситета  $m_{ef} \geq 10$  по [2], эти области имеют практически общие границы.

Для проверки устойчивости изгибаемо-сжатого элемента рамы как изгибаемого по формуле (16 а), введем в нее корректирующий коэффициент  $\chi_N \leq 1$ , учитывающий влияние продольной силы и изменение изгибающего момента по длине элемента

$$\frac{M_{ef}}{\chi_N \cdot \Phi_b \cdot W_c} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (20)$$

Для определения параметра  $\chi_N$  используем работу [9], в которой приведено сопоставление норм различных стран для расчета изгибаемых и сжато-изгибаемых элементов. Так, при относительном эксцентриситете  $m_x \geq 15$ , что в абсолютном большинстве случаев, характерно для ригелей рам, проверку устойчивости производят из условия достижения фибровыми напряжениями расчетного сопротивления стали по формуле

$$\frac{M_{ef}}{\Phi_b \cdot W_c} \left( 1 + \frac{1}{m_x} \right) \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (21)$$

Развернув формулу (21) и, учитывая, что  $m_x = M \cdot A / N \cdot W$ , придем к простому выражению, согласно которому напряжения от изгибающего момента и продольной силы просто суммируются

$$\frac{M_{ef}}{W_c} + \frac{N}{A} \leq \Phi_b \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad (22 а)$$

$$\text{или } \sigma_M + \sigma_N \leq \Phi_b \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (22 б)$$

где  $\sigma_M = M / W_c$ ;  $\sigma_N = N / A$ .

Таким образом, коэффициент  $\chi_N$ , входящий в формулу 20, будет равен:

$$\chi_N = \frac{1}{1 + \frac{1}{m_x}} \quad \text{или} \quad \chi_N = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_N}{\sigma_M}}. \quad (23)$$

Учитывая данные раздела 2.9.1, где приводятся диапазоны изменения относительного эксцентриситета  $m_x$  для рам, получим, что наличие продольной силы снижает несущую способность их стоек на 5—12 %, а ригелей — на 2—5 % по сравнению с простым изгибом.

В качестве универсальной формулы, описывающей взаимодействие продольной силы и изгибающего момента при потере устойчивости двутавра по изгибно-крутильной формуле может быть использована зависимость:

$$\frac{N}{N_{cr}} + \frac{M}{M_{cr}} \leq 1. \quad (24)$$

Принимая во внимание формулу (24), где  $N_{cr} = \Phi_y \cdot A \cdot R_y$  и  $M_{cr} = \Phi_b \cdot W_c \cdot R_y$  и, вводя вместо единицы коэффициент условия работы  $\gamma_c$ , получим формулу, рекомендуемую [12] для случаев, когда  $m_x \geq 10$ , а именно:

$$\frac{N}{A \cdot \Phi_y} + \frac{M_x}{W_c \cdot \Phi_b} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (25)$$

Структуру, аналогичную формулам (22 а) и (22 б), имеют формулы норм [3] для проверки изгибно-крутильной устойчивости элементов мостовых конструкций, руководящих материалов по проектированию стальных конструкций США [13] и других стран (Япония, Германия и др.), причем в этих источниках нет ограничений по минимальной величине относительного эксцентриситета  $m_x$ . Очевидно, с некоторой осторожностью, формула 22 б может быть применена и для других случаев, оговоренных в [2], т.е. при выполнении условия  $N / A \cdot R_y \leq 0,1$ , под которое попадает большинство элементов рам. В остальных случаях, следует одновременно применять формулы [2] для внецентренно-сжатых элементов, и формулы, приведенные выше с сопоставлением итоговых результатов.

Следует отметить, что приведенные выше формулы по своей структуре близки к известной формуле Ф.С. Ясинского для расчета сжато-изгибаемых стержней на устойчивость, которая в принятых обозначениях имеет вид:

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot A} + \frac{M}{W_c} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (26)$$

Согласно исследованиям С.Д. Лейтеса [16], формула Ф.С. Ясинского завышает несущую способность сжато-изогнутого стержня приблизительно на 6—8 % при гибкости 80—120. При этом, как отмечает С.Д. Лейтес, в качестве основного «дефекта» формулы Ясинского обычно указывают не на ее погрешность, а на произвольность ее структуры. По большому счету, формула (25) имеет приблизительно такую же «произвольность», как и формула Ясинского.

Далее рассмотрим нормативные методы расчета элементов по изгибно-крутильной форме потери устойчивости, применяемые в мостостроении [3], которые отличаются от норм расчета строительных конструкций [2]. В нормах [3], независимо от напряженного состояния элемента (изгибаемого, центрально- или внецентренно-сжатого), использован следующий основной алгоритм расчета:

1. Определяется гибкость элемента  $\lambda$  с учетом характера нагружения и опирания элемента;

2. В зависимости от гибкости и относительного эксцентриситета по одной и той же таблице определяется коэффициент  $\varphi$ , учитывающий снижение расчетного сопротивления для сжатых или сжато-изгибаемых элементов:  $\varphi$  — для расчета центрально- и внецентренно-сжатых элементов при плоской форме потери устойчивости;  $\varphi_c$  — для расчета этих же элементов по изгибно-крутильной форме;  $\varphi_b$  — для расчета на устойчивость сжатых поясов балок.

3. Коэффициенты  $\varphi_i$  подставляются в соответствующие формулы для расчета устойчивости элементов. При этом влияние дополнительных усилий (изгибающих моментов, действующих в плоскости и из плоскости элементов) производится напрямую, путем простого сложения напряжений в проверочных формулах, что совпадает с формулами (22 а) и (22 б), применяемых при расчетах строительных конструкций. Общий вид формулы для проверки элемента на устойчивость, согласно [3], имеет вид:

$$\sigma_N + \sigma_{M_x} + \sigma_{M_y} \leq \varphi_i \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad (27)$$

где  $\sigma_N, \sigma_{M_x}, \sigma_{M_y}$  — напряжения от продольной силы и изгибающих моментов в плоскостях  $x$  и  $y$ .

Такой подход имеет определенные преимущества, в частности, простоту и логику основных формул; единый подход к расчету различных конструкций и т.д.

Проверка устойчивости балок, согласно [3], производится по формуле (обозначения приняты по [2])

$$\frac{M}{W_c} \leq \varphi_b \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad (28)$$

Здесь  $\varphi_b$  зависит от гибкости сжатого пояса  $\lambda$  и марки стали (предела текучести). Гибкость пояса  $\lambda$  определяется по формуле

$$\lambda = \pi \sqrt{\frac{E \cdot W_c}{M_{cr}}} \quad (29)$$

где  $M_{cr}$  — критический момент, определяемый по теории тонкостенных стержней при заданных условиях нагружения и закрепления балки.

В соответствии с полученными ранее данными, по определению напряженного состояния элемента рамы, преобладающими усилиями, действующими на него, являются изгибающие моменты, приложенные на концах элемента. В этом случае критический изгибающий момент определится с учетом коэффициента  $\eta$  по формуле (16).

Значения коэффициента  $\varphi_b$  для сталей 16Д ( $R_y = 2200$  кг/см<sup>2</sup>) и 15ХСНД ( $R_y = 3000$  кг/см<sup>2</sup>) при гибкости  $0 \leq \lambda \leq 100$  при нулевом эксцентриситете ( $m_{ef} = 0$ ) приведены в табл. 3. Для других данных следует непосредственно пользоваться таблицами, приведенными в [3].

Для строительных сталей коэффициент  $\varphi_b$  может определяться по табл. 3 путем интерполяции или по приближенным формулам [2] или [12] с подстановкой вместо  $\bar{\lambda}$  расчетной приведенной гибкости  $\bar{\lambda}_{ef}$

$$\bar{\lambda}_{ef} \approx 1,053 \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

Таблица 3. Значения коэффициента  $\phi_b$  по [3] при  $R_y$  [кг, см]

$\lambda$	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$R_y = 2200$	0,93	0,92	0,90	0,88	0,85	0,82	0,78	0,74	0,69	0,63	0,56
$R_y = 3000$	0,93	0,92	0,90	0,88	0,85	0,80	0,74	0,67	0,58	0,48	0,40

Как видно из табл. 3, нормы расчета мостов даже при гибкости  $\lambda = 0$  дает значения  $\phi_b < 1$ , что идет в запас по сравнению с нормами расчета строительных конструкций [2]. Поэтому, при действии на элемент незначительной продольной силы, что характерно для рамных конструкций переменного сечения, она может быть учтена корректирующим коэффициентом  $\chi_N$  по аналогии с формулой (19). Некоторая условность такой корректировки компенсируется тем, что при небольших продольных усилиях, их влияние на критические напряжения в элементе также невелики.

### 2.9.2в. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СТЕРЖНЕВОЙ АНАЛОГИИ ПРИ РАСЧЕТЕ ЭЛЕМЕНТОВ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА УСТОЙЧИВОСТЬ ПО ИЗГИБНО-КРУТИЛЬНОЙ ФОРМЕ

Расчетные методики, заложенные в нормах [2] и [3] основаны на рассмотрении тонкостенного элемента, работающего как единая пространственная конструкция. Вместе с тем, существуют работы, в которых сжатый пояс двутавра рассматривается как отдельный, центрально-сжатый стержень. Такой способ определения критических нагрузок был предложен, в частности, Р. Флеммингом и описан С.П. Тимошенко [10]. Сравнивая результаты расчета на устойчивость шарнирно опертой балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, и шарнирно опертого стержня, сжатого эквивалентной сжимающей нагрузкой, Тимошенко приходит к выводу, что такая замена приводит к завышенным критическим напряжениям. Это естественно, так как при закручивании балки поперечная нагрузка, перемещаясь в вертикальном направлении, совершает дополнительную работу. Таким образом, при потере устойчивости сжатого пояса балки под действием поперечной нагрузки внешние силы совершают больше работы, чем при осевом сжатии изолированного пояса эквивалентными продольными силами.

Для рамных конструкций приведенный случай загрузки балки поперечными силами не является характерным, потому, что, как было показано ранее, основной нагрузкой для элементов рам являются изгибающие моменты, приложенные к их торцам. Доля усилий от нагрузок, непосредственно действующих на элемент в пределах длины его раскрепления поперечными связями, составляет всего несколько процентов (см. табл. 1 раздела 2.9.1). Таким образом, при расчете элемента рамы он может быть представлен в виде шарнирно опертого двутавра, по торцам которого приложены пары сил.

В табл. 4 приведены величины критических напряжений  $\sigma_{cr,b}$  для балок, испытывающих чистый изгиб и напряжения  $\sigma_{cr,s}$  для эквивалентного сжатого стержня, моделирующего изолированную сжатую полку. Параметры балки приняты по примеру из [10]: длина  $\ell = 610$  см; стенка  $h \cdot t_w = 61 \times 1,27$  см; полки  $b \cdot t = 17,8 \times 2,2$  см. Соотношение пролета балки к ширине ее пояса принято в пределах  $24 \leq \ell/b < 42$ , что соответствует гибкости сжатого пояса реальных рамных конструкций в пределах  $90 < \lambda < 150$ .

Критические напряжения  $\sigma_{cr,b}$  для изгибаемого двутавра найдем как

$$\sigma_{cr,b} = \frac{M_{cr}}{W_c}, \quad (30)$$

где  $M_{cr}$  — критический изгибающий момент, определяемый по формуле (15);  $W_c$  — момент сопротивления сжатой полки двутавра.

Критическое напряжение для центрально-сжатого шарнирно-опертого стержня определим, преобразовав формулу Эйлера в виде:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{b \cdot t \cdot \ell^2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot b^2}{12 \ell^2}. \quad (31)$$

Как видно из табл. 4, в интересующем нас диапазоне ( $\ell/b \geq 26$ ), при замене пояса балки эквивалентным сжатым стержнем, критические напряжения для этого стержня полу-

Таблица 4. Критические напряжения для изгибаемой балки  $\sigma_{cr,b}$  и эквивалентного сжатого стержня  $\sigma_{cr,s}$ , (кг/см<sup>2</sup>)

$l/b$	24	30	36	42	48
$\sigma_{cr,b}$	2876	2014	1557	1254	1050
$\sigma_{cr,s}$	3000	1918	1331	977	750
$\sigma_{cr,b} / \sigma_{cr,s}$	0,96	1,05	1,17	1,28	1,40
$\mu_{ef}$	≈1,0	0,976	0,925	0,884	0,846

чаются меньше, чем для балки при чистом изгибе. Это объясняется тем, что балка деформируется как единое целое, а боковым перемещениям сжатой полки препятствуют стенка и растянутая полка. Эквивалентный стержень теряет устойчивость изолированно, и поэтому критические напряжения для него должны быть меньше.

Необходимо отметить, что для элементов рамных конструкций с моносимметричными сечениями, поддерживающее влияние тонких стенок (тем более работающих в закритической стадии), а также менее развитого растянутого пояса, должно быть меньше, и разница между критическими напряжениями  $\sigma_{cr,b}$  и  $\sigma_{cr,s}$  будет не такой большой как для симметричных двутавров с устойчивой стенкой.

Критические напряжения для эквивалентного стержня могут быть определены более точно, если в формулу (31) вместо полной длины стержня, ввести длину стержня, равную  $\mu_{ef} \cdot \ell$ , где величина коэффициента приведенной длины  $\mu_{ef}$  определяется по формуле:

$$\mu_{ef} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr,s}}{\sigma_{cr,b}}}, \quad (32)$$

или

$$\mu_{ef} = \sqrt{\frac{P_{cr}}{A_c} \cdot \frac{W_c}{M_{cr}}}, \quad (33)$$

где  $P_{cr} = \frac{\pi^2 E \cdot J_c}{\ell^2}$  — критическая сила сжатого пояса из плоскости балки, определяемая как для шарнирно-опертого стержня;  $A_c$  — площадь сечения сжатой полки;  $W_c$  — момент сопротивления сечения для сжатой полки;

$$M_{cr} = \eta \frac{\pi}{\ell} \sqrt{E \cdot J_y \cdot G \cdot J_t} \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{\ell}\right)^2 \cdot \frac{E \cdot J_{\omega}}{G \cdot J_t}} \quad \text{— критический изги-}$$

бающий момент для шарнирно опертого двутавра.

Для рассмотренного примера величина  $\mu$  приведена в табл. 4. Видно, что при увеличении соотношения  $l/b$  значение  $\mu$  уменьшается, что можно объяснить ростом поддерживающего влияния стенки и растянутого пояса на устойчивость сжатого пояса балки при увеличении ее длины.

Таким образом, при проверке балок и элементов рамных конструкций на устойчивость, можно использовать стержневую аналогию при назначении соответствующего коэффициента расчетной длины сжатого пояса. Аналогичными коэффициентами расчетной длины можно учитывать граничные условия закрепления сжатого пояса, переменность сжимающих усилий по длине пояса, развитие пластических деформаций и т.д., что представляется, несмотря на некоторую условность, весьма привлекательным с точки зрения практических расчетов. Во-первых, это объясняется простотой и наглядностью стержневой модели; во-вторых, достаточно большим объемом исследований по устойчивости стержневых систем; в-третьих, успешным применением стержневых аналогий при расчетах на устойчивость, используемых, как в российских, так и в зарубежных нормах.

Учитывая это, ниже сделана попытка сконструировать методику для расчета элементов рам по изгибно-крутильной форме потери устойчивости с привлечением стержневой аналогии и положений норм [2]. В разработке отдельных положений предлагаемой методики принимал участие Бажанов А.В.

Расчетная формула для проверки устойчивости элемента рамы по изгибно-крутильной форме потери устойчивости имеет вид:

$$\sigma_{ef} \leq \sigma_{ult}, \quad (34)$$

где  $\sigma_{ef}$  — максимальные напряжения в сжатом поясе элемента рамы от изгибающих моментов и продольных сил, действующих на этот элемент;  $\sigma_{ult}$  — предельная величина сжимающих напряжений в полке двутавра, определяемых из условий ее устойчивости как центрально- или внецентренно-сжатого стержня.

Напряжения  $\sigma_{ef}$  определяются в сжатом поясе элемента рамы по формуле:

$$\sigma_{ef} = \max \left\{ \frac{M_{x_{ef}} \cdot y_i}{J_x} + \frac{M_{y_{ef}} \cdot x_i}{J_y} + \frac{N_{ef}}{A} \right\}. \quad (35)$$

Определение величин, входящих в формулу (35) приведено в разделе 2.3. настоящей работы.

Предельная величина напряжений в сжатой полке  $\sigma_{ult}$  определяется (в соответствии с [2]) как для внецентренно-сжатого элемента

$$\sigma_{ult} = \varphi_{ey} \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (36)$$

где  $\varphi_{ey}$  — коэффициент внецентренного сжатия, определяемый по [2].

При отсутствии изгибающего момента  $M_{y_{ef}}$  вместо  $\varphi_{ey}$  в формуле (36) используется коэффициент  $\varphi_y$  для центрально-сжатых стержней.

Общий коэффициент расчетной длины эквивалентного стержня, по аналогии с [11], представим в следующем виде:

$$\mu_{ef} = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \mu_4, \quad (37)$$

где  $\mu_1$  — коэффициент, учитывающий защемление рассматриваемого участка рамы примыкающими к нему участками ( $0,5 \leq \mu_1 \leq 1,0$ );  $\mu_2$  — коэффициент, учитывающий поддерживающее влияние стенки и растянутого пояса двутавра ( $\mu_2 \leq 1,0$ ), определяемый в соответствии с формулой (33);  $\mu_3$  — коэффициент, учитывающий изменение сжимающей силы по длине рассматриваемого участка ( $\mu_3 \leq 1,0$ );  $\mu_4$  — коэффициент, учитывающий разность усилий в расчетном и примыкающих участках рамы  $\mu_4 \leq 1,0$  (или  $\mu_4 \geq 1,0$ ).

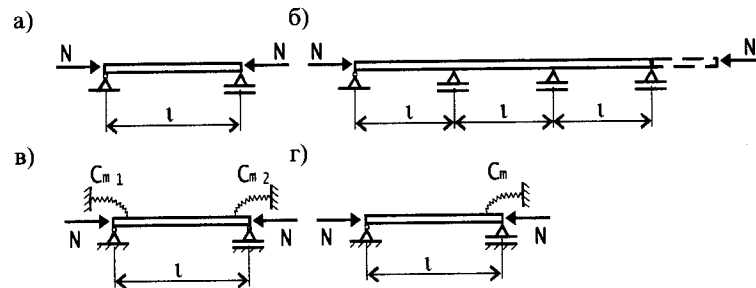


Рис. 5. К определению коэффициента  $\mu_1$

Очевидно, что механическое перемножение различных коэффициентов  $\mu_i$  будет приводить к погрешности расчетов, и поэтому впоследствии необходимо введение определенных ограничений по конечной величине, т.е.  $\mu_{ef} \geq \mu_{lim}$ .

Определение коэффициента  $\mu_1$  производится в соответствии с расчетными схемами, приведенными на рис. 5.

Для случаев, когда ригель рамы раскреплен на одинаковых расстояниях (рис. 5 б), коэффициент  $\mu_1$  определяется также, как и для однопролетного шарнирно опертого стержня, т.е.  $\mu_1 = 1$  (рис. 5 а). Эта ситуация характерна для участков, расположенных в пролете рамы и нагруженных приблизительно одинаково (рис. 6 а).

Для остальных участков следует использовать общую расчетную схему в виде однопролетного стержня, упруго защемленного с двух концов (рис. 5 в). Коэффициент  $\mu_1$  для этого случая может быть определен по приближенной формуле, приведенной в [12]:

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{(n_1 + 4,8)(n_2 + 4,8)}{(n_1 + 2,4)(n_2 + 2,4)}}; \quad 0,5 \leq \mu_1 \leq 1,0, \quad (38)$$

$$\text{где } n_i = \frac{C_{mi} \cdot L}{EJ}, \quad (39)$$

при  $C_{mi}$  — коэффициент жесткости упругого защемления, равный значению реактивного момента, возникающего в левом (индекс 1) или правом (индекс 2) раскрепленном сечении пояса элемента рамы при повороте его на угол, равный 1.



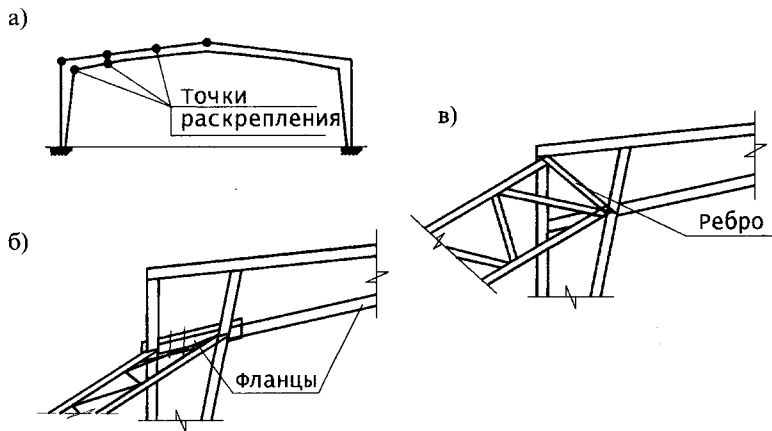


Рис. 6. Расположение участков рамы при определении коэффициента  $\mu_1$

Угол поворота  $\varphi_i$  опорного сечения пояса рамы слева или справа как для шарнирно опертой балки с изгибной жесткостью  $EJ_i$  при действии опорного момента  $M_i$  найдем по формуле:

$$\varphi_i = \frac{M_i \cdot L_i}{3EJ_i}, \quad (40)$$

где  $L_i$  — длина примыкающих участков рамы;  $J_i$  — момент инерции сжатого пояса:  $J_i = t_i \cdot b_i^3 / 12$ .

При единичном угле поворота, т.е. при  $\varphi_i = 1$ , найдем, что

$$C_{mi} = \frac{EJ_i \cdot t_i \cdot b_i^3}{4L_i}. \quad (41)$$

Формулу (38) следует применять в тех случаях, когда раскрепление ригеля рамы произведено на разных расстояниях. Особым случаем является расчет приопорного участка ригеля, сопряженного с крайней стойкой рамы. Здесь сжатым является нижний, сильно нагруженный пояс. В тех случаях, когда опорный узел надежно раскреплен от закручивания специальными связями (рис. 6 б), можно учитывать упругое защемление пояса ригеля и для определения  $\mu_1$  следует при-

менять формулу (38). Роль полки примыкающего участка в этом случае будут играть либо фланцы узла (рис. 6 б), либо ребра жесткости (рис. 6 в).

При определении расчетной длины стойки рамы из ее плоскости, следует учитывать фактическую опору стойки на фундамент. Это позволяет учесть некоторое защемление опорного узла и тем самым сократить расчетную длину стойки (см. раздел 2.7 настоящей работы).

При отсутствии раскреплений опорного узла, в запас несущей способности можно пренебречь сопротивлением стойки на кручении при повороте примыкающей полки ригеля, а  $\mu_1$  определять в соответствии со схемой (рис. 5 г) по формуле:

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{n_2 + 4,8}{n_2 + 2,4}}; \quad 0,707 \leq \mu_1 \leq 1,0. \quad (42)$$

Коэффициент  $\mu_2$ , учитывающий поддержку сжатой полки стенкой и растянутым поясом двутаврового элемента, можно определять, например, по формуле (33). Другим путем  $\mu_2$  можно найти, рассматривая устойчивость эквивалентного-сжатого стержня на упругом основании, моделирующего влияние стенки и растянутой полки на деформации сжатой полки из плоскости балки (рис. 7). Аналогичный подход применяется при расчете устойчивости тавровых стоек корабельных переборок, когда поддерживающая стойку пластина переборки заменяется условным упругим основанием [15].

Коэффициент  $\mu_3$  можно определить с использованием поправочного коэффициента для определения критического момента двутавра, нагруженного различными по величине изгибающими моментами:

$$\mu_3 = \sqrt{\frac{1}{\eta}}, \quad (43a)$$

где коэффициент  $\eta$  определяется по табл. 2 или приближенным формулам (см. раздел 2.9.2 а).

Также, с некоторым запасом, можно применить формулу для нахождения расчетной длины сжатых поясов ферм из их плоскости [2], нагруженными на концах различными продольными силами  $N_1$  и  $N_2$ .

$$\mu_3 \approx 0,75 + 0,25 \cdot \psi, \quad (43 \text{ б})$$

подставляя вместо соотношения усилий, действующих в сжатом стержне  $\psi = N_1 / N_2$  (при  $N_1 \leq N_2$ ) соотношение  $\eta$ . Формулой (43 б) можно пользоваться при  $-0,5 \leq \eta \leq 1,0$ .

Коэффициент  $\mu_4$  учитывает разность усилий в расчетном и примыкающих участках рамы. Для некоторых случаев, коэффициент  $\mu_4$  может быть определен, согласно [12]. При этом  $\mu_4 > 1$  в тех случаях, когда критические нагрузки для примыкающих участков будут меньше, чем для рассматриваемого и  $\mu_4 < 1$  при обратной ситуации. Для практических случаев можно принимать  $\mu_4 \approx 1$ .

Изложенная выше методика, как и более точные методики, позволяют рассчитывать элементы рам на устойчивость по изгибно-крутильной форме в случаях, когда растянутый пояс закреплен только в крайних точках элемента. В реальных конструкциях эта ситуация реализуется для сжатых наружных поясов рам, в плоскости которых располагаются основные связи и прогоны покрытия. В тех случаях, когда сжатый внутренний пояс рамы, он раскрепляется дополнительными связями (распорками и подкосами). Таким образом, расчет на устойчивость сжатого внутреннего пояса следует производить с учетом фактического раскрепления растянутого наружного пояса, что может существенно повысить устойчивость элемента в целом по изгибно-крутильной форме.

### 2.9.3. ПРОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ РАМ В ПЛОСКОСТИ ИЗГИБА

Потеря устойчивости рам может происходить как по симметричной (рис. 8 а), так и по кососимметричной формам (рис. 8 б). Как показывают исследования, наиболее опасной является кососимметричная форма (см., например, [17] и др.). Симметричная форма потери устойчивости, в основном, проявляется для одноэтажных шарнирно опертых рам, ригели которых закреплены от горизонтального сме-

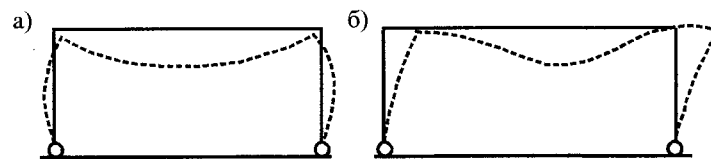


Рис. 8. Потеря устойчивости рам по симметричной и кососимметричной формам

щения. На практике это реализуется очень редко, и поэтому, в дальнейшем будем рассматривать потерю устойчивости одно- и многопролетных рам по кососимметричной форме.

Вопросам устойчивости стержневых систем и, в частности, рам, работающих в упругой и упруго-пластической стадиях, посвящено значительное количество работ, простое перечисление которых заняло бы большую часть этой книги. Общим для этих работ является то, что в них, в основном, рассматриваются рамы с ригелями и стойками постоянного сечения, нагруженные осевыми силами. Как показано в [17], влияние изгибающих моментов, возникающих в стержнях рамы от внешних нагрузок более существенно для конструкций, работающих в упруго-пластической стадии и незначительно при их работе в упругой стадии. В качестве подтверждения этого, приведем пример из [20], где рассматривается устойчивость П-образной шарнирно-опертой рамы, работающей в упругой стадии и нагруженной сосредоточенной силой на четверти или посередине пролета. Критические нагрузки  $P_1$  и  $P_2$  для этих случаев соответственно равны:  $P_1 = 4,62E \cdot J_S / \ell_S^2$  и  $P_2 = 4,55E \cdot J_S / \ell_S^2$ , где  $J_S$  и  $\ell_S$  момент инерции сечения и длина на стойки рамы. Для такой же рамы, стойки которой нагружены только осевыми силами (изгибающие моменты в стойках и ригеле от внешней нагрузки отсутствуют) критическая сила равна  $P = 4,59E \cdot J_S / \ell_S^2$ , т. е. отличается от  $P_1$  всего на + 0,74 %. Таким образом, в дальнейшем, для учета действия изгибающих моментов в рамах, работающих в упругой стадии, достаточно ввести коэффициент  $\gamma_M < 1$ . С некоторым запасом можно принять  $\gamma_M \approx 0,9 \div 0,95$ .

Известна работа А.Н. Динника [19], в которой исследовалась устойчивость стержней сплошного переменного се-

чения за пределом упругости. При этом использовался расчетный аппарат, разработанный для случая упругой работы таких стержней, с заменой модуля упругости на касательный модуль. Динником А. Н. было установлено следующее:

— при превышении предела пропорциональности критическая нагрузка существенно снижается;

— форма упругой линии заметно отличается от синусоиды, кривизна оси концентрируется в средней части стержня, а его концевые части остаются практически прямолинейными, т. е. стержень как-бы переламывается;

— наличие эксцентриситетов, а следовательно и изгибающих моментов, существенно уменьшает несущую способность стержня.

То же относится и к наличию начальных погибов и поперечных деформаций стержня, вызванных действием продольной нагрузки.

Все вышесказанное относится к центрально сжатым стержням сплошного прямоугольного сечения. Для элементов тонкостенных рам переменного сечения влияние перечисленных факторов проявляется в большей степени. Во-первых, в таких рамах напряжения на большей части ригеля или стойки от продольной силы и изгибающего момента близки к расчетным, и поэтому, допущение протяженных пластических шарниров приводит к немедленному разрушению рам. Во-вторых, использование тонкостенных сечений в рамах, в том числе со стенками, работающими в закритической стадии, практически не оставляет запасов несущей способности в упруго-пластической области работы, в отличие от сплошных сечений или двутавров с толстыми стенками.

В качестве примера можно привести данные из [22], где показано, что при локальном пластическом шарнире для балок с устойчивыми толстыми стенками пластический момент сопротивления сечения принимается не более 1,2 упругого, а при протяженности пластического шарнира более 0,2 длины элемента, снижается до 1,1. Для тонкостенных элементов рам с тонкими стенками, которые могут работать и в закритической стадии, эта величина практически равна 1, что говорит о недопустимости развития пластических деформаций в таких конструкциях.

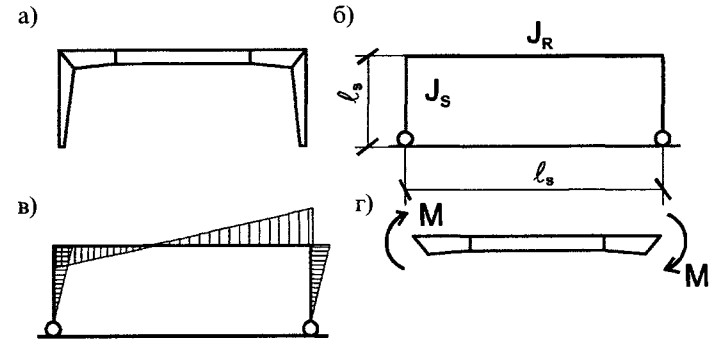


Рис. 9. К расчету однопролетной рамы переменного сечения на устойчивость в плоскости изгиба

Поэтому, при рассмотрении устойчивости рам, будем ограничивать работу их элементов упругой стадией.

Вначале рассмотрим устойчивость однопролетной рамы (рис. 9 а), для чего элементы переменного сечения заменим элементами постоянного сечения с эквивалентными характеристиками (рис. 9 б) и определим расчетную длину стойки рамы. Как отмечено в [18], расчетную длину стойки переменного сечения следует определять с учетом двух коэффициентов  $\mu$ , один из которых ( $\mu_{s1}$ ) характеризует работу стойки в составе рамы, а другой ( $\mu_{s2}$ ) зависит от соотношения жесткостей сечения стойки на ее концах. Таким образом, общий коэффициент расчетной длины стойки рамы найдется как

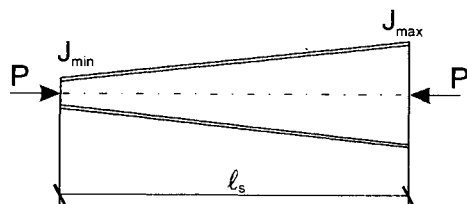
$$\mu_{ef} = f(\mu_{s1}, \mu_{s2}). \quad (44)$$

Коэффициент  $\mu_{s1}$  определим в соответствии с нормами [2] как для однопролетной шарнирно опертой рамы постоянного сечения (рис. 9 б)

$$\mu_{s1} = 2\sqrt{1 + \frac{0,38}{n}}, \quad (45)$$

$$\text{где } n = \frac{J_R \cdot l_S}{J_S \cdot l_R}.$$

В формуле (51)  $l_S$  и  $l_R$ , — длина стойки и ригеля, опре-

Рис. 10. К определению коэффициента  $\mu_{s2}$ 

деляемые по осям до внутреннего края узла их пересечения;  $J_S$  и  $J_R$  эквивалентные моменты инерции стойки и ригеля.

При определении  $J_S$  и  $J_R$ , следует учитывать напряженно-деформированное состояние элементов рамы, соответствующее моменту потери устойчивости рамы (рис. 9 в). Так, для стойки и ригеля, состоящего из двух элементов переменного сечения, эквивалентный момент инерции приближенно определяется на расстоянии 0,333 длины элементов от внутренней грани узла их сопряжения. Для ригелей, состоящих из нескольких элементов переменного сечения, эквивалентный момент инерции можно определять, моделируя его нагружение концевыми моментами (рис. 9 г). Несколько иные способы определения эквивалентных моментов инерции  $J_S$  и  $J_R$  даны в работе [21].

Коэффициент  $\mu_{s2}$ , определим как для сжатого стержня переменного сечения (рис. 10), используя работу А. Н. Динника [19], согласно которой  $\mu_{s2}$  определяется по формуле:

$$\mu_{s2} = \frac{\pi}{\sqrt{\chi}}, \quad (46)$$

где коэффициент  $\chi$  зависит от соотношения моментов инерции концевых сечений стержня.

Для двутавров переменного сечения, момент инерции сечения в плоскости стенки изменяется приблизительно пропорционально квадрату его высоты. Для этого случая величина  $\chi$  и соответствующие значения  $\mu_{s2}$  приведены в табл. 6, где  $J_{\min}$  — момент инерции нижнего сечения стойки;  $J_{\max}$  — верхнего.

Приближенно, коэффициент  $\mu_{s2}$  можно определять по формуле:

Таблица 6. Коэффициент  $\mu_{s2}$ 

$J_{\min} / J_{\max}$	0	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
$\chi$	$0,5\pi^2$	3,59	4,73	6,39	7,70	8,83	$\pi^2$
$\mu_{s2}$	2,0	1,65	1,44	1,24	1,13	1,02	1,0

$$\mu_{s2} = \frac{2}{\sqrt{1+3c}}, \quad (47)$$

где  $c = J_{\min} / J_{\max}$ .

Как показывают численные расчеты, механическое перемножение коэффициентов  $\mu_1$  и  $\mu_2$  приводит к занижению критической эйлеровой нагрузки стойки рамы переменного сечения. Для корректировки этой погрешности, предлагается в формулу для определения критической сжимающей нагрузки вводить поправочный коэффициент  $k_{\mu}$ , зависящий от соотношения моментов инерции верхнего и нижнего концов стойки, и полученный путем расчетов по методу конечных элементов и анализа данных существующих источников, например [13] (см. табл. 8).

В многопролетных рамах деформации ригеля отличаются от деформаций ригеля однопролетных рам и, в целом, в меньшей степени препятствуют повороту стойки в момент потери устойчивости рамы (рис. 11). Это можно учесть путем сравнения углов поворота концевых сечений ригеля при

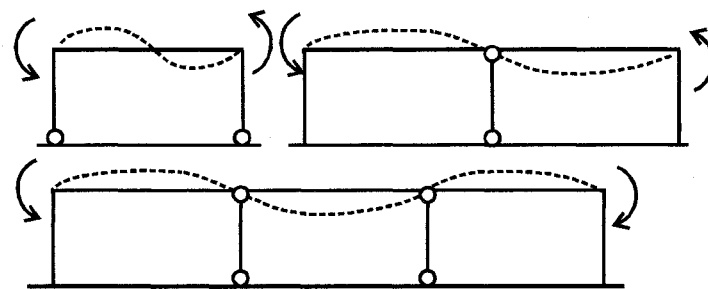
Рис. 11. К определению коэффициента  $\mu_{ef}$  для многопролетных шарнирно-опертых рам

Таблица 7. Относительные углы поворота опорных концов ригеля  $\varphi$ 

$m$	1	2	3	4	5	8
$\bar{\varphi}$	1	1,67	1,53	1,5	1,49	1,49

различном числе пролетов. В табл. 7 приведены относительные углы поворота  $\varphi$  опорных концов ригеля при различном числе  $m$  пролетов рамы.

Следует обратить внимание на то, что для многопролетных рам при нечетном числе пролетов, реактивные моменты на концах ригеля направлены таким образом, что совместно увеличивают деформации ригеля, а при четном числе пролетов — уменьшают.

Увеличение угла поворота опорных концов ригеля, можно учесть соответствующим уменьшением его изгибной жесткости, при определении параметра « $n$ » в формуле (45).

Таким образом, конечная формула для определения коэффициента расчетной длины крайней стойки переменного сечения шарнирно-опертых одно- и многопролетных рам имеет вид:

$$\mu_{ef} = 4 \frac{\sqrt{1 + \frac{0,38k_{\mu}}{n}}}{\sqrt{1 + 3c}}, \quad (48)$$

где  $n$  и  $c$  определяются по формулам (45) и (47);  $k_{\mu} = 1$  — для однопролетных рам ( $m = 1$ );  $k_{\mu} = 1,67$  ( $m = 2$ );  $k_{\mu} = 1,5$  ( $m \geq 3$ ).

Проверка устойчивости стойки рамы в плоскости изгиба производится по формуле:

$$N \leq N_{cr,e}, \quad (49 \text{ а})$$

где  $N_{cr,e}$  — эйлерова критическая нагрузка для стойки рамы:

$$N_{cr,e} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_{\max}}{k_{\mu} \cdot (\mu_{ef} \cdot \ell_s)^2} \gamma_M$$

Таблица 8. Поправочный коэффициент  $k_{\mu}$ 

$\omega$	0	0,05	0,1	0,2	0,5	1,0	2,0	3,0	$\geq 6,0$
$k_{\mu}$	1	0,88	0,84	0,79	0,73	0,68	0,64	0,61	0,60

где  $J_{\max}$  — момент инерции сечения стойки в верхней части;  $\gamma_M$  — коэффициент, учитывающий влияние изгибающих моментов на устойчивость рамы:  $\gamma_M = 0,9 - 0,95$ ;  $k_{\mu}$  — поправочный коэффициент, определяемый по табл. 8 при  $\omega = \sqrt{J_{\max} / J_{\min}} - 1$ .

Известно, что формула Эйлера, на которой построена формула (49 а), не учитывает фактические условия работы сжатого стержня, особенно при малых гибкостях (несовершенства, нелинейную работу материала и т.д.). Поэтому при использовании этой формулы (49 а), в нее следует вводить некоторый коэффициент запаса  $k_e$ . Приблизительно коэффициент  $k_e$  можно определить, сопоставляя критическую нагрузку для сжатого стержня по нормам [2] ( $P_{cr,[2]}$ ) и по формуле Эйлера ( $P_{cr,e}$ ), а именно:

$$k_e = \frac{P_{cr,[2]}}{P_{cr,e}} \approx 1,25 + \frac{13}{\bar{\lambda}^3}$$

где  $\bar{\lambda}$  — приведенная гибкость стойки:  $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E}$ , при  $\lambda = \ell_s / i_{\max}$ .

Тогда, формула (49 а) примет вид:

$$N \leq \frac{N_{cr,e}}{k_e}. \quad (49 \text{ б})$$

Аналогичную форму (без коэффициента запаса) имеют проверки устойчивости рамных конструкций переменного сечения, принятые в нормах проектирования США [13] и подробно изложенные в работе Д. Фрэзера [21].

Для рам с реальными параметрами, условие (49 а) и (49 б) выполняется в большинстве случаев и поэтому такие рамы не теряют устойчивость в плоскости изгиба при упругой работе, а преобладающей является изгибно-крутильная форма потери устойчивости.

При проверке несущей способности стоек переменного сечения, следует учитывать их деформации от изгибающих моментов и продольных сил, т. е. производить расчет по деформированной схеме.

Проверка прочности в этом случае производится по формуле:

$$\max \left\{ \frac{N}{A_{(x)}} + \frac{M_{(x)}}{W_{x(x)}} + \frac{\Delta M_{(x)}}{W_{x(x)}} \right\} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (50)$$

где  $A_{(x)}$ ,  $W_{(x)}$  — площадь сечения и момент сопротивления сжатого пояса в сечении  $x$ , вычисляемые, при необходимости, с учетом выключения на части длины стойки сжатой зоны стенки при ее закритической работе (см. раздел 2.5);  $M_{(x)}$ , — изгибающий момент в сечении  $x$ ;  $\Delta M_{(x)}$  — дополнительный изгибающий момент в сечении  $x$ , возникающий в деформированном стержне от продольной силы  $N$

$$\Delta M_{(x)} = N \cdot y_{\Sigma(x)} \quad (51)$$

Здесь  $y_{\Sigma(x)} = y_{M(x)} + y_{N(x)} + y_{0(x)}$  — суммарный прогиб стержня от изгибающего момента ( $y_{M(x)}$ ), продольной силы ( $y_{N(x)}$ ), начальной погиби стержня и эксцентриситета приложения продольной силы ( $y_{0(x)}$ ) в сечении  $x$ .

Для определения момента  $\Delta M_{(x)}$  рассмотрим стержень переменного сечения, нагруженный осевой продольной силой и изгибающим моментом, приложенным к торцу с максимальным моментом инерции сечения (рис. 12 а).

Интегрирование уравнения изогнутой оси такого стержня приводит к громоздким выражениям, поэтому приведем приближенную формулу, полученную путем аппроксимации данных численных расчетов методом конечных элементов

$$y_{M(x)} = \frac{M \cdot \ell^2}{6EJ_{\max}} \cdot (\psi - \psi^{2+c}) \cdot \frac{1,4 - 0,4c}{\sqrt[3]{c}}, \quad (52)$$

где  $\psi = x/\ell$  — относительное расстояние от конца стержня с минимальной моментом инерции.

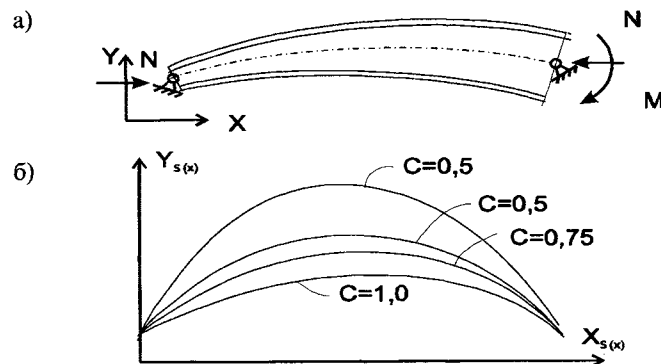


Рис. 12. К расчету сжато-изогнутого стержня переменного сечения

При  $c = J_{\min} / J_{\max} = 1$  формула (52) преобразовывается в формулу уравнения оси стержня постоянного сечения.

Начальные деформации  $y_{0(x)}$  стержня определим по [12] с корректировкой, приближенно учитывающей переменность сечения стойки по длине

$$y_{0(x)} \approx y_0 \cdot \sin(\pi \cdot \psi) \frac{1}{c^{0,4}}, \quad (53)$$

где  $y_0 = \ell_S / 750 + i_{x,\max} / 20$ , при  $i_{x,\max}$  — радиус инерции сечения стойки в сечении с максимальной высотой.

На рис. 12 б приведены кривые прогибов для стержней с соотношением  $c = 1; 0,75; 0,5$  и  $0,25$ . Как видно из рисунка, при уменьшении величины  $c$  координата максимального прогиба стержня смещается к его середине.

При действии на искривленный стержень сжимающей силы, его поперечные деформации приближенно найдутся по формуле:

$$y_{N(x)} = (y_{M(x)} + y_{0(x)}) \cdot \left( \frac{N}{N_{cr,1} - N} \right), \quad (54)$$

где  $N_{cr,1}$  — критическая сила центрально-сжатого стержня переменного сечения, определяемая с учетом формулы (53):

$$N_{cr,1} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_{\max}}{(\mu_2 \cdot \ell_S)^2}. \quad (55)$$

Подставляя формулы (51)+(54) в формулу (50), можно определить напряжения в сжатом или растянутом поясах по всей длине стойки.

На рис. 13 а, показаны напряжения в сжатой полке стойки, рассчитанные с учетом и без учета дополнительного изгибающего момента  $\Delta M_{(x)}$ . Параметры стойки: пояса  $200 \times 10$  мм, стенка  $(1000+300) \times 6$  мм; длина  $\ell_S = 12$  м; изгибающий момент  $M = 65$  тм; продольная сила  $N = 50$  тс.

Как видно из рисунка, напряжения, определенные с учетом деформаций стойки, превышают напряжения, определенные по недеформированной схеме на 6—10 %. Кроме того, изменяется форма эпюры напряжений, а именно, зона действия максимальных напряжений смещается к середине стойки и охватывает значительную ее часть. При уменьшении минимальной высоты сечения стойки с 300 мм до 200 мм, эпюра напряжений имеет выраженный экстремум, а разница напряжений достигает 12—15 % (рис. 13 б).

Приведенные результаты подтверждают, что деформации стоек переменного сечения существенно влияют на величину суммарных напряжений, а их расчет на прочность следует проводить по деформированной схеме.

В работах [13] и [21] определение несущей способности стоек переменного сечения предлагается производить по методике, в принципе совпадающей с изложенной выше. Аналогичные формулы приведены и в работе [22]. Согласно работам [13] и [21] проверка несущей способности выполняется следующим образом:

$$\frac{N}{P_0} + \frac{M}{M_{pl}} \cdot \frac{C_m}{1 - \frac{P}{P_{cr,1}}} \leq 1,0, \quad (56)$$

где  $P$  и  $M$  — продольная сила и изгибающий момент, действующие в рассматриваемом сечении;  $M_{pl}$  — предельный момент, воспринимаемый сечением в пластической стадии;  $P_{cr,1}$  — критическая нагрузка для шарнирно-опертого центрально-сжатого стержня переменного сечения (или стержня постоянного сечения с приведенными характеристиками);  $C_m$  — коэффициент, зависящий от соотношения

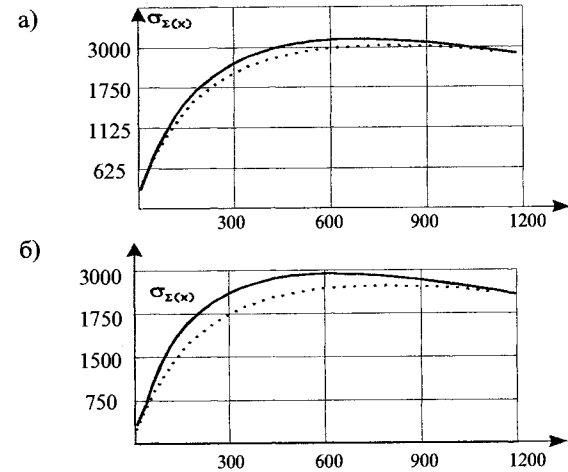


Рис. 13. Напряжения в сжатой полке стойки переменного сечения

изгибающих моментов, действующих на концах стержня. Для стоек переменного сечения  $C_m = 0,85$ ;  $P_0$  — предельная сжимающая нагрузка, воспринимаемая стойкой:

$$P_0 = \frac{P_{pl,min} + (1+\eta) \cdot P_{cr}}{2} - \sqrt{\left[ \left( \frac{P_{pl,min} + (1+\eta)P_{cr}}{2} \right)^2 - P_{pl,min} \cdot P_{cr} \right]}; \quad (57)$$

здесь  $P_{pl,min} = R_y \cdot A_{min}$  — предельная сжимающая сила, воспринимаемая сечением стойки минимальной площади  $A_{min}$ ;  $\eta = 3 \cdot 10^{-5} \ell_S / r_x$  — начальный эксцентриситет приложения сжимающей нагрузки.

Как видно из формулы (56) нормы США [12] не учитывают деформаций стержня от внешних изгибающих моментов, что приводит к завышению его расчетной несущей способности по сравнению с предлагаемым выше методом. Вместе с тем, учитывая чрезвычайно широкое распространение в США рамных конструкций переменного сечения, можно считать, что формула (56) и предлагаемая формула (50) дают достаточно надежные результаты. Дополнения, учитывающие изгиб стоек моментами еще больше повышают их надежность.

## Литература

1. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. Под. Ред. Уманского А. А. М. Госстройиздат. 1960. 1040 с.
2. СНиП II-23—81\*. «Стальные конструкции. Нормы проектирования». М. ЦИТП. 1990. 94 с.
3. СНиП 2.05.03—84\* Мосты и трубы. М. Минстрой России. 1996. 213 с.
4. Дривинг А. Я., Дурдыев Б. Устойчивость плоской формы изгиба стержневых систем со сложными граничными условиями. Строительная механика и расчет сооружений: Межвузовский тематический сборник. ЛИСИ, 1982. С. 33—43.
5. Дривинг А. Я. Аппарат метода перемещений в задачах устойчивости плоской формы сжато-изгибаемых стержневых систем. Строительная механика и расчет сооружений. № 1, 1987. С. 56—62.
6. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни. М. Госстройиздат. 1940. 276 с.
7. Chwalla E. Über die Kippstabilität querbelasteter Druckstabe mit einfachsymmetrischen Querschnitt. Federhofer-Girkmann Fest schrift. Wien, 1950.
8. Брудка Я., Лубиньски М. Легкие стальные конструкции. Пер. с польского. Изд. 2-е, доп. М. Стройиздат. 1974. 342 с.
9. Мельников Н.П. Металлические конструкции за рубежом М. Стройиздат. 1971. 400 с.
10. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. М.-Л. ОГИЗ. 1946. 532 с.
11. Мразик А., Шкалоуд М., Тохачек М. Расчет и проектирование стальных конструкций с учетом пластических деформаций. М. Стройиздат. 1986. 456 с.
12. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23—81\*). М. ЦИТП. 1989. 149 с.
13. Specification for the Design Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings. American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago. 1978. 166 p.
14. Алексеев П.И. Устойчивость стержней и балок. Киев. Будивельник. 1964. 128 с.
15. Короткин И.Я., Локишин А.З., Сиверс Н.Л. Изгиб и устойчивость стержней и стержневых систем. Л. Машгиз. 1953. 520 с.
16. Лейтес С.Д. Устойчивость сжатых стальных стержней. М. Госстройиздат. 1954. 308 с.
17. Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций. ГИФМЛ. М. 1959. 544 с.
18. Металлические конструкции. Конструкции зданий. Под ред. В.В. Горева. Т. 2. М. «Высшая школа». 1999. 528 с.

19. Динник А.Н. Продольный изгиб. Кручение. М. Издательство Академии Наук СССР. 1955. 392 с.
20. Снитко Н.К. Устойчивость стержневых систем в упруго-пластической области. Л. Стройиздат. 1968. 258 с.
21. Fraser D. J. Design of Tapered Member Portal Frames. Journal of Constructional Steel Research: Vol. 3: 1983. P. 20—26.
22. Мразик А., Шкалоуд М., Тохачек М. Расчет и проектирование стальных конструкций с учетом пластических деформаций. М. Стройиздат. 1986. 456 с.

## 2.10. СВАРНЫЕ СОПРЯЖЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

### 2.10.1. СОПРЯЖЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ДЛИНЕ

При изготовлении элементов рамных конструкций, возникает необходимость сопряжения отдельных частей отправочных марок по длине. Это связано, в основном, с изменением сечений полок или с сопряжением отдельных частей элементов под углом друг к другу. На рис. 1 представлены основные случаи заводских соединений в пределах длины отправочных марок.

Общие правила конструирования и расчета заводских сопряжений элементов не отличаются от принятых для обычных конструкций, но имеют некоторые специфические особенности, обусловленные конструктивными решениями рамных конструкций переменного сечения. В частности, это относится к стыковке элементов, имеющих различную толщину сопрягаемых полок и к случаям стыковки отдельных полок под углом друг к другу (рис. 1 б—е).

При стыковке элементов с различной толщиной полок  $t_{\min}$  и  $t_{\max}$  (рис. 2 а), их обычно выравнивают по внутренней стороне, примыкающей к стенке, что позволяет упростить изготовление отдельных деталей и сборку элемента в целом.

При такой стыковке полок возникает эксцентриситет

$$e = 0,5(t_{\max} - t_{\min}), \quad (1)$$

приводящий к появлению локального изгибающего момента

$$M = e \cdot N \quad (2)$$



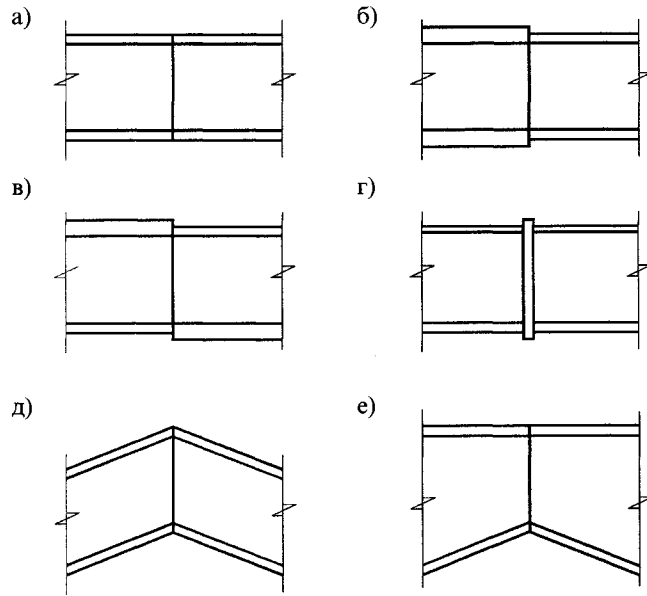


Рис. 1. Заводские сопряжения элементов рамных конструкций

и соответствующих локальных изгибных напряжений в полке, в непосредственной близости к зоне стыковки

$$\Delta\sigma_{loc} = \frac{6M}{b \cdot t_{min}^2}. \quad (3 \text{ а})$$

При  $M = \sigma_i \cdot t_i \cdot e$ , (здесь  $\sigma_i, t_i$  — напряжения и толщина рассматриваемого пояса), окончательно получим:

$$\Delta\sigma_{loc} = 3\sigma_{t_{min}} \left( \frac{t_{max}}{t_{min}} - 1 \right). \quad (3 \text{ б})$$

где  $\sigma_{t_{min}}$  — напряжения в полке с меньшей толщиной.

Суммарные напряжения в зоне стыковки полок будут равны:

$$\sigma_{\Sigma} = \sigma_{t_{min}} + \Delta\sigma_{loc} \quad (4 \text{ а})$$

или, после преобразований

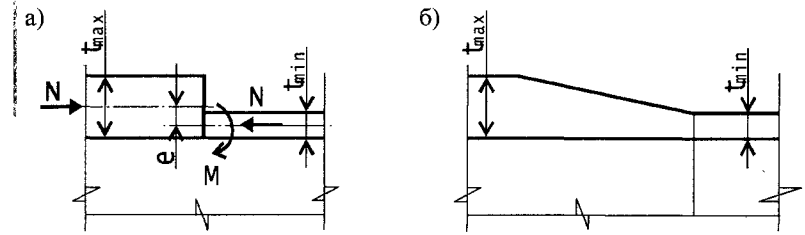


Рис. 2. Стыковка полк различной толщины

$$\sigma_{max} = \sigma_{t_{min}} \left[ 1 + 3 \left( \frac{t_{max}}{t_{min}} - 1 \right) \right]. \quad (4 \text{ б})$$

Для предотвращения появления локальных напряжений, следует выполнять скосы более толстых полк на величину, равную  $a = (4 \div 5) (t_{max} - t_{min})$ , как это показано на рис. 2 б. В особой степени это относится к растянутым полкам, так как повышенные напряжения в зоне стыка могут привести к разрушению растянутого сварного шва.

Для стыков поясов в сжатой зоне, возможен отказ от скосов при выполнении условий, обеспечивающих возникновение только сжимающих напряжений в зоне контакта. Условием этого будет нахождение равнодействующей силы сжатия в пределах ядра сечения тонкой полки, т.е.

$$e = \frac{t_{max} - t_{min}}{2} \leq \frac{t_{min}}{6},$$

откуда найдем предельное соотношение между толщиной стыкуемых полк

$$t_{max} \leq 1,33t_{min}. \quad (5)$$

В тех случаях, когда стыковка полк осуществляется через поперечное ребро или фланцы, скос на полках обычно не делается (рис. 3).

Здесь возможна более значительная разница по толщине стыкуемых полк. Используя те же предпосылки, что и при выводе (5), и предполагая, что давление передается через торцевое ребро под углом  $45^\circ$ , найдем предельное соотношение между толщиной полк слева и справа от стыка

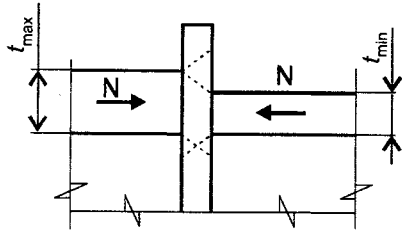


Рис. 3. Стыковка полок через поперечное ребро или фланцы

$$t_{\max} \leq 1,33t_{\min} + 0,66t, \quad (6)$$

где  $t$  — толщина торцевого ребра или суммарная толщина фланцев.

Для растянутых полок, сопряженных через торцевое ребро, следует выполнять дополнительный проверочный расчет, учитывающий пониженные механические свойства металла в направлении поперек прокатки, а само ребро должно быть проверено средствами дефектоскопии в месте стыка поясов. Требования к качеству металла ребра должны соответствовать требованиям к металлу фланцев [1].

Расчет сварных швов таких соединений подробно изложен в работе [3], и здесь приводятся только основные формулы и рекомендации по расчету. Согласно работе [3], в соединении проверяется прочность, помимо сечений по металлу шва и по границе сплавления, еще одного сечения — по основному металлу поперечного элемента (обозначено на рис. 4 вертикальной пунктирной линией). В зависимости от типа сварного шва различают следующие основные случаи (см. рис. 4):

— для соединения с двухсторонним сварным швом без разделки кромок (рис. 4 а):

$$\frac{N}{2,8 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot \ell_w} \leq R_{th} \cdot \gamma_c; \quad (7 \text{ а})$$

— для соединения с двусторонним швом и К-образной разделкой кромок (рис. 4 б):

$$\frac{N}{1,3t \cdot \ell_w} \leq R_{th} \cdot \gamma_c; \quad (7 \text{ б})$$

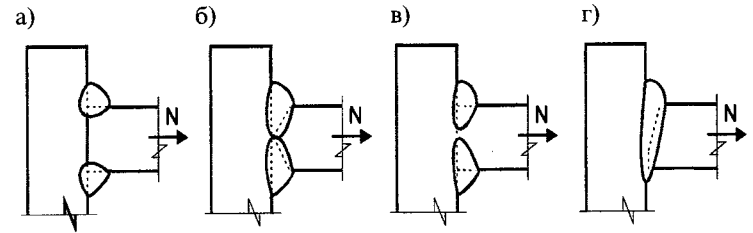


Рис. 4. Типы Т-образных сварных швов

— для соединений при частичном проваре прикрепляемого элемента (рис. 4 в):

$$\frac{N}{2(h + 0,15t) \cdot \ell_w} \leq R_{th} \cdot \gamma_c; \quad (7 \text{ в})$$

— для соединений с односторонним швом и разделкой кромок при полном проваре прикрепляемого элемента (рис. 4 г):

$$\frac{N}{0,15t \cdot \ell_w} \leq R_{th} \cdot \gamma_c. \quad (7 \text{ г})$$

В формулах (7 а)–(7 г) приняты следующие обозначения:

$\ell_w$  — длина сварного шва, принимаемая равной его полной длине;

$t$  — толщина прикрепляемого элемента (здесь — полки двутавра);

$R_{th}$  — расчетное сопротивление стали растяжению поперек проката, принимаемое равным  $R_{th} = 0,5R_u$ .

Разделку кромок, согласно [3], следует выполнять, когда расчетный катет шва превышает 14 мм. В остальных случаях достаточно выполнение двусторонних сварных швов по рис. 4 а. Для конструкций, эксплуатирующихся при низких температурах, а также при переменных нагрузках, сварные швы должны выполняться с учетом специальных требований.

#### 2.10.2. СОПРЯЖЕНИЕ МОНОСИММЕТРИЧНЫХ ДВУТАВРОВ

При сопряжении моносимметричных двутавров, нагруженных кроме изгибающего момента и продольной силой, в зоне стыка возникает дополнительный изгибающий момент  $\Delta M$ , действующий в плоскости стенки (рис. 5).

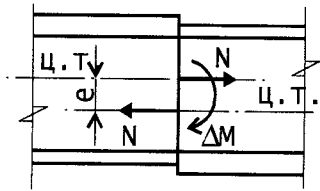


Рис. 5. Стык моносимметричных двутавров

Дополнительный изгибающий момент в зоне стыка будет равен:

$$\Delta M = N \cdot e, \quad (8)$$

где  $N$  — продольная сила, действующая в зоне стыка;  $e$  — эксцентриситет действия продольной силы, равный расстоянию между центрами тяжести сечений двутавров слева и справа от стыка.

Как показывают расчеты методом конечных элементов, дополнительный изгибающий момент  $\Delta M$  действует на ограниченной части элемента вблизи стыка, а общая протяженность зоны действия  $\Delta M$  равна приблизительно 0,8—1,2 высоты сечения.

Суммарный изгибающий момент в зоне стыка определится как

$$M_{\Sigma} = M + \Delta M. \quad (9)$$

Расчеты на прочность сечений двутавра непосредственно в зоне стыка необходимо производить, учитывая суммарную величину изгибающего момента (9). В других сечениях, расположенных на расстоянии менее 0,4—0,6 высоты сечения от стыка, расчетный изгибающий момент определяется линейной интерполяцией между величиной  $M_{\Sigma}$  и  $M$ .

### 2.10.3. СОПРЯЖЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ С ИЗЛОМОМ ПОЯСОВ

При сопряжении элементов или их полок под углом, (рис. 1 д, е), в местах излома поясов возникают дополнительные локальные изгибные напряжения, которые могут привести к разрушению пояса или к его чрезмерным деформациями в направлении, перпендикулярном поясу.

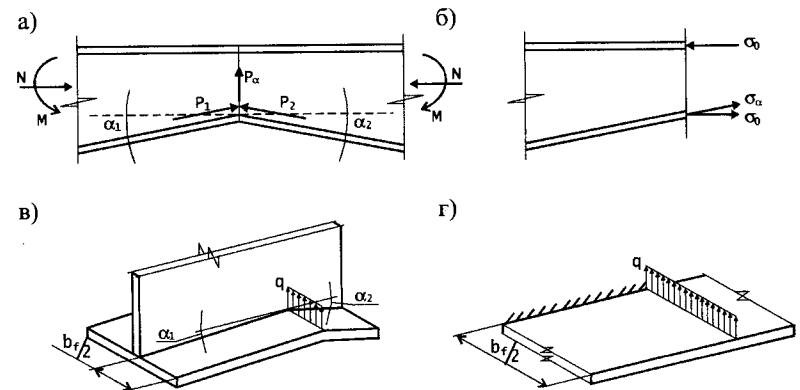


Рис. 6. К расчету поясов, сопряженных под углом

Рассмотрим расчетную схему сопряжения поясов элементов под углом (рис. 6).

В месте излома поясов действует равнодействующая сила  $P_{\alpha}$ , направленная поперек полки

$$P_{\alpha} = P_1 \sin \alpha_1 = P_2 \sin \alpha_2, \quad (10)$$

где  $P_1$  и  $P_2$  — равнодействующие усилий, действующих в сопрягаемых поясах;  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  — углы наклона поясов.

Усилия  $P_1$  и  $P_2$  определяются следующим образом:

$$P_i = \sigma_i \cdot A_{fi}, \quad (11)$$

где  $\sigma_i$  — напряжения в поясе двутавра от внешних нагрузок;  $A_{fi}$  — площадь рассматриваемого пояса двутавра.

Напряжения  $\sigma_i$  определим по формуле:

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{0i}}{\cos \alpha_i}, \quad (12)$$

где  $\sigma_{0i}$  — напряжения в поясах двутавра, определяемые без учета их наклона по обычным формулам сопротивления материалов.

Равнодействующая сила  $P_{\alpha}$ , после простых преобразований, найдется как

$$P_{\alpha} = \sigma_{01} \cdot \operatorname{tg} \alpha_1 = \sigma_{02} \cdot \operatorname{tg} \alpha_2. \quad (13)$$

Силу  $P_\alpha$  представим в виде равномерно распределенной нагрузки, действующей поперек полки в месте перелома (рис. 5)

$$q = \frac{P_\alpha}{b}, \quad (14)$$

где  $b$  — ширина полки.

Пренебрегая наклоном поясов и считая, что нагрузка  $q$  распределяется по ширине пояса равномерно (оба допущения приняты в запас прочности), придем к расчетной схеме в виде консольной пластины бесконечной длины с шириной  $b_{ef}$  (рис. 6 г)

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} - k_f,$$

где  $b_f$ ,  $t_w$ ,  $k_w$  — ширина полки, толщина стенки и катет поясного шва соответственно.

Расчеты консольной пластины, загруженной локальной нагрузкой, приведены, например, в работе [2]. Ниже используются данные, полученные автором путем численных расчетов консольных пластин методом конечных элементов.

Как показывают расчеты, наиболее опасными являются точки 1 и 2, расположенные на кромке полки и у ее сопряжения со стенкой (рис. 7).

В точке 1, направление общих напряжений  $\sigma_i$  в полке совпадает с направлением дополнительных напряжений  $\sigma_{x1}$  от локального изгиба полки, а проверка прочности в этом месте имеет вид:

$$\sigma_{\Sigma 1} = \sigma_i + \sigma_{x1} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (15)$$

В точке 2 дополнительные напряжения  $\sigma_{y1}$  действуют перпендикулярно основным напряжениям  $\sigma_p$ , поэтому здесь производится проверка прочности по приведенным напряжениям

$$\sigma_{\Sigma 2} = \sqrt{\sigma_i^2 + \sigma_i \cdot \sigma_{y1} + \sigma_{y1}^2} \leq 1.15 R_y \cdot \gamma_c. \quad (16)$$

Дополнительные напряжения в точках 1 и 2 от локального изгиба поясов найдутся по формулам:

$$\sigma_{x1} = \frac{6M_{x1}}{t_{\min}^2}; \quad (17 а)$$

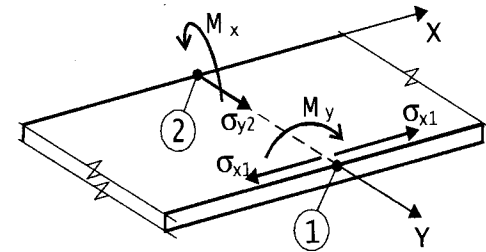


Рис. 7. Расчетные точки для определения дополнительных напряжений в месте перелома поясов

$$\sigma_{y1} = \frac{6M_{y2}}{t_{\min}^2}, \quad (17 б)$$

где  $t_{\min}$  — минимальная толщина сопрягаемых полок;  $M_{x1}$ ,  $M_{y2}$  — моменты, действующие в точках 1 и 2, [кгсм]:

$$M_{x1} = 0.0292q \cdot b_{ef}^2; \quad (18 а)$$

$$M_{y2} = 0.0563q \cdot b_{ef}^2. \quad (18 а)$$

В случае, когда суммарные напряжения в зоне переломов поясов превосходят расчетное сопротивление стали, необходима установка поперечных ребер. К установке таких ребер следует подходить взвешенно, так как в месте стыка возникает наложение нескольких сварных швов.

Конструктивно ребра выполняются по всей высоте сечения или ширине полки или на их части, и рассчитываются на действие суммарной силы  $P_\alpha$  на прочность устойчивости так же, как и обычные опорные ребра в балках.

## Литература

1. Руководство по проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций. ВНИИПромстальконструкция. М., 1988. 88 с.
2. Лукаевич С. Локальные нагрузки в пластинах и оболочках. М., Мир. 1982. 542 с.
3. Пособие по расчету и конструированию сварных соединений стальных конструкций (к главе СНиП II-23—81\*). ЦНИИСК им. Кучеренко. М., Стройиздат. 1984. 26 с.

## 2.11. СОПРЯЖЕНИЯ РИГЕЛЕЙ РАМ С КРАЙНИМИ СТОЙКАМИ

Жесткое сопряжение ригелей с крайними стойками применяется как основное в одно- и многопролетных рамах (рис. 1 а, б). По конструктивному исполнению эти узлы разделим на следующие типы:

Тип 1 — опирание ригеля сверху стойки (рис. 1 в) или сбоку (рис. 1 г);

Тип 2 — сопряжение элементов через диагональный фланец (рис. 1 д).

Сопряжения на рис. 1 в, г конструктивно подобны, однако первое более предпочтительно, так как здесь ригель опирается на стойку сверху и вертикальные нагрузки передаются с него в виде сжимающей силы. Это позволяет повысить общую надежность соединения, уменьшить толщину фланцев и количество высокопрочных болтов за счет разгружающего эффекта сжимающей продольной силы, а также улучшить условия монтажа.

Во втором случае (рис. 1 г), вертикальная нагрузка передается через фланец в виде срезающего усилия. Разгружающий эффект сжимающей продольной силы здесь гораздо меньше, чем в первом случае, что приводит к увеличению толщины фланцев и количества высокопрочных болтов, а также устройству специальных монтажных столиков.

Представленные узлы относительно сложны как конструктивно, так и технологически, и требуют повышенного уровня контроля качества при изготовлении. В особой степени это относится к фланцу, присоединяемому к продольной кромке стенки, так как здесь практически невозможно исправить дефекты изготовления путем обрезки или фрезеровки торца двутавра.

Также, для узлов, показанных на рис. 1 в, г, кроме самих фланцев, требуется большое количество дополнительных деталей, включая одно торцевое и четыре средних ребра.

Наиболее просто в конструктивном отношении сопряжение, показанное на рис. 1 д, где элементы могут соединяться под любым углом при помощи всего двух фланцев. По сути, такое конструктивное решение сопряжения ригеля и

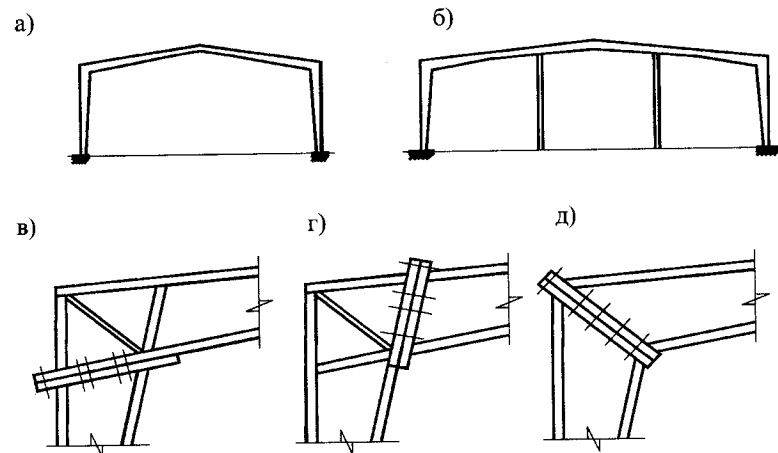


Рис. 1. Жесткие сопряжения ригелей с крайними колоннами

стойки, является логическим развитием рядовых сопряжений элементов ригеля друг с другом (рис. 2).

Отличительной особенностью рамных узлов является сложное напряженное состояние как в самих узлах, так и в примыкающих к ним зонах ригеля и стойки. Использование теории кривого бруса для определения напряжений в ломаных сопряжениях двутавров приводит к чрезвычайно большим погрешностям, и не может быть применимо для практических случаев. Податливость фланцевых соединений вносит дополнительные трудности в определение напряженно-деформированного состояния узла.

Определенные аналогии для узлов первого типа можно найти в сопряжениях ригелей и колонн многоэтажных зданий [1], [2]. Например, в работе [2] расчеты проводятся исходя из достижения предельного состояния узла при полном развитии пластических деформаций.

В целом, задачи расчета узлов сопряжения крайних стоек и ригелей включают следующее:

1. Определение напряженно-деформированного состояния узла и примыкающих зон ригеля и стойки для расчета прочности стенки, полка, ребер и соединяющих их сварных швов;
2. Расчет элементов, входящих в состав узла, на местную устойчивость;

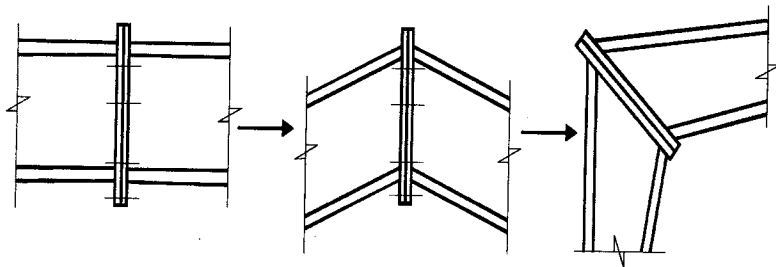


Рис. 2. Сопряжение элементов рам

3. Расчет узлов при работе стенки в закритической стадии работы.

Наиболее точные решения этих задач могут быть получены численными методами, например, методом конечных элементов, с учетом физической и геометрической нелинейности работы материала и элементов узла.

### 2.11.1. РАСЧЕТ УЗЛОВ ПЕРВОГО ТИПА

#### 2.11.1А. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ УЗЛА

Задачи, аналогичные задачам передачи усилий с полок на стенку отсека узлов первого типа, изложены в работе [3], где рассматриваются различные случаи взаимодействия усиливающих ребер с пластинками. Отличительной особенностью задач, приведенных в работе [3], является то, что ненагруженный конец подкрепляющего ребра закреплен к неподвижному основанию (рис. 3 а). В рассматриваемых же узлах смещаются как нагруженный, так и ненагруженный концы ребра (рис. 3 б). Это несколько изменяет картину передачи усилий с ребер на пластину, приближая ее от экспоненциальной к линейной для всех соотношений продольной жесткости ребра и сдвиговой жесткости пластины.

Исходя из этого, и в целях упрощения, для последующих расчетов примем линейные эпюры изменения усилий в полках и ребрах, входящих в состав отсека, как это показано на рис. 3 в.

Общее усилие  $N_0$ , передающееся с полки ригеля или стойки на отсек, складывается из усилий  $Q_s$  и  $Q_w$ , воспринимаемых диагональным ребром и стенкой отсека

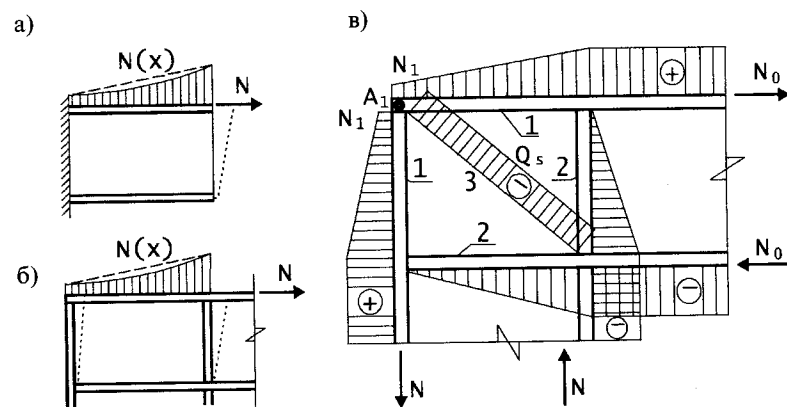


Рис. 3. Передача усилий с ребра на пластину и распределение усилий в элементах узла

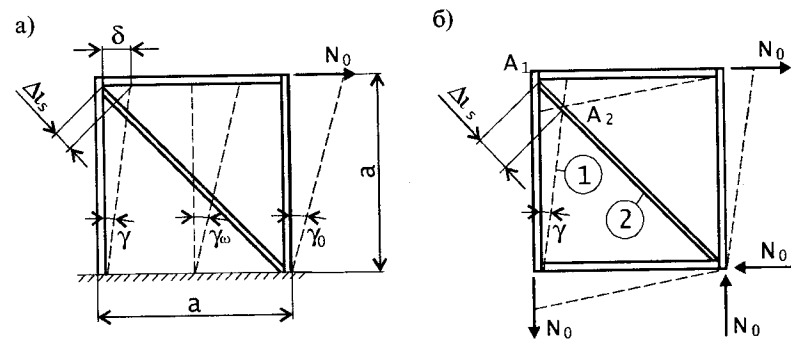


Рис. 4. Схема деформированного отсека и распределения усилий в его элементах

$$N = Q_s + Q_w \quad (1)$$

Для определения усилий  $Q_s$  и  $Q_w$  рассмотрим схему деформированного квадратного отсека. При других соотношениях сторон отсека решения строятся аналогично. В начале будем считать, что нижняя часть отсека жестко закреплена, а внешняя сила  $N_0$  приложена только к верхней полке (рис. 4 а).

Пренебрегая изгибными деформациями отсека, и усилиями, действующими в стенке, считаем, что под действием

усилий в поясах происходит сдвиг отсека на некоторый угол. Фактически, из-за продольных деформаций полок, примыкающих к отсеку, угол сдвига  $\gamma_0$  в начале отсека будет больше, чем угол  $\gamma$  в его конце (рис. 4 а). В среднем, сдвиговая деформация стенки отсека определяется углом  $\gamma_w$

$$\gamma_w \approx \frac{\gamma_0 + \gamma}{2}. \quad (2)$$

Введя обозначение  $\gamma_0 = k_\gamma \cdot \gamma$ , где  $k_\gamma \geq 1$ , получим:

$$\gamma_w = \gamma \frac{1 + k_\gamma}{2}. \quad (3)$$

Параметр  $k_\gamma$  зависит от соотношений продольной жесткости полки, диагонального ребра и сдвиговой жесткости стенки отсека. Теоретическое определение параметра  $k_\gamma$  представляет сложную задачу, и поэтому, рациональным является определение его величины путем численных экспериментов, например, методом конечных элементов.

При сдвиге левой части отсека на угол  $\gamma$  его верхняя левая точка переместится на расстояние  $\delta$  (см. рис. 4 а). Длина диагонального ребра при этом изменится на величину

$$\Delta l_{s1} = l_s - \sqrt{a^2 + (a - \delta)^2}, \quad (4 а)$$

где  $l_s = a\sqrt{2}$  — длина диагонального ребра в квадратном отсеке.

Так как  $\delta = a \cdot tg\gamma \approx a \cdot \gamma$ , то

$$\Delta l_{s1} = a\sqrt{2} - a\sqrt{1 + (1 - \gamma)^2} \quad (4 б)$$

или, пренебрегая малыми величинами второго порядка

$$\Delta l_{s1} = a\sqrt{2}(1 - \sqrt{1 - \gamma}). \quad (4 в)$$

При действии на отсек системы уравновешенных внешних сил, что в большей степени отвечает его реальной работе, схема деформирования представлена на рис. 4 б. В этом случае, конец диагонального ребра будет перемещаться вдоль его оси из точки  $A_1$  в точку  $A_2$ .

Координаты точки  $A_2$  определим из системы уравнений для линий 1 и 2:

— для линии 1:  $x/y_1 = tg\gamma \approx \gamma$ ; для линии 2:  $y_2 = a - x$ .

Решая систему уравнений, определим координату  $x$  в точке  $A_2$

$$x = \frac{a}{1 + ctg\gamma}. \quad (5)$$

Укорочение ребра

$$\Delta l_{s2} = \sqrt{2} \cdot x = \sqrt{2} \frac{a}{1 + ctg\gamma} \quad (6 а)$$

или, после преобразований, при  $ctg\gamma \approx 1/\gamma$

$$\Delta l_{s2} = \sqrt{2} \cdot a \frac{\gamma}{1 + \gamma}. \quad (6 б)$$

Учитывая, что при  $\gamma \ll 1$ , величина  $1 + \gamma \approx 1$ , получим:

$$\Delta l_{s2} = \sqrt{2} \cdot a \cdot \gamma. \quad (6 в)$$

В некоторых работах, например [2], при расчете отсека, он загружается одной силой, как это показано на рис. 4 а. Деформации ребра при этом находятся по формуле, аналогичной формуле (6 в).

Найдем соотношение деформаций ребра при загрузении отсека одной силой (рис. 4 а) и двумя уравновешенными силами (рис. 4 б)

$$\frac{\Delta l_{s1}}{\Delta l_{s2}} = \frac{\sqrt{2} \cdot a(1 - \sqrt{1 - \gamma})}{\sqrt{2} \cdot a \cdot \gamma} = \frac{1 - \sqrt{1 - \gamma}}{\gamma}. \quad (7)$$

При  $\gamma \ll 1$   $\sqrt{1 - \gamma} \approx 1 - 0,5\gamma$ . Тогда  $\Delta l_{s1}/\Delta l_{s2} = 0,5$ , т. е. деформации диагонального ребра при нагружении отсека уравновешенными силами (рис. 4 б) в 2 раза больше, чем при нагружении одной силой и защемлении одной из его сторон. Это приводит к увеличению продольной силы, передающейся на ребро, также в 2 раза.

Найдем усилия, воспринимаемые диагональным ребром и стенкой отсека.

Усилие в ребре  $Q_s$  зависит от его продольной жесткости и величины деформации, т.е.

$$Q_s = \frac{\Delta l_s \cdot E \cdot A_s}{l_s}. \quad (8 а)$$

Учитывая формулы (4 а) и (6 в) и преобразовывая формулу (8 а), найдем, что

$$Q_s = \gamma \cdot E \cdot A_s. \quad (8 б)$$

Усилие  $Q_w$ , воспринимаемое стенкой, приближенно равно

$$Q_w \approx \tau \cdot a \cdot t_w, \quad (9)$$

где  $\tau$  — усредненные касательные напряжения в стенке отсека

$$\tau = \gamma_w \cdot G = \gamma_w \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (10 а)$$

или, учитывая формулу (3),

$$\tau = \gamma \frac{1+k_\gamma}{2} \cdot \frac{E}{2(1+\mu)}. \quad (10 б)$$

Подставляя формулу (10 б) в формулу (9), получим:

$$Q_w = \gamma \frac{1+k_\gamma}{2} \cdot \frac{E}{2(1+\mu)} \cdot a \cdot t_w. \quad (11)$$

Полная сила, воспринимаемая стенкой и ребром равна:

$$N_0 = \gamma \cdot E \cdot A_s + \gamma \frac{1+k_\gamma}{2} \cdot \frac{E}{2(1+\mu)} \cdot a \cdot t_w.$$

Учитывая, что площадь сечения стенки  $A_w = a \cdot t_w$ , окончательно найдем

$$N_0 = \gamma \cdot E \cdot \left( A_s + A_w \frac{1+k_\gamma}{2} \cdot \frac{1}{2(1+\mu)} \right). \quad (12)$$

Выражение в скобках, по сути дела, представляет сумму относительных усилий, воспринимаемых по отдельности ребром и стенкой отсека. Для практических расчетов, усилия в ребре и стенке удобнее определять следующим образом:

$$Q_s = N_0 \frac{C_s}{C_s + C_w}; \quad (13 а)$$

$$Q_w = N_0 \frac{C_w}{C_s + C_w}, \quad (13 б)$$

$$\text{где } C_s = A_s; C_w = A_w \cdot \frac{1+k_\gamma}{2} \cdot \frac{1}{2(1+\mu)}.$$

$$\text{При } \mu = 0,3; C_w = 0,2 \cdot A_w \cdot (1+k_\gamma).$$

Как было сказано ранее, величина  $k_\gamma$  зависит от соотношения продольной жесткости полок отсека и сдвиговой жесткости его стенки, и изменяется от 1 (абсолютно жесткая полка) до 1,05÷1,3 для реальных конструкций. При этом теоретическая величина параметра  $C_w$  изменяется в пределах  $C_w \approx (0,41 \div 0,46) \cdot A_w$ . В действительности, при определении сдвиговой жесткости стенки, следует учитывать ее подкрепление полками ригеля и стойки, входящих в состав отсека, что для практических случаев, дает значение  $C_w \approx (0,6 \div 0,85) \cdot A_w$  или, в среднем  $C_w \approx 0,75 \cdot A_w$ . Расчеты, проведенные методом конечных элементов, подтверждают приемлемость принятой величины  $C_w$ . Тогда, формулы (13 а) и (13 б) примут вид:

$$Q_s = N_0 \frac{A_s}{A_s + 0,75 A_w}; \quad (14 а)$$

$$Q_w = N_0 \frac{0,75 A_w}{A_s + 0,75 A_w}. \quad (14 б)$$

При работе стенки отсека в закритической области, ее сдвиговая жесткость уменьшается, и поэтому часть внешней нагрузки передается со стенки на диагональное ребро. Сдвиговая жесткость пластины при образовании значительных складок и проявлении конструктивной анизотропии, т.е. при  $\mu = 0$  в направлении сжатия, уменьшается в 2 раза [4] и [5], а при отсутствии конструктивной анизотропии — приблизительно в 1,5 раза [4]. Поэтому, при закритической стадии работы стенки отсека, в формулы (14 а) и (14 б) должен быть введен специальный корректирующий коэффициент  $k_w$ , а именно:

$$Q_s = N_0 \frac{A_s}{A_s + 0,75 k_w \cdot A_w}; \quad (15 а)$$



$$Q_w = N_0 \frac{0,75k_w \cdot A_w}{A_s + 0,75k_w \cdot A_w} \quad (15 \text{ б})$$

Для реальных конструкций, при закритической работе стенки, уменьшение ее сдвиговой жесткости будет значительно меньше, чем для очень тонких пластин, и величина коэффициента составит  $k_w = 0,75 \div 0,9$ . Для устойчивых стенок  $k_w = 1,0$ .

### 2.11.1б. РАСЧЕТ СВАРНЫХ ШВОВ И ДИАГОНАЛЬНОГО РЕБРА ОТСЕКА

Зная распределение усилий между диагональным ребром и стенкой, можно определить усилия, передающиеся на сварные швы, прикрепляющие полки и ребра к стенке отсека.

Рассмотрим отдельные конструктивные элементы узла сопряжения ригеля и стойки, в частности, наружные ребра отсека (элемент 1), внутренние ребра отсека (элемент 2), диагональное ребро (элемент 3) (рис. 3 в). Элементы 1 и 2, по сути являются продолжением полок ригеля и стойки.

Продольные усилия в элементах 1 и 2 изменяются от полного значения  $N_0$  до некоторой величины  $N \geq 0$ . Так, для элементов 2, из условия равновесия узла их примыкания к наружной грани отсека, это усилие должно быть равным нулю. Для элементов 1, величина продольного усилия в точке  $A_1$  зависит от усилия в диагональном ребре  $Q_s$ , и для квадратного отсека определяется по формуле

$$N_1 = 0,707Q_s, \quad (16 \text{ а})$$

где величина  $Q_s$  определяется по формуле (15 а).

Сварные элементы, прикрепляющие элементы 1 к стенке, рассчитываются на срезающие усилия

$$q_1 = k_N \frac{N_0 - N_1}{a} \quad (17)$$

Коэффициент  $k_N$  учитывает фактически нелинейное распределение продольных усилий в элементах 1 и 2. Согласно [3] достаточно надежно этот коэффициент может быть назначен в пределах 1,4—1,5. При необходимости, усиленный сварной шов может выполняться на протяжении около 0,25 от общей длины шва.

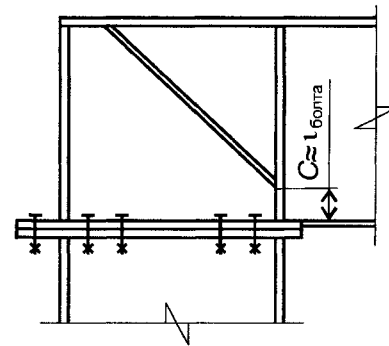


Рис. 5. Установка диагонального ребра с расцентровкой

Для элементов 2, следует отдельно рассчитывать швы, расположенные внутри и снаружи отсека. Наружные швы рассчитываются на усилия, передающиеся на узел со стойки или ригеля, а внутренние — на усилия, определяемые по формуле (15 б).

Расчет диагонального ребра на прочность и устойчивость, производится на усилие  $Q_s$  как опорного ребра балок с учетом включения части стенки. При работе стенки в закритической стадии, ее включение в работу ребра не учитывается.

На практике, диагональное ребро часто устанавливается с расцентровкой относительно углов в отсеке (рис. 5), что связано с необходимостью установки болтов вблизи внутреннего угла отсека и технологическими ограничениями по приварке ребра (рис. 5). В этих случаях можно считать, что ребро не воспринимает нагрузок передающихся с полок, т.е.  $Q_s = 0$  и  $Q_w = N_0$ , а вся нагрузка воспринимается стенкой. Конструирование ребра выполняется с соблюдением правил для обычных ребер жесткости, обеспечивающих устойчивость стенки балки.

### 2.11.1в. РАСЧЕТ СТЕНКИ УЗЛА ПЕРВОГО ТИПА НА УСТОЙЧИВОСТЬ

Точное решение задачи устойчивости стенки отсека представляет трудную задачу, что связано со сложным законом изменения внешних нормальных и касательных усилий и наличием диагонального ребра. Поэтому, в запас несущей

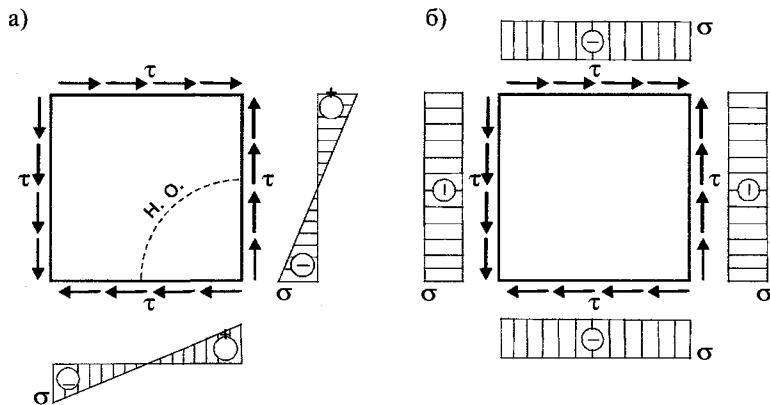


Рис. 6. К расчету пластины отсека на местную устойчивость

способности, воспользуемся приближенными формулами, полученными для более простых случаев [6], [7]. На рис. 6 представлены исходная и расчетная схемы нагружения пластины отсека (без диагонального ребра) нормальными и касательными напряжениями. Для учета отличий расчетной схемы нагружения от фактической по нормальным напряжениям, вводится поправочный коэффициент, приближенно учитывающий сжатие пластины на части ее высоты. Опираемые пластины предполагается шарнирными.

Формулы для проверки устойчивости пластины отсека согласно [6] и [7] имеют вид:

$$\sigma \leq \sigma_{cr} = \psi \cdot k_{\sigma} \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\mu^2)} \left( \frac{t_w}{a} \right)^2; \quad (18)$$

$$\tau \leq \tau_{cr} = k_{\tau} \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\mu^2)} \left( \frac{t_w}{a} \right)^2, \quad (19)$$

где  $a$  и  $t_w$  — сторона и толщина стенки отсека;  $k_{\sigma}$  и  $k_{\tau}$  — коэффициенты определяемые по табл. 1;  $\psi \approx 2$  — поправочный коэффициент, учитывающий фактическое распределение нормальных напряжений в отсеке.

Проверка устойчивости по формулам (18) и (19) производится следующим образом:

Таблица 1. Значения коэффициентов  $k_{\sigma}$  и  $k_{\tau}$

$k_{\sigma}$	0	1,0	2,0	3,0	3,6	4,0
$k_{\tau}$	9,42	8,15	6,67	4,72	3,02	0

а) определяется напряжение  $\sigma_{cr}$  и сравнивается с действующим напряжением  $\sigma$ ;

б) при обеспечении устойчивости по нормальным напряжениям, по табл. 1 определяется соответствующее критическое напряжение  $\tau_{cr}$ , которое сравнивается с максимальным действующим напряжением  $\tau$ ;

в) при одновременном выполнении обеих проверок, устойчивость отсека считается обеспеченной.

Приближенно проверка устойчивости отсека также может выполняться по формуле, приведенной в [7]

$$\frac{\sigma}{\psi \cdot \sigma_{cr}} + \left( \frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \leq 1. \quad (20)$$

В приведенных выше формулах, напряжения  $\sigma$  и  $\tau$  в отсеке определяются по усилиям, действующим в примыкающих ригеле и стойке с учетом дополнительных касательных напряжений, возникающих при передаче усилий с полок на стенку отсека.

При установке диагонального ребра критические напряжения  $\sigma_{cr}$  и  $\tau_{cr}$  существенно увеличиваются, а действующие напряжения  $\sigma$  и  $\tau$  уменьшаются, в результате чего устойчивость стенки отсека резко возрастает (по некоторым данным в 1,5—3 раза). В таких случаях проверка устойчивости стенки отсека может не проводиться, если обеспечена устойчивость стенок примыкающих ригеля и стойки рамы.

### 2.11.2. РАСЧЕТ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ ВТОРОГО ТИПА

Для определения внутренних усилий в узле второго типа рассмотрим рис. 7. Отсекая, в силу симметрии, нижнюю часть узла, получим его расчетную схему, представляющую собой консоль переменного двутаврового сечения, шарнирно опирающуюся на конце и снизу в месте перелома пояса

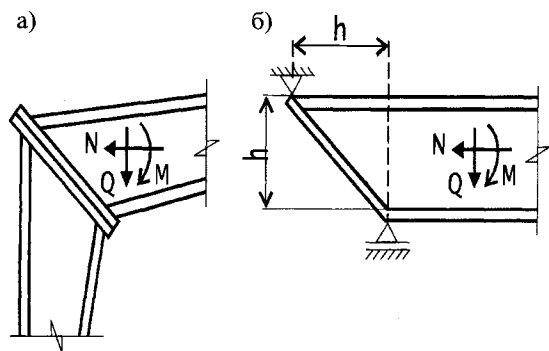


Рис. 7. К расчету узла второго типа

(рис. 7 б). Для упрощения задачи, предположим, что высота сечения ригеля и стойки одинакова и постоянна. Учитывая, что сопряжение ригеля со стойкой осуществляется на фланцах, где болты в средней части могут ставиться достаточно редко, а сами фланцы более деформативны, чем основное сечение элементов, такая схема достаточно точно отражает реальную работу узла.

Загружение консоли осуществляется изгибающим моментом  $M$ , продольной силой  $N$  и поперечной силой  $Q$ , передающихся с ригеля или стойки рамы. При этом продольная сила  $N$  и поперечная сила  $Q$ , передаются на опоры неравномерно. Вследствие сдвиговой и изгибной податливости консоли, на нижнюю опору должна передаваться большая доля от  $Q$  и  $N$ , чем на верхнюю. Предположим, что на нижнюю опору передается нагрузки  $\eta \cdot Q$  и  $\eta \cdot N$ , где  $\eta \leq 1$ , а верхнюю  $(1-\eta)Q$  и  $(1-\eta)N$  соответственно. Величина коэффициента  $\eta$  может быть определена теоретически или путем численных расчетов. Считая, что центр действия сил  $Q$  и  $N$  находится в центре тяжести треугольной стенки консоли, приближенно примем  $\eta \approx 0,67$ .

Реакция опор расчетной консоли от изгибающего момента будет равна:

$$N_M = \frac{M}{h}, \quad (21)$$

где  $h$  — высота сечения вблизи опор.

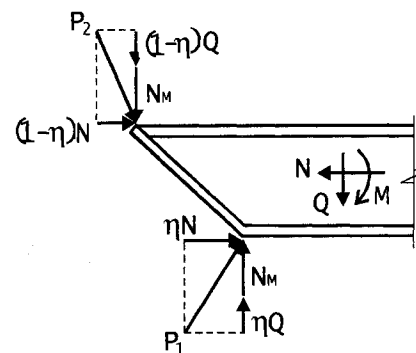


Рис. 8. Схема загрузки расчетной консоли

Таким образом, на расчетную консоль действует система сил, показанная на рис. 8. Проверка предлагаемой расчетной схемы узла методом конечных элементов, показала ее адекватность реальной конструкции (по величине максимальных напряжений в стенке ригеля вблизи нижнего узла относительная погрешность не превышает 5—8%). При расчетах стенки ригеля на местную устойчивость методом конечных элементов, для принятой консольной модели узла критические напряжения получаются на 20% больше, чем для узла по рис. 7 а. Это, очевидно, обусловлено отсутствием нормальных напряжений, вдоль наклонной кромки консоли и может быть учтено поправочным коэффициентом.

Равнодействующие реакций на условных опорах консоли будут равны:

— на нижней опоре

$$P_1 = \sqrt{N_M^2 + (\eta \cdot Q)^2 + (\eta \cdot N)^2}; \quad (22 \text{ а})$$

— на верхней опоре

$$P_2 = \sqrt{N_M^2 + [(1-\eta) \cdot Q]^2 + [(1-\eta) \cdot N]^2}. \quad (22 \text{ б})$$

В дальнейшем расчет узла разбивается на две отдельные задачи:

1. Расчет нижней части узла на действие силы  $P_1$ ;
2. Расчет верхней части узла на действие силы  $P_2$ .

Это разделение вполне обосновано, так как части узла находятся на достаточно большом расстоянии друг от друга и практически не влияют друг на друга.

Расчет верхней части узла сводится к проверке напряжений в стенке и поясах. Имеется ряд работ, посвященных расчету двутавровых элементов переменного сечения в мостовых и железобетонных конструкциях, например, работы Х. Бая [8], Г.М. Власова [9], И. Гийона [10] и др.

Наиболее общий вид имеет формула Х. Бая

$$\tau_{xy} = \frac{1}{b} \left[ \frac{Q - N \cdot \operatorname{tg} \beta}{J_z} S_z - \frac{M_x}{J_z} \left( \frac{S_z}{J_z} \cdot \frac{dJ_z}{dx} - \omega \cdot \operatorname{tg} \beta \right) + \frac{N \cdot \omega}{A^2} \cdot \frac{dA}{dx} \right], \quad (23)$$

где  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  — изгибающий момент, продольная и поперечная сила, действующие в рассматриваемом сечении, перпендикулярном одному из поясов;  $\beta$  — угол наклона пояса;  $b$  и  $A$  — ширина и площадь рассматриваемого поперечного сечения;  $\omega$  — часть площади поперечного сечения, находящаяся между исследуемой точкой и гранью балки, перпендикулярной сечению;  $S_z$  — статический момент площади  $\omega$  относительно нейтральной оси;  $J_z$  — момент инерции сечения.

Формула Х. Бая имеет довольно сложную структуру и поэтому на практике часто применяют формулу И. Гийона

$$\tau_{xy} = \left( Q - \frac{M}{r} \right) \frac{S_z}{J_z \cdot b}, \quad (24)$$

где  $r$  — расстояние от вершины условного клина (точки пересечения поясов) до рассматриваемого сечения.

Как видно из этих формул, переменность сечения двутавра приводит к уменьшению касательных напряжений в стенке двутавра за счет включения поясов в восприятие поперечной силы.

Формулы Х. Бая, И. Гийона и др. позволяют получать приемлемые результаты при углах наклона поясов, обычно применяемых в строительной практике, т.е. до 15—25° и дают большие погрешности при больших углах, как в нашем случае (угол наклона пояса составляет 45°).

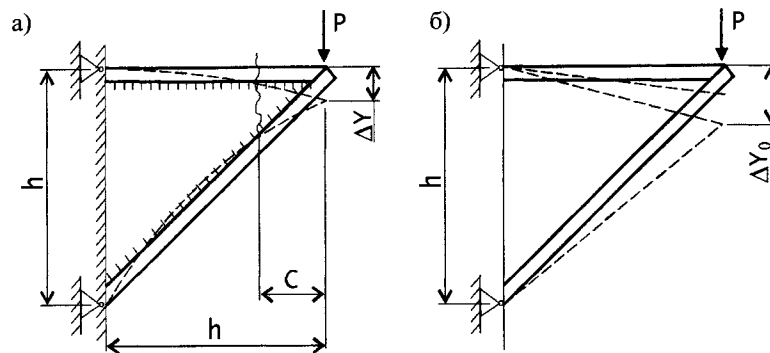


Рис. 9. К расчету двутаврового клина

Данная задача исследовалась автором при помощи метода конечных элементов. Для расчетов была принята модель в виде двутаврового клина с углом 45°, нагруженного на конце сосредоточенной силой и защемленного по вертикальной стороне (рис. 9 а). Соотношение площади стенки и полки  $A_w/A_{\Sigma}$  в пределах от 0,25 до 1,25 в месте максимальной высоты сечения клина варьировалось за счет изменения толщины стенки.

Включение стенки в работу всего элемента определялось путем сопоставления относительных деформаций  $\delta$  конца клиньев с различной толщиной стенки и стержневой системы, состоящей только из поясов (рис. 9 б). При этом предполагалось, что относительное уменьшение деформации двутаврового клина будет соответствовать относительному включению его стенки в восприятие внешней нагрузки, т.е.

$$P_w = (1 - \delta) \cdot P; \quad (25 \text{ а})$$

$$P_f = \delta \cdot P, \quad (25 \text{ б})$$

где  $P$  — внешняя нагрузка;  $P_w$ ,  $P_f$  — усилия, воспринимаемые стенкой и полками двутавра;  $\delta$  — доля нагрузки, воспринимаемая полками. Значения  $\delta$  даны в табл. 2 в зависимости от соотношения  $A_w/A_{\Sigma}$ .

Параллельно с определением прогибов было зафиксировано местоположение (размер  $c$ ) наиболее опасных сечений двутаврового клина и определены напряжения в поясах и

Таблица 2. Данные для расчета двутаврового клина

$A_w/A_{fz}$	0	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25
$\delta$	1	0,89	0,83	0,79	0,75	0,72
$c/h$	—	0,35	0,32	0,30	0,25	0,20
$\chi$	—	1,05	1,1	1,15	1,18	1,2

стенке. В табл. 2 приведены значения относительного расстояния  $c/h$  в зависимости от соотношения  $A_w/A_{fz}$ .

Для проверки прочности двутавра следует принимать расчетные усилия и характеристики сечения, находящиеся на расстоянии  $s$  от загруженного конца. При этом проверка прочности полок производится по приближенным формулам:

— для верхней полки

$$\sigma_{f1} = \frac{M_{ef}}{\chi \cdot W_x} - \frac{(1-\eta) \cdot N}{A_{f1}} \leq R_y \cdot \gamma_c; \quad (26)$$

— для нижней наклонной полки

$$\sigma_{f2} = \frac{\chi \cdot M_{ef}}{W_x} + \frac{(1-\eta) \cdot Q}{A_{f2}} \leq R_y \cdot \gamma_c; \quad (27)$$

где  $M_{ef} = N_M \cdot c$  — изгибающий момент в расчетном сечении;  $W_x$  — момент сопротивления расчетного сечения, перпендикулярного горизонтальному поясу;  $\chi$  — параметр, учитывающий влияние стенки (табл. 2);  $A_{f1}$  — площадь горизонтальной полки;  $(1-\eta) \cdot N$  — часть продольного сжимающего усилия  $N$ , воспринимаемого горизонтальной полкой;  $(1-\eta) \cdot Q$  — часть поперечной силы, воспринимаемой горизонтальной полкой.

Проверка прочности стенки на срез в расчетном сечении производится по формуле:

$$\tau = \beta_\tau \cdot \frac{P_w}{t_w \cdot h_{ef}} \leq R_s \cdot \gamma_c; \quad (28)$$

где  $t_w$  и  $h_{ef}$  — толщина и высота стенки в расчетном сечении;  $P_w$  — усилие, воспринимаемое стенкой и определяемое по формуле (25 а);  $\beta_\tau \approx 1,5 \div 2$  — коэффициент формы эпюры  $\tau$  в клине.

Также, в расчетном сечении производится проверка прочности стенки по приведенным напряжениям

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где в качестве напряжений  $\sigma$  подставляется величина  $\sigma_{f1}$  или  $\sigma_{f2}$ .

При допущении развития в стенке пластических деформаций, определение усилий в поясах производится в сечении, расположенном на расстоянии  $s$  от конца консоли как для фермы, нагруженной усилием  $P_2$  (рис. 8 и 9 б). Величина поперечной силы  $Q$ , передаваемой на пояса, определяется с учетом части поперечной силы, воспринимаемой стенкой в пластической стадии работы, т.е.

$$Q_{ef} = Q - t_w \cdot h_{ef} \cdot R_s, \quad (29)$$

где  $h_{ef}$  — расчетная высота стенки в сечении, расположенном на расстоянии  $s$  от вершины клина.

При конструировании узлов с диагональными фланцами, возникают сложности с постановкой болтов изнутри внешнего угла (рис. 10). В этих случаях рекомендуется установка дополнительных коротких ребер, позволяющих отодвинуть болты вдоль фланца и передать на него усилия с растянутых полок ригеля и стойки. Кроме того, такие ребра весьма положительно влияют на распределение усилий в зоне наружного угла фланцевого соединения, так как позволяют сместить равнодействующую силу  $P_2$  с острого конца элемента к его средней части.

При расчете узлов с дополнительными ребрами, расчетное сечение следует назначать с учетом данных табл. 2 и расстояния от конца элемента до равнодействующей усилий в болтах растянутой зоны фланца. Остальные расчеты выполняются в том же порядке.

Далее рассмотрим расчет нижней части узла. Как показывают экспериментальные исследования и расчеты методом конечных элементов, наибольшие напряжения возникают в стенке ригеля, в зоне перелома внутренних поясов. При этом напряженное состояние стенки весьма схоже с напряженным состоянием обычной двутавровой балки при действии локальной нагрузки, приложенной к поясу. Такая за-

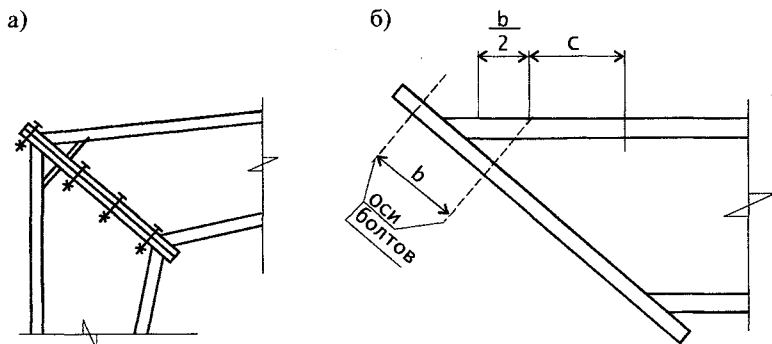


Рис. 10. Фланцевое соединение с диагональным фланцем и дополнительным ребром

дача широко исследовалась различными авторами ([11], [12], [13], [14] и др.) как из условий прочности, так и местной устойчивости стенки, а также отражена в нормах [15].

Согласно работе [12], при действии на пояс балки сосредоточенной силы  $F_{loc}$ , в ее стенке возникает локальное напряжение, которое изменяется по закону

$$p(x) = 2,6 \frac{F_{loc}}{\lambda_0} \sum_{k=1,3,5} a_k \cdot \cos \frac{k \cdot \pi \cdot x}{\lambda_0},$$

где  $\lambda_0 = 8,4763 \sqrt{\frac{J_f}{t_w}}$ ;  $a_1 = 11/16$ ,  $a_3 = 13/64$ ,  $a_5 = 11/16$ ;  $J_f$  — момент инерции полки;  $t_w$  — толщина стенки.

Как видно из формулы, параметры полки играют существенную роль в распределении локальных напряжений. По сути дела, локальные напряжения  $p(x)$  изменяются обратно пропорционально толщине полки, которая распределяет сосредоточенную нагрузку на некотором участке стенки протяженностью  $\lambda_0$ .

В случае действия сосредоточенной силы в зоне перелома поясов, их влияние должно проявляться в большей степени, так как пояса будут воспринимать часть поперечной нагрузки. В свою очередь это должно привести к уменьшению локальных напряжений в стенке по сравнению с балкой, имеющей параллельные пояса.

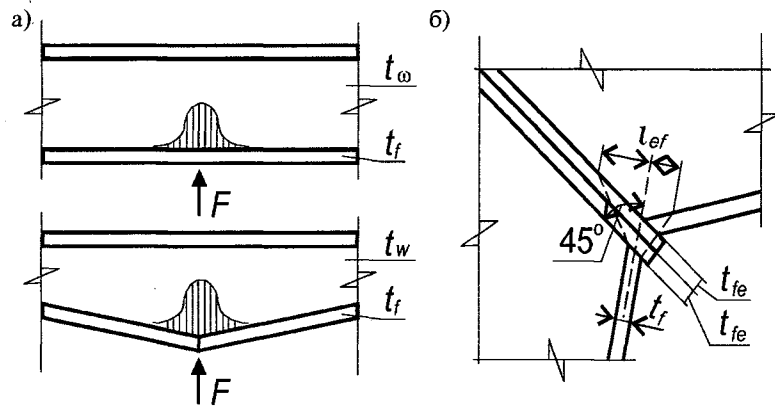


Рис. 11. К расчету внутренней зоны узла рамы

Для нахождения поправочных коэффициентов, кроме известных решений для обычных балок, автор использовал численное моделирование. Модели для определения поправочных коэффициентов показаны на рис. 11.

Угол между поясами был принят равным  $125^\circ$  и  $135^\circ$ , что характерно для реальных рамных конструкций. Сосредоточенная сила прикладывалась по биссектрисе угла. Отношение толщины полки к толщине стенки варьировалось от 1 до 5,33.

В табл. 3 представлены поправочные коэффициенты  $\rho$  для определения местных напряжений в нижнем узле узла сопряжения ригеля и стойки

Местные напряжения в стенке нижнего узла определяются по нормам [15], с введением поправочного коэффициента  $\rho$ :

$$\sigma_{loc} = \rho \frac{F}{t_w \cdot l_{ef}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (30)$$

где  $F$  — сосредоточенная сила, действующая в узле параллельно биссектрисе внутреннего угла (рис. 11 а). В запас

Таблица 3. Поправочные коэффициенты  $\rho$

$t_f/t_w$	1	1,67	2,33	3,0	3,67	4,33	5,33
$\alpha = 135^\circ$	0,94	0,91	0,88	0,86	0,84	0,82	0,80
$\alpha = 125^\circ$	0,94	0,90	0,86	0,82	0,79	0,77	0,75

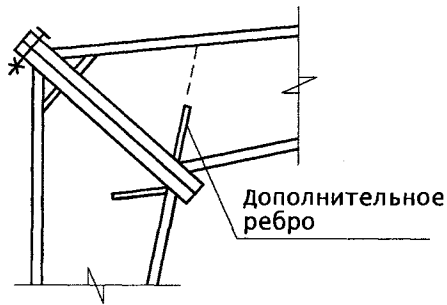


Рис. 12. Установка дополнительных ребер в узле второго типа

можно принимать  $F = P_1$ ;  $l_{ef}$  — условная длина зоны распределения сосредоточенной нагрузки (рис. 11 б):  $l_{ef} \approx 2t_{fl} + t_f$ , где  $t_{fl}$  — толщина фланца;  $\gamma_c$  — коэффициент условия работы.

Проверка прочности и местной устойчивости стенки ригеля в зоне нижнего узла производится в соответствии с нормами [15], с учетом всех компонентов напряженного состояния. При этом определение нормальных и касательных напряжений в приопорной зоне может производиться без учета наклона поясов менее  $10—15^\circ$ .

При невыполнении условий прочности или устойчивости стенки ригеля или стойки в зоне нижнего узла необходима установка дополнительных ребер жесткости вдоль биссектрисы угла, как это показано на рис. 12. Длина дополнительных ребер должна быть не менее  $0,25$  длины биссектрисы, а их сечение назначается по аналогии с опорными ребрами обычных балок.

## Литература

1. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. М. Стройиздат. 1980. 776 с.
2. Мразик А., Тохачек М. Расчет и проектирование стальных конструкций с учетом пластических деформаций. М., Стройиздат. 1986. 456 с.
3. Григорюк Э.И., Толкачев В.М. Контактные задачи пластин и оболочек. М.Машиностроение. 416 с.
4. H. Wagner. Ebene Blechwandträger mit sehr dünner Stegblech, Zeitschr. F. Flugtechnik und Motorluftschiffahrt 20, № 8—12 (1922), 200 (перевод в

5. сборнике под ред. А.А. Уманского и П.М. Знаменского, изд. ЦАГИ, 1937. С. 58—117)
5. Тимошенко С.П. Конструкции со стенками, имеющими незначительную жесткость. В кн. Статические и динамические проблемы теории упругости. Киев. «Наукова думка». 1975. 564 с.
6. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. Изд. 2-е. М. Наука. 1967. 880 с.
7. Прочность, устойчивость, колебания. Справочник в 3 т. Под ред. И.А. Биргера и Я.Г. Пановко. Т.3. М. Машиностроение. 1968. 568 с.
8. Bay H. Die Berechnung der Schubspannungen in der Bogenscheibe. Ingenier-Archiv. 1936. Bd.7. №2. z. 118—125.
9. Власов Г.М. Расчет мостовых конструкций с элементами переменного сечения. М. Транспорт. 1969. 74 с.
10. Гийон И. Предварительно напряженный железобетон. Теория и экспериментальные исследования. М. Госстройиздат. 1959. 704 с.
11. Броуде Б.М. Предельное состояние стальных балок. М.-Л. Стройиздат 1953. 216 с.
12. Броуде Б.М. Распределение сосредоточенного давления в стальных балках. М. Л. Стройиздат 1950. 84 с.
13. Евстратов А.А. Устойчивость стенки двутавровой балки под воздействием местных напряжений. Ж. «Строительная механика и расчет сооружений». 1970. №1. С. 34—37.
14. Лампси Б.Б. Прочность тонкостенных металлических конструкций. М. Стройиздат. 1987. 280 с.
15. СНиП II-23—81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М. ЦИТП. 1989. 96 с.

## 2.12. ОПОРНЫЕ УЗЛЫ КОЛОНН И СТОЕК

### 2.12.1. СУЩЕСТВУЮЩИЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ОПОРНЫХ ПЛИТ

Опираие металлических колонн и стоек, в большинстве случаев, осуществляется с применением специальных опорных плит, передающих и распределяющих нагрузку с колонны на поверхность фундамента. Типичное конструктивное решение опорной плиты представлено на рис. 1 а.

Усилия, действующие в опорном узле, приводят к появлению в фундаменте реактивных напряжений. Задачей проектировщика является правильное назначение параметров элементов узла опирания колонны, при котором будет обеспечена несущая способность всех элементов — опорной плиты, анкерных болтов и самого фундамента.

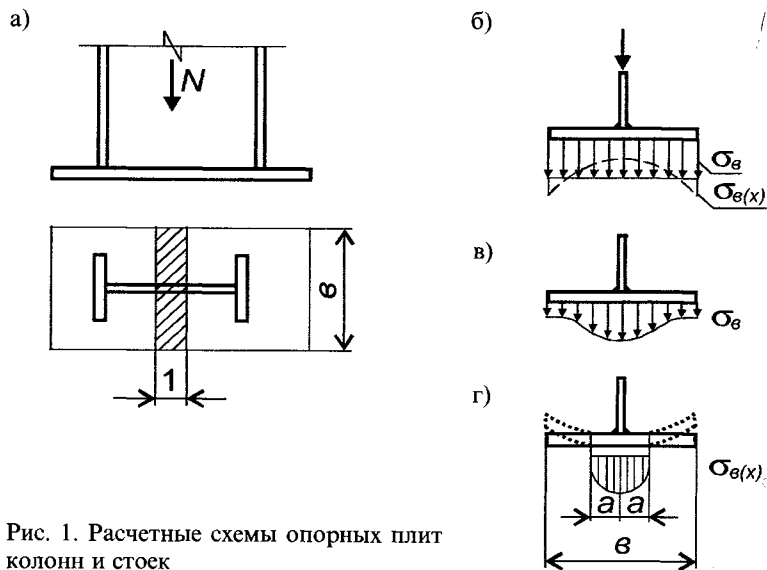


Рис. 1. Расчетные схемы опорных плит колонн и стоек

Распределение реактивных напряжений под опорной плитой весьма сложно, и определяется многими факторами, в частности:

1. Упругими или упруго-пластическими характеристиками основания (бетона фундамента).
2. Изгибной жесткостью опорной плиты.
3. Конструктивными решениями базы колонн.

Точные аналитические методы расчета опорных плит разработаны только для простейших случаев, и поэтому на практике обычно используют упрощенные модели.

Наиболее распространен метод расчета, при котором считается, что реактивные напряжения под плитой распределяются линейно, как это показано на рис. 1 б на примере полоски единичной ширины, нагруженной посередине. Эта методика приемлема для относительно толстых, мало деформируемых плит, уподобляемых жестким штампам. При этом, принятие равномерного распределения реактивных напряжений, в какой-то степени косвенно учитывает некоторые деформации плит и уменьшение реактивных напряжений по краям плиты-штампа. Для сравнения, на рис. 1 б

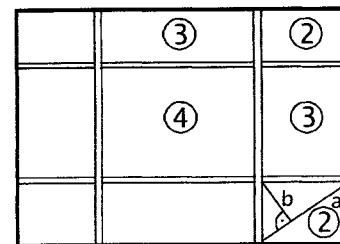


Рис. 2. Расчетные участки опорных плит при расчете по стандартной методике

пунктиром показано распределение реактивных напряжений для случая абсолютно жесткого штампа, а на рис. 1 в — для гибкой балки (пластины).

Реактивные напряжения для модели линейно-упругого основания определяются по формуле сопротивления материалов:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}, \quad (1)$$

где  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$  — продольная сила и опрокидывающие моменты действующие в сечении колонны, примыкающем к опорной плите;  $A$ ,  $W_x$ ,  $W_y$  — площадь и моменты сопротивления опорной плиты с размерами  $B \times L$ .

Согласно этой методике, опорная плита разбивается на отдельные участки, работающие независимо друг от друга и нагруженные равномерно распределенной нагрузкой, равной величине реактивных напряжений на данном участке (рис. 2). Определение изгибающих моментов в таких плитах производится по таблицам, составленным Б.Г. Галеркиным для шарнирно-опертых пластин.

Для участков 2 или 3 плиты, опертых на 2 или 3 кромки соответственно, максимальный изгибающий момент найдется как

$$M_{\max} = \alpha \cdot \sigma \cdot a^2, \quad (2)$$

где  $\alpha$  — коэффициент, принимаемый по табл. 1 в зависимости от соотношения сторон пластины  $a$  и  $b$ , где  $a$  — размер



Таблица 1. Коэффициент  $\alpha$  для пластин, опертых на 2 или 3 кромки

$bla$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	>2
$\beta$	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,122	0,132	0,133

Таблица 2. Коэффициент  $\beta$  для пластин, опертых на 4 кромки

$bla$	1	1,2	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	2,0	>2,0
$\alpha$	0,048	0,063	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,1	0,125

свободной кромки. Для пластин, опертых на 2 кромки, размеры  $a$  и  $b$  определяются в соответствии с рис. 2.

Для участка 4, опертого на 4 канта:

$$M_{\max} = \beta \cdot \sigma \cdot a^2, \quad (3)$$

где  $\beta$  — коэффициент, принимаемый по табл. 2 в зависимости от соотношения сторон пластины  $a$  и  $b$ .

Для консольного участка:

$$M_{\max} = \sigma \cdot \frac{c^2}{2}, \quad (4)$$

где  $c$  — вылет консоли.

Расчетная толщина опорной пластины находится отдельно для каждого из участков опорной плиты по формуле:

$$t_{ef,i} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max,i}}{C_{pl} \cdot R_y \cdot \gamma_c}}, \quad (5)$$

где  $M_{\max,i}$  — максимальный изгибающий момент в опорной плите на отдельных участках;  $C_{pl}$  — коэффициент, учитывающий степень развития пластических деформаций в пластине;  $C_{pl} = 1$  при упругой работе;  $C_{pl} = 1,5$  — при допущении образования пластических шарниров;  $1 < C_{pl} < 1,5$  при упруго-пластической работе опорной пластины;  $R_y$  — расчетное сопротивление стали опорной плиты;  $\gamma_c$  — коэффициент условия работы, учитывающий сложное напряженное состояние опорной пластины:  $\gamma_c = 1,2$  при  $t < 4$  см;  $\gamma_c = 1,15$  при  $t = 4-6$  см;  $\gamma_c = 1,1$  при  $t > 6$  см, [1].

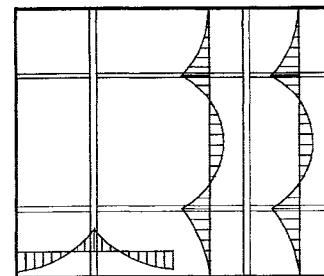


Рис. 3. Совместная работа отдельных расчетных участков опорной плиты

Так как  $\gamma_c$  зависит от толщины плиты, расчет при необходимости повторяется. Окончательно толщина опорной плиты назначается с учетом сортамента листовой стали как максимальная по всем расчетным участкам. При необходимости на отдельных участках устанавливаются подкрепляющие ребра.

Одним из способов уточнения традиционной методики может быть учет совместной работы соседних участков опорной плиты [12]. Отдельные примеры такого подхода приведены на рис. 3. Так, например, для участка 4 можно учесть то, что в силу влияния соседних участков, его можно рассматривать не как шарнирно опертую, а как жестко защемленную по контуру пластину. Аналогично, для других участков можно уточнить их расчетные схемы, вводя на отдельных сторонах жесткие или шарнирные крепления, что позволит уменьшить требуемую толщину опорной плиты в целом.

Как показывают эксперименты, например [7], принятие равномерного распределения напряжений под опорной плитой дает удовлетворительные результаты только для достаточно толстых опорных плит. Для тонких плит, предпосылки о равномерном распределении напряжений приводят к чрезмерному перерасходу металла. Кроме того, принятие равномерного распределения реактивных напряжений под плитой не позволяет правильно оценить напряженное состояние верхней части фундамента и правильно назначить класс бетона и его армирование.

Более точной моделью для расчета опорных плит является пластина, опертая на упругое основание в виде модели

Винклера или упругое полупространство. Имеется большое количество работ, посвященных расчету плит на упругом основании, в частности, [3], [4], [5], но, вследствие сложности аналитических решений, в этих работах рассматриваются относительно простые случаи, например, полубесконечные и четвертьбесконечные плиты, нагруженные равномерно распределенными или сосредоточенными нагрузками, что не отвечает реальным условиям работы опорных пластин колонн и стоек.

Также, для расчета пластин, опертых на упругое основание возможно использование теории контактных задач для тел с тонкими покрытиями, детально изложенной в работе [6], где рассматриваются задачи вдавливания штампа в полупространство через некоторую прослойку. Однако, сложность полученных решений делает их малоприменимыми для инженерной практики.

#### 2.12.2. УПРОЩЕННЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА ОПОРНЫХ ПЛИТ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

Для относительно тонких опорных плит ситуация осложняется тем, что под действием нагрузки, плита деформируется и ее краевые участки отрываются от основания (рис. 1 г). При этом плита контактирует с основанием только на части ширины, что приводит к резкому увеличению напряжений в бетоне фундамента и может привести к его разрушению.

Вообще говоря, элементарный анализ совместной работы опорной плиты и фундамента показывает, что в системе «колонна — опорная плита — фундамент», наиболее опасным звеном является фундамент. Действительно, если опорная плита, не обладая достаточной несущей способностью, будет разрушена, то колонна просто обопрется своим сечением непосредственно на бетон и продавит его.

Для легких металлических конструкций традиционный метод расчета опорных плит приводит к перерасходу стали и, в ряде случаев, создает трудности при приварке тонких элементов сечения колонны к толстым плитам. Определенных успехов можно добиться, используя иные подходы к расчету опорных пластин. Согласно экспериментальным

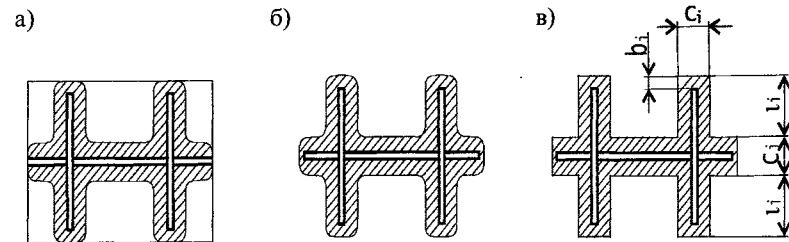


Рис. 4. Зоны передачи реакции с опорной плиты на фундамент

исследованиям [7], а также расчетам относительно тонких пластин методом конечных элементов, установлено, что передача давления с колонны происходит через ограниченную зону опорной плиты, повторяющей очертание опорного сечения колонны, включая ребра, фасонки и др. При этом ширина зоны опирания зависит, в основном, от свойств упругого основания и толщины опорной плиты. Наблюдается увеличение площади зоны в местах пересечения отдельных элементов сечения колонны (рис. 4 а). За пределами зоны опирания пластины, контакта между ней и основанием нет, т.е. плита работает с отрывом. Такая задача в механике моделируется односторонними связями, работающими только на сжатие (растяжение) и достаточно полно реализована в различных конечно-элементных программах. Отбрасывая участки опорной плиты, не участвующие в передаче давления, приходим к схеме, показанной на рис. 4 б. Для упрощения расчетной схемы, заменим криволинейные очертания границы зоны опирания на прямолинейные, как это показано на рис. 4 в.

Обозначив ширину и длину отдельных участков через  $c_i$  и  $l_i$ , найдем суммарную площадь зоны опирания

$$A_{\Sigma} = \sum_{i=1}^n c_i \cdot l_i. \quad (6)$$

Несущая способность опорного узла из условия прочности бетона фундамента найдется как

$$N_{\text{lim}} = A_{\Sigma} \cdot R_b \cdot \phi, \quad (7)$$

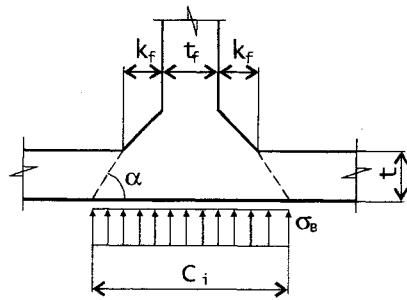


Рис. 5. Упрощенная модель для определения ширины зоны передачи давления через опорную плиту

где  $R_b$  — расчетное сопротивление бетона при сжатии, определяемое в соответствии с [8];  $\phi$  — коэффициент, учитывающий повышение предела прочности бетона в условиях стесненных деформаций при локальном действии нагрузок и принимающий значение от 1 до 1,5. Учитывая относительно небольшую зону передачи нагрузок по сравнению с размерами фундамента, можно принять  $\phi = 1,5$ .

Определим размеры отдельных участков опорной зоны. Для определения размера  $c_i$  рассмотрим пластину, которая не сопротивляется изгибу и работает только на продавливание (рис. 5).

Предположим, что нагрузка, передающаяся с элемента колонны (полки, стенки или опорных ребер), распространяется по толщине этой плиты под углом  $\alpha$  через опорную плиту. Тогда ширина опорной зоны поперек полки или стенки колонны найдется следующим образом

$$c_i = t_f + 2k_f + 2ctg\alpha \cdot t. \quad (8a)$$

Длина опорной зоны  $\ell_i$  должна определяться с учетом участка  $b_i$ , как бы продолжающего элемент по его длине, т.е.

$$\ell_i = \ell_{0,i} + \sum_{i=1,2} b_i, \quad (8b)$$

где  $b_i = k_f + ctg\alpha \cdot t$ .

При  $\alpha = 45^\circ$ , что довольно близко к действительности,

$$c_i = t_f + 2k_f + 2t; \quad b_i = k_f + t. \quad (9)$$

Предлагаемая методика может применяться для расчета узлов легких колонн и стоек и используется в следующей последовательности:

1. Определяется конфигурация зоны передачи нагрузки с учетом всех элементов опорного сечения колонны (полки, стенки и ребер);
2. Определяются размеры отдельных элементов расчетной зоны передачи давления (размеры  $c_i$ ,  $b_i$  и  $\ell_i$ );
3. Определяется суммарная площадь зоны опирания  $A_\Sigma$ ;
4. Находится предельная продольная сила  $N_{lim}$ , которая может быть воспринята бетоном фундамента;
5. Условие несущей способности опорной плиты на продавливание имеет вид  $N \leq N_{lim}$ . Несущая способность бетона фундамента при этом считается обеспеченной, так как из условия (7), напряжения в нем не превышают величины  $R_b \phi$ ;
6. При невыполнении условий п. 5, производится изменение конструкции опорного узла за счет добавления ребер, увеличения их длины и т.д. Увеличения толщины опорной пластины следует производить в последнюю очередь. Возможно назначение другого, более высокого класса бетона фундамента или подливки под опорную плиту.

### 2.12.3. УТОЧНЕННЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА ОПОРНЫХ ПЛИТ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

В описанной выше методике предполагалось, что пластина не деформируется, а напряжения в зоне контакта распределены равномерно. Фактически, пластина деформируется по некоторой криволинейной поверхности, совпадающей по очертанию с деформированной поверхностью бетона в зоне контакта. В опорной пластине и бетоне фундамента при этом возникают напряжения, величина которых определяется уровнем деформаций этих элементов. Очевидно, оптимальным будет случай, когда напряжения в опорной пластине и бетоне одновременно достигают своих предельных значений.

Для баз колонн и стоек с относительно тонкими опорными пластинами, предлагается использовать приведенную ниже методику, которая позволяет одновременно учесть в

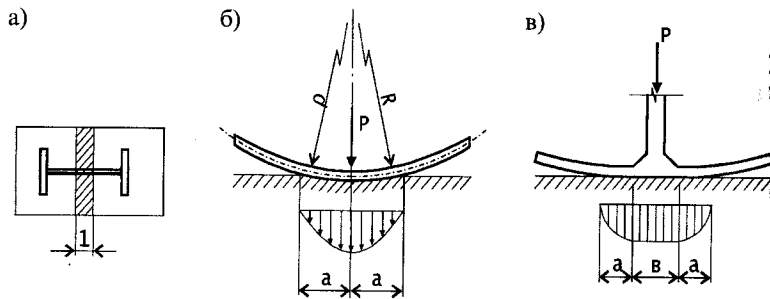


Рис. 6. Модель, учитывающая совместную работу опорной плиты и бетона фундамента

расчете условия прочности как самой пластины, так и бетона основания.

Для построения расчетной схемы вырежем участок опорной плиты единичной ширины поперек опирающейся на него полки, ребра или стенки колонны (рис. 6 а).

На первом этапе не будем учитывать толщину примыкающей полки (стенки) и катеты сварных швов, считая, что сила  $P$  действует вдоль линии, как это показано на рис. 6 б.

Дальнейший расчет строится на следующих допущениях:

1. По аналогии с методикой рассмотренной ранее, считаем, что передача давления с колонны на фундамент происходит вдоль полок, стенок и ребер приопорного сечения колонны.

2. Под действием нагрузки  $P$  пластина, опирающаяся на упругое основание, деформируется. Упругое основание также испытывает деформации в зоне контакта;

3. Поверхность деформированной пластины и упругого основания в зоне контакта совпадают;

4. Предполагается, с некоторой погрешностью, что пластина деформируется по круговой цилиндрической поверхности второго порядка. Считается, что радиус кривизны поверхности пластины намного превышает ширину зоны контакта. Допускаемая кривизна пластины определяется из условия достижения в ней напряжений, равных расчетному сопротивлению стали  $R_y$ . Влияние касательных напряжений на достижение предельных состояний в материале пластины не учитывается;

5. Напряжения в упругом основании (в бетоне фундамента) определяются как под цилиндрическим круговым штампом с радиусом, равным радиусу кривизны поверхности пластины и контактирующим с основанием в зоне шириной  $2a$ . Максимальные напряжения в основании не должны превышать величины  $\phi \cdot R_b$ ;

6. Допустимая нагрузка  $P_{\text{lim}}$  на выделенную полоску, а также толщина опорной пластины определяется из условий одновременного достижения расчетных сопротивлений  $R_y$  в пластине и  $\phi \cdot R_b$  в бетоне основания.

Согласно [9], при достаточно большом радиусе  $R$  цилиндра по сравнению с размерами площадки контакта, т.е. при  $R \gg a$ , уравнение поверхности, ограничивающей основание цилиндрического штампа, роль которого, в данном случае, выполняет деформированная поверхность пластины, можно приближенно описать формулой:

$$f(x) \approx \frac{x^2}{2R}, \quad (10)$$

где  $R$  — радиус поверхности;  $x$  — текущая координата.

В соответствии с [10] для цилиндрического упругого штампа полуширина площадки контакта в условиях плоского деформированного состояния, т.е. достаточно протяженного штампа, найдется как

$$a = \sqrt{\frac{2k \cdot P}{A}}, \quad (11)$$

где  $A$  — коэффициент уравнения поверхности штампа  $f(x) = A \cdot x^2$ ;  $k$  — коэффициент, зависящий от упругих характеристик контактирующих тел, т.е. опорной плиты и фундамента:

$$k = \frac{2}{\pi \cdot E_1} (1 - \nu_1) + \frac{2}{\pi \cdot E_2} (1 - \nu_2). \quad (12)$$

Здесь  $n_1, E_1, n_2, E_2$  — коэффициенты Пуассона и модули упругости материала штампа (стали) и основания (бетона) соответственно.

Из формул (10) и (11) найдем, что

$$A = \frac{1}{2R}. \quad (13)$$

Напряжения в зоне контакта под штампом определяются по [10] из уравнения

$$\sigma_y = \sigma_0 \sqrt{1 - \frac{x^2}{a^2}}, \quad (14)$$

где  $\sigma_0$  — максимальное напряжение под штампом

$$\sigma_0 = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{P}{2a}. \quad (15)$$

Далее найдем напряжения в опорной пластине. Зависимость между фибровыми напряжениями  $\sigma_x$  и радиусом кривизны  $r$  срединной поверхности пластины при цилиндрическом изгибе с учетом стеснения поперечных деформаций, определится по формуле (рис. 6)

$$\sigma_x = E_1(1 - \nu_1^2) \cdot \frac{y}{\rho}. \quad (16)$$

Радиус кривизны наружной поверхности деформированной пластины

$$r = \rho + 0,5t, \quad (17)$$

откуда

$$\rho = r - 0,5t. \quad (18)$$

Тогда, фибровые напряжения в пластине будут равны:

$$\sigma_x = E_1(1 - \nu_1^2) \frac{t}{2(r - 0,5t)} \quad (19 \text{ а})$$

или, для предельного состояния пластины при  $\sigma_x = R_y$ ,

$$R_y = E_1(1 - \nu_1^2) \frac{t}{2(r - 0,5t)}. \quad (19 \text{ б})$$

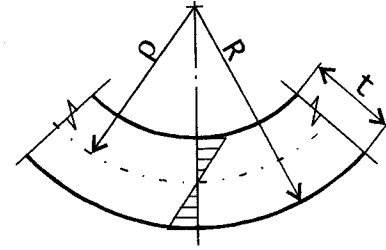


Рис. 7. Цилиндрический изгиб опорной плиты

Если вынести радиус  $r$  из скобок, получим:

$$2r \cdot R_y - t \cdot R_y = E_1 \cdot (1 - \nu_1^2) \cdot t$$

Найдем предельный радиус кривизны наружной поверхности деформируемой пластины  $r_{\text{lim}}$ , когда в ней достигается расчетное сопротивление  $R_y$

$$r_{\text{lim}} = t \cdot \frac{E_1(1 - \nu_1^2) + R_y}{2R_y}. \quad (20 \text{ а})$$

Учитывая, что  $R_y \ll E_1$ , приближенно запишем:

$$r_{\text{lim}} \approx t \cdot \frac{E_1(1 - \nu_1^2)}{2R_y}. \quad (20 \text{ б})$$

Так как толщина пластины назначается исходя из одно-временного достижения предельного состояния в самой пластине и бетоне основания, запишем, учитывая формулу (10) и при  $R = r_{\text{lim}}$

$$f(x) \approx \frac{x^2}{2r} = \frac{x^2}{2r_{\text{lim}}} = \frac{x^2}{2} \cdot \frac{2R_y}{E_1 \cdot (1 - \nu_1^2) \cdot t}$$

или

$$f(x) = \frac{R_y \cdot x^2}{E_1(1 - \nu_1^2) \cdot t}. \quad (21)$$

Учитывая формулу (13) найдем параметр  $A$

$$A = \frac{1}{2R} = \frac{1}{2r_{\text{lim}}} = \frac{R_y}{E_1(1-\nu_1^2) \cdot t}. \quad (22)$$

Согласно формулам (11) и (22), полуширина зоны контакта найдется как

$$a = \sqrt{\frac{2k \cdot P}{A}} = \sqrt{\frac{2k \cdot P \cdot E_1(1-\nu_1^2) \cdot t}{R_y}}. \quad (23)$$

Максимальное напряжение в основании найдется с учетом формулы (15)

$$\sigma_0 = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{P}{2a} = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{P}{2 \cdot \sqrt{\frac{2k \cdot P \cdot E_1(1-\nu_1^2) \cdot t}{R_y}}}. \quad (24)$$

Приравнявая максимальные напряжения  $\sigma_0$  предельному сопротивлению бетона при локальном действии нагрузки, т.е.  $\sigma_0 = \phi \cdot R_b$ , получим:

$$R_b \cdot \phi = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{P}{2 \cdot \sqrt{\frac{2k \cdot P \cdot E_1(1-\nu_1^2) \cdot t}{R_y}}}. \quad (25)$$

Возведя в квадрат обе части уравнения и сократив на  $P$ , найдем:

$$(R_b \cdot \phi)^2 = \frac{16}{\pi^2} \cdot \frac{P \cdot R_y}{k \cdot E_1 \cdot (1-\nu_1^2) \cdot t}. \quad (26)$$

Из выражения (26) получим величину предельной нагрузки  $P_{\text{lim}}$ , при которой в опорной пластине единичной ширины и фундаменте одновременно возникают напряжения, равные расчетным сопротивлениям стали и бетона

$$P_{\text{lim}} = \frac{\pi^2 (R_b \cdot \phi)^2 \cdot k \cdot E_1 (1-\nu_1^2) \cdot t}{2R_y}. \quad (27)$$

Таблица 3. Значения параметра  $K_t$

Класс бетона	7,5	10	12,5	15	20
$R_b$ , кг/см <sup>2</sup>	45	60	75	85	115
$E_1$ , кг/см <sup>2</sup>	$1,6 \cdot 10^5$	$1,8 \cdot 10^5$	$2,1 \cdot 10^5$	$2,3 \cdot 10^5$	$2,7 \cdot 10^5$
$K_t$	86,96	78,13	67,57	62,11	53,76
$K_t \cdot R_b^2$	$1,76 \cdot 10^5$	$2,81 \cdot 10^5$	$3,80 \cdot 10^5$	$4,49 \cdot 10^5$	$7,11 \cdot 10^5$

Для удобства практических расчетов представим формулу (27) в следующем виде:

$$P_{\text{lim}} = K_t \cdot t \cdot \frac{R_b^2}{R_y}, \quad (28)$$

где  $K_t = 0,5\pi^2 \cdot \phi^2 \cdot k \cdot E_1(1-\nu^2)$ .

В табл. 1 представлены значения  $K_t$  и произведения  $K_t \cdot R_b^2$  в зависимости от класса бетона при  $E_1 = 2,1 \cdot 10^6$  кг/см<sup>2</sup>,  $\nu_1 = 0,3$ ;  $\nu_2 = 0,2$ ;  $\phi = 1,5$ .

Из формулы (28), можно найти требуемую толщину опорной пластины, необходимую для восприятия нагрузки  $P$

$$t_{\text{ef}} = \frac{P \cdot R_y}{K_t \cdot R_b^2}. \quad (29)$$

Исходя из принятой модели получены зависимости для определения несущей способности или толщины опорной плиты при условии одновременного достижения предельных состояний как в бетоне фундамента, так и в самой плите. Как видно из полученных формул, наибольшее влияние на несущую способность  $P_{\text{lim}}$  оказывает прочность бетона, что согласуется с ранее высказанным предположением.

Повышение расчетного сопротивления стали  $R_y$ , наоборот, отрицательно сказывается на толщине опорной пластины. Это вполне объяснимо, так как увеличение  $R_y$  приводит к увеличению допустимой кривизны пластины, а следовательно, к увеличению контактных напряжений в бетоне. Так как основным условием в данной методике является одновременное достижение предельных состояний в бетоне и в плите, увеличение кривизны пластины и деформированной

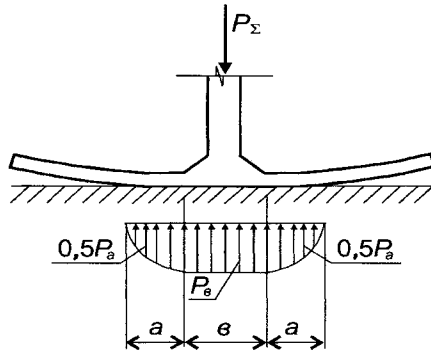


Рис. 8. Учет включения в работу элементов колонны (стенки, полки и ребер)

поверхности бетона отрицательно влияет на несущую способность опорного узла. Отсюда можно сделать вывод о том, что применение высокопрочных сталей для относительно тонких опорных пластин неэффективно.

При определении несущей способности опорной пластины предполагалось, что на нее действует нагрузка, сосредоточенная вдоль линии. Очевидно, что элементы колонны (полки, стенки, ребра и т.д.), а также сварные швы, будут влиять на работу пластины, препятствуя ее деформированию в зоне сопряжения с этими элементами колонны. Таким образом, фрагмент опорной пластины, вдавливаемый в основание, можно представить состоящим из трех участков (рис. 7):

— два крайних участка, изгибаемые по цилиндрической поверхности;

— средний, недеформируемый участок, сопряженный с примыкающей полкой (стенкой) и сварными швами. Ширина среднего участка принимается равной

$$b = t + 2k_f, \quad (30)$$

где  $t$  — толщина примыкающей полки (стенки, ребра) колонны;  $k_f$  — катет сварного шва.

Суммарная нагрузка, воспринимаемая участками опорной плиты найдется как

$$P_\Sigma = P_a + P_b, \quad (31)$$

где  $P_a = P_{\text{lim}}$  — нагрузка, воспринимаемая крайними участками суммарной шириной  $2a$ , расположенными под деформированной зоной опорной плиты. Определение  $P_a$  производится по методике, приведенной выше;  $P_b$  — нагрузка, воспринимаемая средней, недеформируемой частью опорной плиты.

Величину  $P_b$  найдем, считая, что напряжения под средним участком постоянны по его ширине и равны максимальным напряжениям под цилиндрическим штампом, определенным ранее

$$P_b = \sigma_0 b = \frac{4P \cdot b}{2\pi a} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{P_a(t + 2k_f)}{\sqrt{\frac{2k \cdot P_a \cdot E_1(1 - \nu_1^2) \cdot t}{R_y}}}. \quad (32)$$

Тогда, с учетом формулы (30)

$$P_\Sigma = K_t \cdot t \cdot \frac{R_b^2}{R_y} + \frac{2}{\pi} \cdot \frac{P_a(t + 2k_f)}{\sqrt{\frac{2k \cdot P_a \cdot E_1(1 - \nu_1^2) \cdot t}{R_y}}}. \quad (33)$$

Преобразовывая полученное выражение и вводя

$$K_{i2} = \frac{2}{\pi \sqrt{\frac{2k \cdot E_1 \cdot (1 - \nu_1^2)}{K_t}}},$$

получим:

$$P_\Sigma = K_t \cdot t \cdot \frac{R_b^2}{R_y} + K_{i2}(t_f + 2k_f)R_b. \quad (35)$$

Как показывают расчеты, величина  $K_{i2}$  равна величине  $\phi$ , что и следовало ожидать, исходя из принятой модели.

Таким образом, окончательная формула для определения несущей способности полосы единичной ширины, примет вид

$$P_{\Sigma} = K_t \cdot t \cdot \frac{R_b^2}{R_y} + (t_f + 2k_f) \cdot \phi \cdot R_b. \quad (36)$$

Несущая способность базы центрально-сжатых колонн на основании принятой методики определяется следующим образом:

$$P_{0\Sigma} = \sum_{i=1}^n P_i \cdot \ell_i. \quad (37)$$

где  $P_i$  — предельная величина погонной нагрузки, определяемая для каждого  $i$ -го участка длинной опорной части колонны (полок, ребер, стенки и др.).

Для внецентренно-сжатых колонн удобно определять требуемую толщину опорной плиты исходя из напряжений, действующих в приопорном сечении колонны, включающем в себя непосредственно сечение колонны, а также дополнительные элементы, приваренные к основному сечению: опорные ребра и др. Здесь очень важно определить, какие из дополнительных элементов можно включать в рабочее сечение, а какие — нет. В общем случае следует использовать принцип, принятый в судостроении, когда в работу основного элемента включаются те дополнительные элементы, ширина которых не превышает  $1/3$  их протяженности [11]. При меньшей протяженности ребер, вследствие деформаций изгиба в своей плоскости, их поддерживающее влияние существенно уменьшается. Для подтверждения этого рассмотрим консольное ребро, защемленное нижней стороной длиной  $\ell$  и нагруженное распределенной нагрузкой  $q$  на вертикальной стороне высотой  $h$  (рис. 9)

Полные деформации такого ребра  $\delta_{\Sigma}$  разложим на составляющие:  $\delta_b$  — деформации изгиба и  $\delta_s$  — деформации сдвига.

Деформации изгиба  $\delta_b$  определяются по формуле:

$$\delta_b = \frac{q \cdot h^4}{E \cdot J} = \frac{3q \cdot h^4}{2E \cdot t \cdot \ell^3}. \quad (38)$$

Деформации сдвига  $\delta_s$  найдутся как

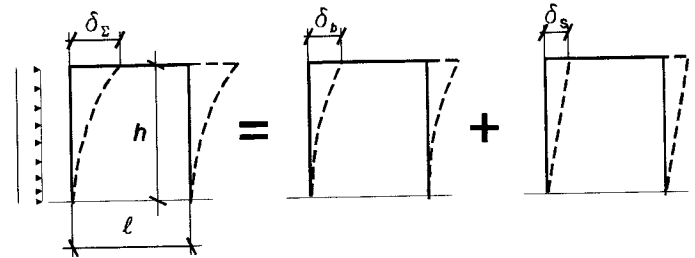


Рис. 9. Определение эффективной протяженности опорного ребра

$$\delta_s = h \cdot \gamma. \quad (39)$$

где  $\gamma$  — угол сдвига:  $\gamma = \tau / G$ .

Так как касательные напряжения распределены по высоте ребра неравномерно, используем их среднее значение, что вполне приемлемо для данного анализа

$$\tau_m = \frac{q \cdot h}{2t \cdot \ell \cdot G}. \quad (40)$$

Тогда

$$\delta_s = \frac{q \cdot h^2}{2G \cdot t \cdot \ell}. \quad (41)$$

Полная деформация ребра  $\delta_{\Sigma}$  будет равна:

$$\delta_{\Sigma} = \frac{3q \cdot h^4}{2E \cdot t \cdot \ell^3} + \frac{q \cdot h^2}{2G \cdot t \cdot \ell}. \quad (42)$$

Для определения относительного влияния изгиба ребра, найдем отношение его полной деформации к сдвиговой

$$k = \frac{\delta_{\Sigma}}{\delta_s} = 1 + \frac{3 \cdot h^2}{2\ell^2(1+\mu)}. \quad (43)$$

Вводя  $n = \ell/h$ , найдем

$$k = 1 + \frac{3}{2n^2(1+\mu)} \quad (44 \text{ а})$$

и, при  $\mu = 0,3$ , получим



Таблица 4. Коэффициент относительного изгиба ребра

$n = ll/h$	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0
$k$	5,6	2,15	1,51	1,29	1,18	1,28	1,07

$$k = 1 + \frac{1,15}{n^2}. \quad (44 б)$$

В табл. 4 приведены значения  $k$  в зависимости от величины  $n$ .

Как видно из таблицы, при  $n > 3$  влиянием изгиба ребер на их полные деформации можно пренебречь. Учитывая некоторые особенности работы базы колонны, при определении напряжений от сжатия и изгиба в приопорном сечении колонны, можно рекомендовать полностью включать только те элементы, у которых протяженность вдоль стержня колонны в два и более раз превышает их ширину.

Возвращаясь к формуле (37), найдем погонную нагрузку, передающуюся со сжатого  $i$ -го элемента на опорную плиту:

$$P_i = \sigma_i \cdot t_i, \quad (45)$$

где  $\sigma_i$  — максимальные напряжения сжатия в пределах  $i$ -го элемента, определяемые в соответствии с рис. 10 по формуле:

$$\sigma_i = \frac{N}{A_{ef}} \pm \frac{M_x \cdot x}{J_x} \pm \frac{M_y \cdot y}{J_y}, \quad (46)$$

где  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$  — усилия, действующие в опорном сечении;  $J_x$ ,  $J_y$ ,  $A_{ef}$  — моменты инерции и площадь расчетного приопорного сечения колонны;  $x$ ,  $y$  — расстояния от центра тяжести до рассматриваемого участка;  $t_i$  — толщина  $i$ -го элемента.

Требуемая толщина опорной пластины в этом случае определится как

$$t_{ef} = \max \left\{ \frac{P_i - 1,5(t_i + 2k_{fi}) \cdot R_y}{K_i} \cdot \frac{R_y}{R_b^2} \right\}. \quad (47)$$

Здесь знак «тах» обозначает, что толщину опорной пластины следует определять как максимальную для различных зон. В тех случаях, когда в круглых скобках появляется отрицательное выражение, это означает, что для восприятия нагрузки от данного элемента приопорного сечения колонны, достаточной ширины сечения, равной толщине этого элемента и прикрепляющих его сварных швов, т.е. опорная плита в данном месте вообще не требуется.

Окончательно, толщина опорной плиты назначается с учетом конструктивных и технологических требований, а для внецентренно-сжатых колонн — по условиям прочности при работе части сечения колонны на растяжение.

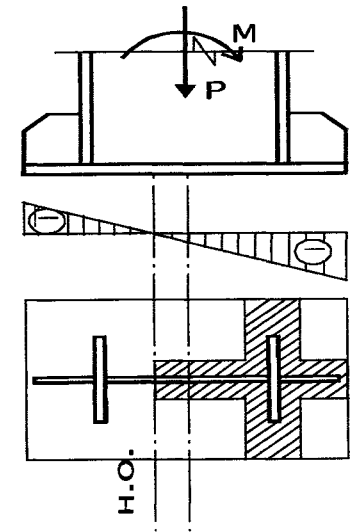


Рис. 10. К расчету опорных пластин внецентренно-сжатых колонн

#### 2.12.4. РАСЧЕТ ОПОРНЫХ ПЛИТ НА НАГРУЗКУ ОТ АНКЕРНЫХ БОЛТОВ

Опорные плиты также должны быть проверены на действие сосредоточенных сил, передающихся с растянутых анкерных болтов. Усилия в анкерных болтах могут определяться различными известными способами, приведенными, например в [12], [13] и др. В рекомендациях [13], усилия в анкерных болтах определяются с учетом развития пластических деформаций в бетоне фундамента (рис. 11).

Расчетное усилие в анкерном болте находится как

$$N_a = \frac{R_b \cdot b_b \cdot x - N}{n}, \quad (48)$$

где  $x$  — относительная высота сжатой зоны бетона

$$x = \frac{\ell_a + \ell_b}{2} - \sqrt{\frac{(\ell_a + \ell_b)^2}{4} - \frac{N(2e_0 + \ell_a)}{R_b \cdot b_b}}, \quad (49)$$

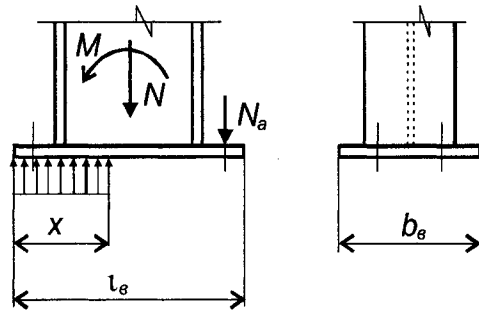


Рис. 11. Определение усилий в анкерных болтах внецентренножатых колонн

$R_b$  — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;  $N$  — продольная сила, действующая в колонне;  $n$  — число растянутых болтов, расположенных с одной стороны базы колонны;  $b_b, \ell_b$  — ширина и длина опорной пластины;  $\ell_a$  — расстояние между анкерами;  $e_0$  — эксцентриситет продольной силы  $e_0 = M/N$ .

Пренебрегая усиливающим влиянием анкерных шайб, действующих на опорную плиту подобно упругому штампу, будем считать, что усилие от анкеров передается в виде сосредоточенной нагрузки, распределенной по контуру отверстия в плите.

Требуемая толщина опорной плиты при расчетах в упругой стадии определяется по формуле:

$$t \geq \sqrt{\frac{6M_{ef,1}}{R_y \cdot \gamma_c}}, \quad (50)$$

где  $M_{ef,1}$  — расчетный изгибающий момент, действующий на полоску опорной плиты единичной ширины и определяемый в зависимости от расчетной схемы рассматриваемого участка.

В общем случае, расчетные участки опорной плиты могут быть представлены в виде консоли или участков, опертых на 2 или на 3 стороны (рис. 12).

Для консольного участка (рис. 11 а) изгибающий момент  $M_{ef,1}$  найдется как

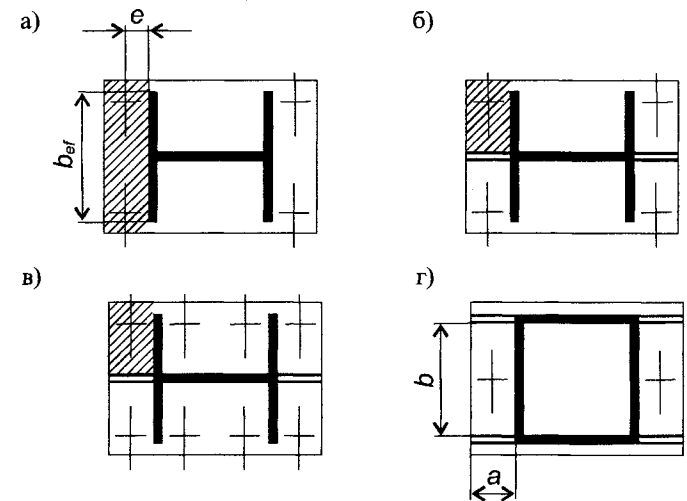


Рис. 12. Расчетные схемы участков опорной плиты

$$M_{ef,1} = \frac{\Sigma N_a \cdot e}{b_{ef}}, \quad (51)$$

где  $\Sigma N_a$  — сумма усилий в анкерных болтах, расположенных на расчетном участке;  $e$  — расстояние от оси анкера до наружной грани полки колонны;  $b_{ef}$  — расчетная ширина консоли, равная ширине полки колонны.

При наличии опорных ребер, приваренных к продольным торцам полки, они включаются в расчетную ширину  $b_{ef}$ .

Для квадратной пластины, опертой по двум сходящимся сторонам (рис. 11 б, в), расчетный изгибающий момент определяется по формуле

$$M_{ef,1} = \alpha_2 \cdot N_a, \quad [\text{кгсм}], \quad (52)$$

где  $\alpha_2 = 0,155$  — при установке анкерных болтов с одной стороны полки;  $\alpha_2 = 0,135$  — при установке анкерных болтов с двух сторон полки.

То же, для пластин, опертых на три стороны (рис. 11 г)

$$M_{ef,1} = \alpha_3 \cdot N_a, \quad [\text{кгсм}], \quad (53)$$

Таблица 5. Коэффициент  $\alpha_3$ 

$a/b$	0,67	1,0	1,5
$\alpha_3$	0,236	0,143	0,178

где  $\alpha_3$  — коэффициент, определяемый согласно [10] в зависимости от соотношения сторон пластины (табл. 5)

#### Выводы:

1. Предлагаемая методика расчета относительно тонких опорных плит металлических колонн, основана на гипотезе передачи реактивного давления в относительно узких опорных зонах пластины, продавливаемой сечением колонны как жестким штампом.

2. Размеры опорных зон определяются по всем элементам приопорного сечения колонны, включая полки, стенку основного сечения, ребра, фасонки и др., расположенные в опорной зоне.

3. Предлагается, как вариант, упрощенная схема определения ширины и длины отдельных участков опорной зоны по схеме простого продавливания пластины с распределением зоны продавливания под углом  $45^\circ$  по толщине пластины.

4. Как основная, предлагается методика определения несущей способности пластины заданной толщины или определения ее толщины по заданной нагрузке по условию **одновременного** достижения предельного состояния как в самой пластине, так и в бетоне фундамента. Используются модели взаимодействия криволинейного упругого штампа с упругим основанием в условиях плоского деформированного состояния. Кривизна штампа определяется предельной кривизной изгибаемой пластины из условия ее прочности. Методика может быть уточнена за счет определения фактической формы цилиндрической поверхности изгибаемой пластины и учета действия касательных напряжений в пластине.

5. Для внецентренно-сжатых колонн следует выполнять проверки прочности опорных плит на действие сосредоточенных нагрузок, передающихся с растянутых анкерных болтов.

Пример расчета опорной плиты центрально-сжатой колонны

Исходные данные:  $N = 40$  т, площадь опорной плиты  $A = B \cdot 52,5 \cdot 25 = 1312,5$  см<sup>2</sup>. Тип базы по рис. 12 а.

1. Расчет по традиционной методике:

Реактивные напряжения  $\sigma = 40000/1312,5 = 30,48$  кг/см<sup>2</sup>;

Участок 1 (консоль)  $M = 10^2 \cdot 30,48/2 = 1524$  кгсм;

Участок 2 (пластина, опертая на 3 стороны)  $b/a = 2,4$ ,  $\alpha = 0,133$ ,  $M = 608$  кгсм.

Требуемая толщина пластины

$$t_{ef} = \sqrt{6M/R_y \cdot \gamma_c} = \sqrt{6 \cdot 1524/2450} = 1,93 \text{ см.}$$

2. Расчет по предлагаемой методике: определим несущую способность опорной пластины на отдельных участках при толщине, найденной по традиционной методике:

— по полкам:

$$P_1 = 1,93 \cdot 85^2/0,0161 \cdot 2450 + 1,5(0,6 \cdot 2 + 1,2) \cdot 85 = 353,5 + 306 = 659,5 \text{ кг/см;}$$

— по стенкам

$$P_2 = 1,93 \cdot 85^2/0,0161 \cdot 2450 + 1,5(0,6 \cdot 2 + 0,6) \cdot 85 = 353,5 + 229,5 = 583 \text{ кг/см;}$$

Суммарная несущая способность опорной пластины при расчетной длине участков полок  $l = l_0 + 2(1,93 + 0,6) = 25,06$  см.

Несущая способность опорной части:

$$P_s = 659 \cdot 25,06 + 583 \cdot 30 = 50 \cdot 544 \text{ кг.}$$

Как видно, несущая способность опорной пластины, рассчитанная по существующей и предлагаемой методике превышает на 26 % несущую способность, определенную по традиционной методике. Установка дополнительных ребер ( $t = 1,2$  см) не изменяет несущей способности, определенной по традиционной методике, в то время как для предлагаемого метода расчета, оказывает существенное влияние:  $P_s = 50544 + 16527 = 67 \cdot 071$  т.

#### Литература

- СНиП II-23—81\* Стальные конструкции. Нормы проектирования. М. ЦИТП. 1990. 96 с.
- Троицкий П.Н. Многоэтажные этажерки промышленных зданий. М. Стройиздат. 1967. 148 с.
- Корнев Б.Г., Черниговская Е.И. Расчет плит на упругом основании. Справочное пособие. М., Гостройиздат. 1962.

4. Палатников Е.А. Прямоугольная плита на упругом основании. М., Стройиздат. 1964.
5. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. Расчет конструкций на упругом основании. М., Стройиздат. 1984. 688 с.
6. Александров В.М., Мхитарян С.М. Контактные задачи для тел с тонкими покрытиями и прослойками. М., Наука. 1983.
7. Орел Д.О. Совершенствование баз металлических центрально-сжатых колонн на основе учета их взаимодействия с фундаментом. Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. Новосибирск, НИСИ им. В.В. Куйбышева. 1992. 20 с.
8. СНиП 2.03.01—84\* Бетонные и железобетонные конструкции. М., 1984. М. ЦИТП. 2000. 80 с.
9. Галин Л.А. Контактные задачи теории упругости и вязкоупругости. М., Наука. 1980. 304 с.
10. Вайнберг Д.В. Справочник по прочности, устойчивости и колебаниям пластин. Киев, Будівельник. 1973. 488 с.
11. Давыдов В.В., Маттес Н.В., Сиверцев И.Н., Трянин И.И. Прочность судов внутреннего плавания. Справочник. Л. Судостроение. 520 с.
12. Металлические конструкции промышленных зданий и сооружений. Справочник проектировщика. Под ред. Н.П. Мельникова. М. 1962. 618 с.
13. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01—84 и СНиП 2.02.01—83). Ленпромстройпроект Госстроя СССР. М 1989. 112 с.

## 2.13. УСТРОЙСТВА ДЛЯ ВОСПРИЯТИЯ РАСПОРА РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### 2.13.1. ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ УСИЛИЯ РАСПОРА В РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Характерной особенностью рамных конструкций является наличие больших горизонтальных усилий (распора), передающихся с крайних стоек рам на фундаменты и действующих в плоскости рамы. Величина этих усилий обусловлена статической схемой рамы и ее конфигурацией. Для однопролетных рам график соотношения между вертикальными усилиями в стойке и распором  $Q$ , в зависимости от высоты и пролета рамы, приведен на рис. 1 и выражается формулой

$$\frac{Q}{N} \approx \frac{1}{4k^2 + 6k}, \quad (1)$$

где  $k$  — отношение высоты рамы  $h$  к ее пролету  $\ell$ .

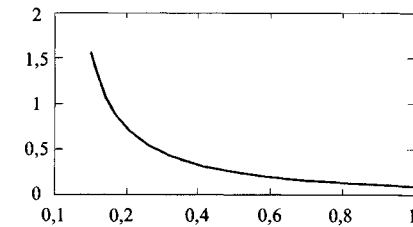


Рис. 1. Соотношение между распором  $Q$  и продольным усилием  $N$  в зависимости от высоты и пролета однопролетной рамы

Как видно из графика, при уменьшении относительной высоты рамы, усилия распора резко возрастают. В многопролетных рамах распор значительно меньше, но также имеет значительную величину.

Восприятие больших горизонтальных нагрузок фундаментами не всегда целесообразно или технически возможно. Например, для свайных фундаментов, соотношение между предельными вертикальной и горизонтальной нагрузками достигает 8—10, что приводит к необходимости соответствующего увеличения числа свай, а также многократному увеличению размеров ростверка. Для обычных столбчатых фундаментов, усилия распора, кроме горизонтальной нагрузки создают большой опрокидывающий момент на нижнем обрезе фундамента, что также приводит к увеличению их размеров.

Во избежание устройства массивных фундаментов между противоположными стойками рам устраиваются специальные затяжки, воспринимающие горизонтальные усилия распора.

Усилия распора передаются со стоек рамы на фундаменты или затяжки при помощи анкерных болтов, противосдвиговых шпор или упоров, а также путем присоединения базы стойки непосредственно к затяжкам. Ниже будут рассмотрены вопросы расчета и конструирования этих элементов и узлов.

### 2.13.2. АНКЕРНЫЕ БОЛТЫ И ПРОТИВОСДВИГОВЫЕ ШПОРЫ

Анкерные болты устанавливаются для крепления конструкций каркаса к фундаментам. Так как рамные конструкции, в большинстве случаев, имеют шарнирное опирание, анкер-

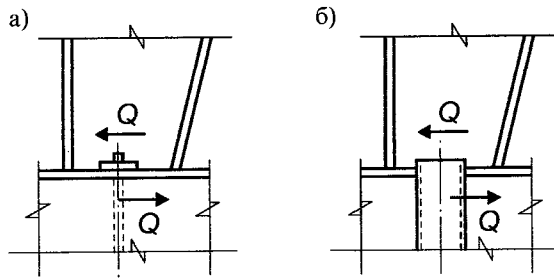


Рис. 2. Анкерные болты и противосдвиговые «шпоры»

ные болты устанавливаются либо конструктивно, либо для передачи только сдвигающих нагрузок и поэтому их диаметр находится в пределах 24÷48 мм. Такие анкерные болты имеют небольшую несущую способность на сдвиг, определяемую прочностью болта (работающего на изгиб, срез и продольную силу от предварительного натяжения) и прочностью бетона в зоне контакта с изгибаемым болтом (рис. 2 а).

Поэтому, для восприятия значительных сдвигающих нагрузок вдоль рамы, а также в связевых блоках, обычно устанавливают противосдвиговые «шпоры» из швеллеров, труб, стержней и т.п. (рис. 2 б). Несущая способность таких «шпор» на сдвиг определяется аналогично несущей способности анкерных болтов. В табл. 1, взятой из [8], приведены предельные значения сдвиговой нагрузки для анкеров и противосдвиговых «шпор» из швеллеров, определенные из условия прочности самих элементов и окружающего их бетона.

Нагрузка, передающаяся со стойки рамы или колонны на анкера или «шпоры», определяется с учетом трения опорной базы по бетону фундамента

$$Q_{ef} = Q - \mu \cdot N \cdot \gamma_c, \quad (2)$$

где  $Q$  — максимальное усилие распора в раме, определенное от вертикальных и горизонтальных нагрузок;  $N$  — вертикальное усилие, передающееся со стойки на фундамент;  $\mu$  — коэффициент трения стали по бетону:  $\mu = 0,3$  [1];  $\gamma_c$  — коэффициент условия работы,  $\gamma_c = 0,9$ .

Противосдвиговые элементы не требуются, когда распор может быть воспринят только силами трения, т.е. при выполнении условия

Таблица 1. Предельная сдвиговая нагрузка для анкерных болтов и противосдвиговых «шпор» [8]

Анкерные болты		Коробчатое сечение из швеллеров			
Диаметр, мм	$Q_{\max}$ , Т	Сечение	$Q_{x\max}$ , Т	$Q_{y\max}$ , Т	$L_x/L_y$ , м
24	0,09/0,06	[ ]12	3,8/2,9	3,8/2,9	0,68/0,62
28	0,15/0,09	[ ]14	5,1/3,9	4,85/3,8	0,76/0,68
30	0,17/0,11	[ ]16	6,4/5,1	6,2/4,9	0,85/0,74
36	0,28/0,18	[ ]18	8,1/6,4	7,5/6,1	0,93/0,81
42	0,42/0,28	[ ]20	9,9/7,9	9,0/7,4	1,00/0,87
48	0,58/0,40	[ ]22	11,8/9,6	10,7/9,0	1,10/0,93

Примечания: 1. Над чертой и под чертой приведена несущая способность анкеров и противосдвиговых устройств при расстоянии от поверхности бетона до точки приложения горизонтальной силы 50 и 100 мм соответственно. 2. Для коробчатых элементов из прокатных швеллеров:  $Q_{x\max}$  — поперек стенки,  $Q_{y\max}$  — вдоль стенок швеллеров. 3. При определении несущей способности принят бетон класса 12,5 и сталь С 235. При других классах бетона предельные нагрузки изменяются пропорционально соотношению призмочной прочности применяемого бетона к призмочной прочности бетона класса 12,5. 4. Анкерные болты должны быть проверены на совместное действие сдвигающей и осевой нагрузок в сечении по телу и по резьбе болта.

$$Q \leq \mu \cdot N \cdot \gamma_c. \quad (3)$$

Условие (3) обычно выполняется для однопролетных рам при отношении их высоты к пролету более 0,4.

### 2.13.3. ПРОТИВОСДВИГОВЫЕ УПОРЫ

Как видно из табл. 1, несущая способность анкерных болтов на сдвиг весьма невелика, а устройство специальных сдвиговых шпор металлоемко и трудоемко. В качестве устройств, служащих для восприятия сдвигающей нагрузки, можно использовать специальные упоры, приваренные непосредственно к нижней поверхности опорной плиты стойки рамы или колонны (рис. 3). Упоры могут выполняться из листовой стали (рис. 3 а), уголка, прикрепленного одной (рис. 3 б) или обоими полками (рис. 3 в) и др. Аналогичные устройства применяются для передачи сдвигающей нагруз-

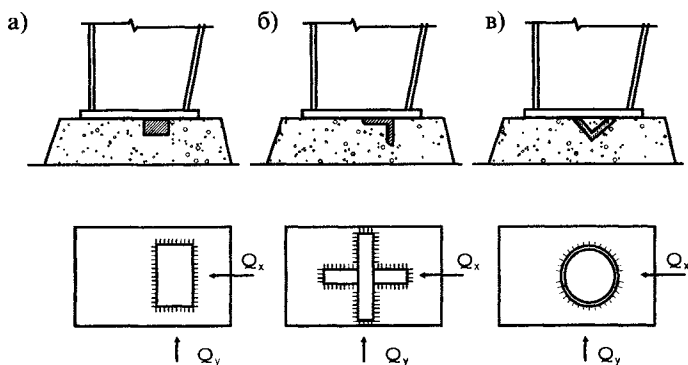


Рис. 3. Противосдвиговые упоры

ки для колонн многоэтажных зданий [7]. Количество упоров следует назначать минимальным и не более трех [3] из-за неравномерной работы бетона, возможности его разрушения под отдельным упором, а также сложности устройства бетонной подливки под базой стойки.

Противосдвиговые упоры могут устраиваться для восприятия горизонтальных нагрузок не только в плоскости рам, но и из плоскости, например, в связевых блоках и т.д. В этих случаях опорные поверхности располагаются в обоих направлениях в виде прямоугольника или креста (рис. 3 г, д). Кольцевые упоры из отрезков труб (рис. 3 е) могут применяться при небольших сдвигающих нагрузках, что связано с возникновением растягивающих напряжений в бетоне в зоне его контакта с упором.

При конструировании противосдвиговых упоров следует учитывать условия бетонирования. Толщина подливки из условий качественного бетонирования должна назначаться не менее 100—150 мм.

Разрушение бетона при сдвиге опорной части стойки происходит либо из-за смятия в зоне контакта упора с бетоном, либо из-за среза по поверхности в плоскости сдвига (рис. 4 а). Наличие прижимающей силы, передающейся со стойки, препятствует срезу бетона, увеличивая несущую способность узла (рис. 4 б). Кроме этого, при некачественном бетонировании, возможно разрушение из-за среза по зоне контакта бетона подливки с бетоном фундамента (рис. 4 в).

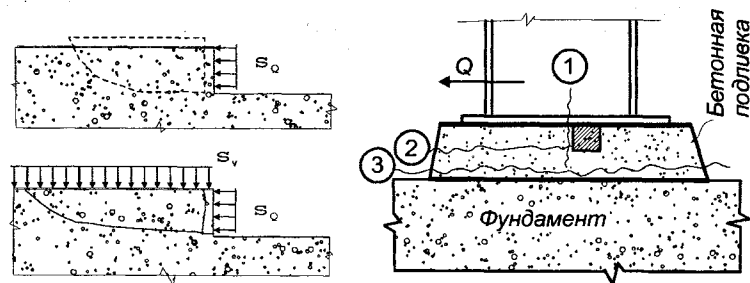


Рис. 4. К расчету противосдвиговых упоров

Таким образом, при определении предельной сдвиговой нагрузки, передаваемой упором, следует рассматривать 3 характерных сечения (рис. 4 в):

- сечение 1 — зона контакта упора с бетоном;
- сечение 2 — горизонтальное сечение в бетоне вблизи упора;
- сечение 3 — зона контакта бетона фундамента и подливки.

В сечении 1, контактная поверхность ограничена снизу и с боков бетоном подливки, а сверху — пластиной опорной базы стойки. Таким образом, бетон работает в условиях объемного напряженного состояния, что существенно повышает его несущую способность. То же можно отметить и для сечения 2. Аналогичные ситуации возникают при расчете бетонных конструкций на действие локальных нагрузок, а также бетонных шпонок сборных железобетонных конструкций.

Несущую способность одиночного упора с вертикальной рабочей поверхностью по сечению 1, определим в соответствии с [2]

$$Q_{\max 1} = \psi \cdot R_{b,loc} \cdot A_{loc1}, \quad (4)$$

где  $\psi$  — коэффициент, зависящий от характера распределения нагрузки (контактных напряжений) по площадке смятия. Для упоров из толстого листа распределение контактных напряжений принимается равномерным и  $\psi = 1$ . Для уголка, приваренного одной полкой, вследствие его деформаций, контактные напряжения распределяются неравномерно и поэтому  $\psi = 0,75$ ;

Таблица 2. Расчетное сопротивление бетона, кг/см<sup>2</sup>

Класс бетона	7,5	10	12,5	15	20
$R_b$ , кг/см <sup>2</sup>	45,9	61,2	76,5	86,5	117
$R_{bt}$ , кг/см <sup>2</sup>	4,89	5,81	6,73	7,65	9,18

$A_{loc1}$  — расчетная площадь смятия бетона:  $A_{loc1} = h_l \cdot b_l$ ,  
где  $h_l$  и  $b_l$  — высота и длина упора;

$R_{b,loc}$  — расчетное сопротивление бетона смятию

$$R_{b,loc} = \alpha \cdot \phi_b \cdot R_b, \quad (5)$$

В формуле (5) принято:  $\alpha = 1$  для бетона класса ниже 25;  $\phi_b$  — коэффициент, зависящий от соотношения сминаемой площади бетона и площади окружающей зону смятия основного сечения. Для опорных баз стоек рам и колонн, согласно [2], величина  $\phi_b$  может быть назначена равной 2,5. Учитывая сложность контроля качества бетона под опорной плитой примем пониженное значение  $\phi_b = 1,5$ ;  $R_b$  — расчетное сопротивление бетона сжатию, принимаемое согласно [2] или по табл. 2.

Для определения  $Q_{max1}$  одиночного упора с наклонной рабочей поверхностью (рис. 3 в), рассмотрим наклонную площадку, на которую действуют реактивные напряжения  $\sigma_V$  от продольной силы  $N$  и изгибающего момента  $M$ , передаваемые со стойки и напряжения  $\sigma_Q$  от поперечной силы (распора)  $Q$  (рис. 5).

Для уголка, приваренного двумя полками  $\alpha = 45^\circ$  и

$$\sigma_\Sigma = 0.5(\sigma_Q + \sigma_V) \leq \psi \cdot R_{b,loc},$$

откуда

$$\sigma_Q \leq 2\psi \cdot R_{b,loc} - \sigma_V. \quad (6 \text{ б})$$

Учитывая, что  $\sigma_Q = Q/A_{loc1}$ , найдем предельную силу распора, который может воспринять упор с наклонной поверхностью. Для уголка, приваренного двумя полками, вследствие его высокой жесткости, распределение напряжений  $\sigma_\Sigma$  в зоне контакта можно считать равномерным и  $\psi = 1$ .

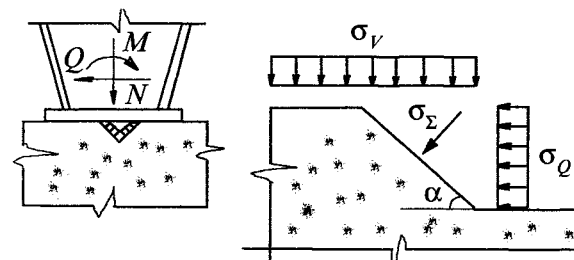


Рис. 5. К определению несущей способности упоров с наклонной опорной поверхностью

Тогда

$$Q_{max1} = 2A_{loc1} \cdot R_{b,loc} \left( 1 - \frac{\sigma_V}{R_{b,loc}} \right). \quad (7)$$

Напряжения  $\sigma_V$  под опорной базой стойки рамы или колонны определяются в зоне расположения упора с учетом действия продольной силы и изгибающего момента  $M$ . При центральной сжатии  $\sigma_V = N/A$ , где  $A$  — площадь базы стойки.

Учитывая лучшие условия бетонирования и условия работы бетона для упоров с наклонной поверхностью, в формуле (5) можно принять  $\phi_b = 2$ .

Несущая способность упоров с вертикальной или наклонной рабочей поверхностью по сечению 2 зависит от прочности бетона подливки, площади среза и влияния прижимающей силы. Определение конфигурации поверхности среза представляет сложную задачу. В запас несущей способности конфигурацию площадки среза примем в соответствии с [3] в виде прямоугольника с шириной, равной протяженности упора и длиной не более его шести высот.

Несущую способность в сечении 2 определим по формуле, аналогичной формуле для расчета бетонных шпонок [3] и учитывающей положительное влияние прижимающей силы

$$Q_{2max} = 2A_{loc2} \cdot R_{bt} + 0.7N_{ef}, \quad (8)$$

где  $A_{loc2} = a_l \cdot b_l$  — площадь среза бетона по сечению 2, определяемая в соответствии с рис. 6;  $R_{bt}$  — прочность бетона при растяжении, определяемая согласно [2] или табл. 2 на

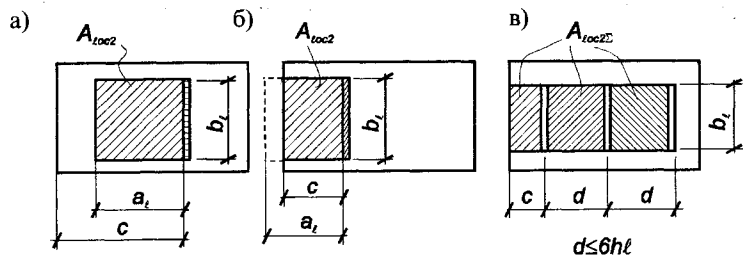


Рис. 6. Определение площади среза бетона по сечению 2

стоящего раздела;  $N_{ef}$  — расчетная прижимающая сила, действующая в сечении 2 на площади  $A_{loc2}$ .

Величина  $N_{ef}$  зависит от местоположения сдвигового упора на опорной базе, формы эпюры реактивных напряжений  $\sigma_V$  в бетоне и, в общем виде, для упоров с вертикальной поверхностью определяется по формуле (рис. 7 а, б, в)

$$N_{ef} = \int_{A_{loc2}} \sigma_V \cdot dA. \quad (9)$$

При центральном сжатии:

$$N_{ef} = N \frac{A_{loc2}}{A}, \quad (10)$$

где  $A$  — общая площадь базы.

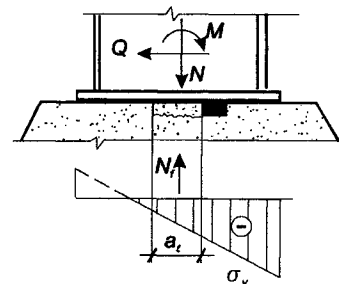
Для упоров с наклонной поверхностью величина  $N_{ef}$  определяется с учетом дополнительной прижимающей силы  $N_{efQ}$ , возникающей на наклонной поверхности бетона подливки от действия горизонтальной силы  $Q$ , т.е.

$$N_{ef} = \int_{A_{loc2}} \sigma_V \cdot dA + N_{efQ}, \quad (11)$$

где  $N_{efQ} = (Q - \mu \cdot N) \gamma_c \alpha$  — дополнительная прижимающая сила, определяемая с учетом сил трения опорной базы по бетону (см. формулу (2)).

Для упоров с наклонной поверхностью, величина  $N_{ef}$  определяется с учетом дополнительной прижимающей силы.

В запас несущей способности величиной  $N_{efQ}$  можно пренебречь. Но, так как в таких упорах даже при отсутствии вертикальных нагрузок, возникают дополнительные сжимающие усилия, препятствующие разрушению бетона, упоры

Рис. 7. Определение прижимающей силы  $N_{ef}$  в сечении 2

с наклонной рабочей поверхностью следует применять при динамических или знакопеременных сдвигающих нагрузках. Кроме того, применение упоров с наклонной поверхностью позволяют улучшить технологию и качество бетонирования подливок под опорные базы.

Для предотвращения «проскальзывания» упора вверх по наклонной поверхности бетона под действием горизонтальных сил, должно выполняться условие

$$Q \leq N \cdot \gamma_c \frac{\sin \alpha + \mu \cdot \cos \alpha}{\cos \alpha - \mu \cdot \sin \alpha} \quad (12)$$

или, при  $\alpha = 45^\circ$ ,  $\gamma_c = 0,9$  и  $\mu = 0,3$  получим  $Q \leq 1,67N$ . При несоблюдении условия (12) должны устанавливаться анкерные болты, воспринимающие «выталкивающую» силу, направленную вверх.

При установке нескольких упоров, несущая способность по сечениям 1 и 2 определяется в зависимости от их положения и суммируется (рис. 6 в). Общее число упоров включаемых в расчет не должно превышать трех [3].

Несущая способность предлагаемых упоров весьма высока. Так, для упора из уголка 75×6, установленного наклонно (рис. 3 в) при его длине 30 см и классе бетона 12,5, несущая способность по сечению 1 составляет около 24 т, а по сечению 2 — около 12 т (при  $N = 0$ ).

Для повышения несущей способности сдвиговые упоры следует размещать таким образом, чтобы увеличивать площадь среза по сечению 2 и положительное действие прижимающей силы  $N_{ef}$ .



### 2.13.4. ЗАТЯЖКИ ДЛЯ ВОСПРИЯТИЯ РАСПОРА

Как было сказано ранее, в тех случаях, когда передача распора на фундаменты нецелесообразна, между стойками рам устанавливаются затяжки, воспринимающие этот распор. Установка затяжек целесообразна и в зданиях, используемых в качестве складов сыпучих материалов для восприятия горизонтального давления от этих материалов.

В общем случае, затяжки можно разделить по конструктивному исполнению на две группы:

Группа 1 — затяжки, соединяющие фундаменты (рис. 8 а);

Группа 2 — затяжки, прикрепляемые непосредственно к базам рам (рис. 8 б).

Затяжки первой группы, выполняются, в основном, двумя способами. В первом случае, затяжки выполняются в виде стержней из арматуры, прокатных профилей или листа, соединяющих противоположные фундаменты в их верхней части (рис. 9 а). Во втором случае, роль затяжки выполняет непосредственно железобетонный пол здания, арматура которого рассчитывается на дополнительные растягивающие усилия от распора (рис. 9 б). Для передачи усилий на конструкции пола в оголовках фундаментов делаются выпуски арматуры, которые соединяются с арматурой пола. Выпуски арматуры выполняются в виде стержней требуемого диаметра, расположенные симметрично относительно оси рамы. Для лучшего включения железобетонного пола в работу, арматурные выпуски могут выпускаться веерообразно.

Передача усилий распора с рамы на затяжки первой группы происходит за счет сдвигающих усилий в зоне контакта базы стойки рамы и верха фундамента. Эти усилия воспринимаются анкерными болтами, специальными проти-

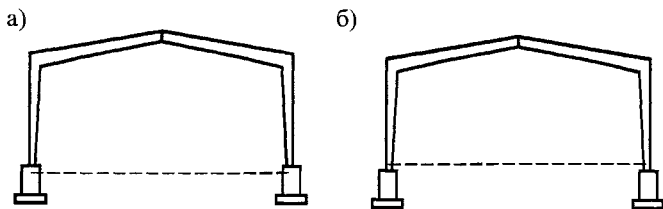


Рис. 8. Основные группы затяжек по конструктивному исполнению

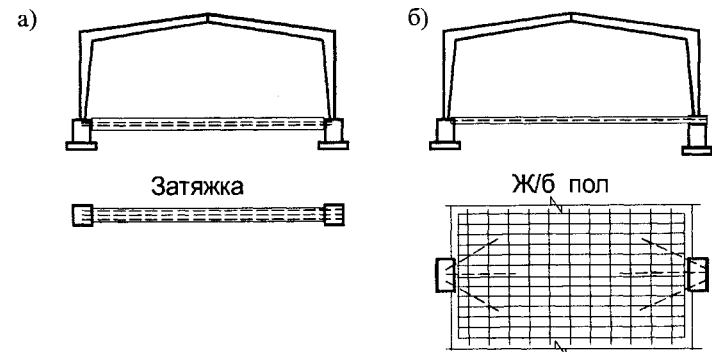


Рис. 9. Принципиальные конструктивные решения затяжек первой группы

восдвигаемыми «шпорами» (рис. 2 б), или упорами (рис. 3) с учетом сил трения, действующими между поверхностями опорной пластины и фундамента.

К достоинствам затяжек первой группы можно отнести возможность одновременного устройства фундаментов и затяжек при выполнении работ по нулевому циклу и экономии материалов за счет включения в работу конструкций железобетонного пола. При больших нагрузках, устройство таких затяжек становится нерациональным из-за сложной передачи сдвиговых усилий с рамы на затяжку через фундамент, наличия мощных противосдвиговых устройств и усложнения самих фундаментов. В этих случаях применяются затяжки второй группы, на которые горизонтальные нагрузки передаются непосредственно со стоек рамы.

Затяжки второй группы присоединяются к специальному элементу, который устанавливается на фундамент перед монтажом рамы (рис. 10 а), либо к опорной пластине базы стойки (рис. 10 б).

Оба варианта имеют свои положительные и отрицательные стороны. Так, в первом случае, узел стыка затяжки с опорной базой имеет простое конструктивное решение, но из-за необходимости в достаточно развитой опорной пластине, идущей вдоль оси рамы, применяется при относительно небольших усилиях распора. В противном случае, развитая пластина базы мешает транспортировке элементов и может быть повреждена при монтаже рам.

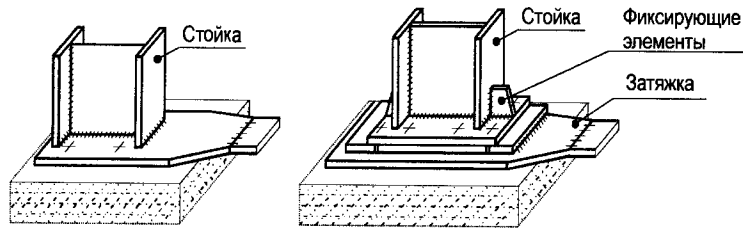


Рис. 10. Принципиальные конструктивные решения затяжек второй группы

Во втором случае, сама опорная пластина базы может иметь небольшие габариты, сопоставимые с сечением стойки в нижней рамы. Кроме этого, дополнительная пластина может использоваться как установочная для безвыверочного монтажа конструкций. Относительным недостатком этого решения является то, что для прикрепления рамы к дополнительной пластине потребуются дополнительные фиксирующие элементы, передающие сдвиговые усилия.

Помимо передачи усилий распора, затяжки второй группы могут использоваться для задания предварительного напряжения в рамах. При наличии противосдвиговых устройств, прикрепляемых к нижней пластине, они могут применяться для задания предварительных горизонтальных усилий на фундаменты, обратных усилиям распора, в целях уменьшения перемещений фундаментов при деформировании затяжки в нагруженных рамах.

Устройства для натяжения затяжки могут находиться в пределах опорных узлов рам (рис. 10 а) или в пролете рамы на самой затяжке (рис. 10 б). Конструктивно эти устройства выполняются в виде одного или нескольких стержней, прикрепленных к опорной части стойки и имеющих резьбу для натяжения. При расположении узла натяжения в пролете рамы, он может выполняться в виде двух фланцев, расположенных на определенном расстоянии друг от друга и стягиваемых болтами. Во всех случаях узлы натяжения должны быть надежно защищены от коррозии.

Монтажные стыки затяжек обычно выполняются на сварке или болтах, работающих на срез. Применение фрикционных соединений на высокопрочных болтах допустимо

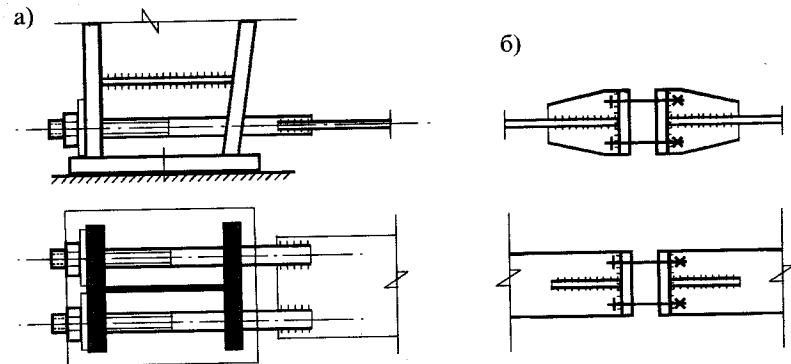


Рис. 11. Узлы натяжения затяжки

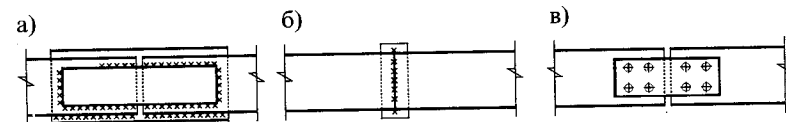


Рис. 12. Монтажные стыки затяжек

только в случаях гарантированной защиты монтажного стыка от коррозии. При выполнении стыков на монтажной сварке, размеры накладок рекомендуется назначать таким образом, чтобы все сварные швы накладывались сверху в горизонтальном положении (рис. 12 а). Стыковые сварные швы рекомендуется выполнять на подкладках с выводом сварного шва за пределы сечения затяжки (рис. 12 б). На рис. 12 в показан монтажный стык затяжки на болтах.

Важным условием нормальной эксплуатации затяжек является их надежная защита от коррозии, что обусловлено следующими причинами:

— затяжки обычно расположены ниже уровня пола здания и поэтому могут подвергаться воздействию воды и иных агрессивных веществ, проникающих с поверхности;

— под землей возможно наличие блуждающих токов, вызывающих электрохимическую коррозию металла затяжки;

— расположение затяжек в бетоне пола делает практически невозможным их осмотр и техническое обслуживание на всем протяжении срока службы здания. Исключение со-

ставляют случаи размещения затяжек в специальных каналах, закрытых сверху съемными крышками.

Для замоноличенных затяжек недопустимо образование трещин в окружающем их бетоне. Допустимые напряжения в затяжке при этом приближенно определяются по формуле:

$$\sigma_{lim} \approx R_{bt} \cdot \frac{E}{E_{bt}}, \quad (13)$$

где  $R_{bt}$  — расчетное сопротивление бетона растяжению;  $E$ ,  $E_{bt}$  — модули упругости стали и бетона.

Для тяжелого бетона классов 7,5—20 естественного твердения, допустимые напряжения в затяжке по условию (13) не должны превышать 90—110 кг/см<sup>2</sup>, что составляет 4—5 % от расчетного сопротивления стали. Учитывая снижение деформаций растяжения в бетоне на некотором удалении от затяжки, допустимые напряжения в ней могут быть повышены в 2—3 раза, в зависимости от расстояния до поверхности пола. Но и в этом случае ее нагружение возможно только на 10—15 % от расчетного сопротивления стали.

Таким образом, затяжки, замоноличенные в бетон, могут применяться только в случаях, когда требуется обеспечить малые перемещения стоек рамы за счет увеличения сечения затяжки, либо при гарантии отсутствия влаги или агрессивных веществ, действующих на затяжку при образовании трещин в окружающем ее бетоне.

В других случаях следует выполнять мероприятия, препятствующие сцеплению затяжек с бетоном. В качестве таких мероприятий можно рекомендовать обмазку затяжек составами, применяемыми, например, для смазки форм при производстве железобетонных конструкций: битумом, обертывание полиэтиленовой пленкой, рубероидом и т.д. Особое внимание при бетонировании следует обращать на монтажные узлы затяжек, которые должны свободно перемещаться в бетоне при деформировании затяжек. В частности, узлы должны иметь вкладыши из легко деформируемых материалов, например, пенополистирола, пенопласта и т.п., как показано на рис. 13. Размеры вкладышей следует определять с учетом расчетных перемещений узла затяжки.

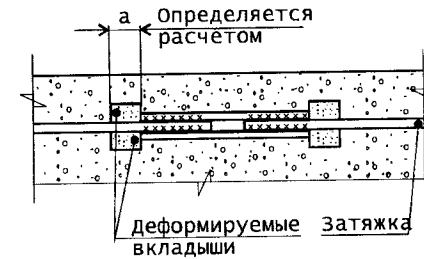


Рис. 13. Бетонирование монтажных узлов затяжек

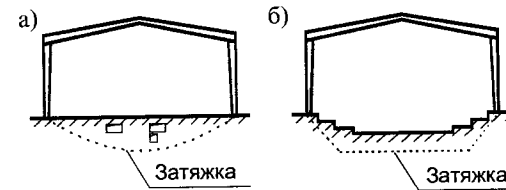


Рис. 14. Криволинейные затяжки

Обычно, затяжки располагаются по прямой линии, соединяющей опорные части стоек рамы. В отдельных случаях затяжки могут иметь форму в виде гладкой или ломаной кривой для прохода под каналами, приямками и др. (рис. 14 а) или при установке рам на отметке, превышающей отметку пола (рис. 14 б).

Расчет криволинейных затяжек на прочность следует выполнять с учетом их наклона относительно линии соединяющей опорные узлы рам на усилии (рис. 15 а).

$$N_{ef} = \frac{Q}{\cos \varphi}, \quad (14)$$

где  $\varphi$  — угол наклона затяжки в месте примыкания к опорному узлу стойки рамы;

С наклонной затяжки на фундамент будет передаваться дополнительная вертикальная нагрузка, которая должна быть учтена при расчете ее опорной базы и фундаментов

$$\Delta R = Q \cdot \operatorname{tg} \varphi. \quad (15)$$

Вертикальные усилия, передающиеся с затяжки на верхнюю стенку канала, определим в запас, без учета сил трения затяжки по поверхности канала (рис. 15 б)

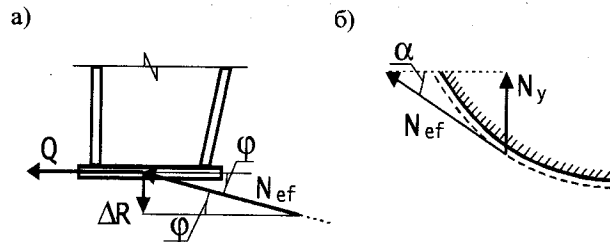


Рис. 15. Определение усилий для криволинейных затяжек

$$N_y = N_{ef} \cdot \sin \alpha = N_{ef} \frac{\sin \alpha}{\cos \varphi}, \quad (16)$$

где  $\alpha$  — угол наклона затяжки.

Каналы криволинейных затяжек и окружающие их конструкции должны быть рассчитаны на усилие  $N_y$ , действующее снизу вверх со стороны затяжки. При необходимости, конструкции находящиеся сверху затяжки должны быть усилены или пригружены для предотвращения их разрушения или перемещения.

Определение площади сечения затяжки следует производить по трем критериям: по прочности, по деформативности и по коррозионному износу.

Требуемая площадь сечения затяжки из условия прочности находится по формуле:

$$A_{ef1} \geq \frac{N_{ef}}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (17)$$

где  $N_{ef}$  — расчетное усилие в затяжке;  $\gamma_c = 0,9$  — коэффициент условия работы затяжки;  $R_y$  — расчетное сопротивление стали.

При ограничении общих перемещений стоек рам и фундаментов, требуемая площадь затяжки определяется из условий предельных деформаций

$$A_{ef2} \geq \frac{N_{ef} \cdot L}{[\Delta L] \cdot E}, \quad (18)$$

где  $L$  — длина затяжки;  $[\Delta L]$  — предельное перемещение стоек рам или фундаментов;  $E$  — модуль упругости стали.

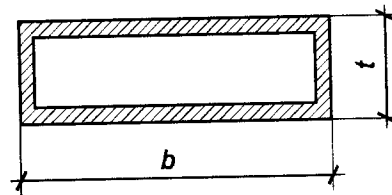


Рис. 16. Определение площади сечения затяжки с учетом коррозионного износа

В случаях, когда затяжка подвергается воздействию агрессивной среды и в то же время невозможно ее обслуживание (очистка от коррозии, окраска и т.д.), площадь сечения затяжки следует назначать с учетом возможного коррозионного износа (рис. 16), т.е.

$$A_{ef3} \geq A_{ef1(2)} + \Delta A, \quad (19)$$

где  $\Delta A$  — дополнительная площадь затяжки, определяемая из условий коррозии.

Величина  $\Delta A$  определится как

$$\Delta A \approx \Pi \cdot \Delta S, \quad (20)$$

где  $\Pi$  — периметр сечения затяжки;  $\Delta S$  — суммарный коррозионный износ за время эксплуатации здания

$$\Delta S = v_c \cdot T, \quad (21)$$

при  $v_c$  — скорость коррозии за единицу времени, например, см/год;  $T$  — расчетное время эксплуатации здания в годах.

Скорость коррозии  $v_c$  зависит от степени агрессивности среды и может составлять от 0,0004 см/год до 0,015 см/год [4], [5], [6] и др. Для нормальных условий можно принять  $v_c = 0,001—0,005$  см/год.

Для затяжек, выполненных из полосы с размерами  $b \times t$ , величина  $\Delta A$  найдется как

$$\Delta A = 2(b + t) \cdot v_c \cdot T. \quad (22)$$

## Литература

1. Рекомендации по проектированию стальных закладных деталей для железобетонных конструкций. М. НИИЖБ Госстроя СССР. 1984. 88 с.
2. СНиП 2.03.01—84\* Бетонные и железобетонные конструкции. ЦИТП Госстроя РФ. 2000. 80 с.

3. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие. Под ред. А.Б. Голышева. Киев. Будівельник. 1985. 496 с.
4. Защита от коррозии, старения и биоповреждений машин, оборудования и сооружений. Справочник, Под ред. А.А. Герасименко. М. Машиностроение. 1987. Т.1. 688 с., Т. 2. 784 с.
5. *Тодт Ф.* Коррозия и защита от коррозии. Л. «Химия». 1967. 710 с.
6. *Брудка Я., Лубински М.* Легкие стальные конструкции. М. Стройиздат, 1974. 342 с.
7. *Харт Ф., Хенн В., Зонтаг Х.* Атлас стальных конструкций. Многоэтажные здания. М. Стройиздат. 1977. 352 с.
8. *Троицкий П.Н.* Промышленные этажерки. М. Стройиздат. 1965. 172 с.

## 2.14. РЕБРА В КАРКАСАХ ИЗ РАМ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

Рамные конструкции имеют тонкостенные сечения, устойчивость и локальная прочность которых обеспечивается специальными элементами: ребрами жесткости, фасонками и другими элементами для крепления и передачи нагрузок с примыкающих конструкций и т.д. Ниже приведены некоторые рекомендации по расчету и конструированию таких элементов, с учетом требований прочности, устойчивости и технологичности изготовления рамных конструкций переменного сечения.

### 2.14.1. ПОПЕРЕЧНЫЕ РЕБРА В ДВУТАВРОВЫХ ЭЛЕМЕНТАХ РАМ

Поперечные ребра в двутавровых элементах рам выполняют несколько функций:

1. Обеспечивают устойчивость стенки при ее работе в докритической стадии работы (рис. 1 а);
2. Выполняют функции стоек, воспринимающих усилия с растянутой диагонали стенки при ее работе в закритической стадии (рис. 1 б);
3. Воспринимают локальные нагрузки, передающиеся на пояс рамы от прогонов, подкрановых путей и т.д. (рис. 1 в);
4. Выполняют роль конструктивных деталей для присоединения к раме связей, распорок, второстепенных балок и прогонов (рис. 1 г, д, е);
5. Повышают жесткость двутаврового элемента при кручении.

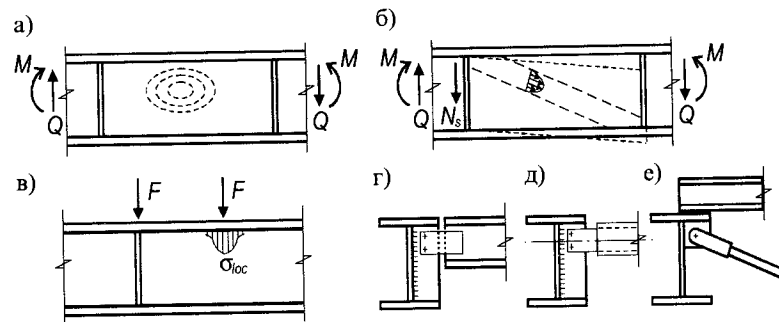


Рис. 1. Поперечные ребра в двутавровых элементах рам

Следует отметить, что при расчетах на общую устойчивость, влияние поперечных ребер на повышение крутильной жесткости двутавровых балок действующими нормами [1] не учитывается.

Продольные ребра в рамах применяются крайне редко, из-за больших технологических трудностей изготовления таких конструкций. В необходимых случаях, локальные участки стенки рамы (вблизи опорных узлов, мест сопряжения ригеля с крайними стойками и т.д.) укрепляются короткими продольными ребрами, устанавливаемыми между поперечными ребрами.

Поперечные ребра выполняются двусторонними или односторонними по всей высоте стенки или на ее части (рис. 2

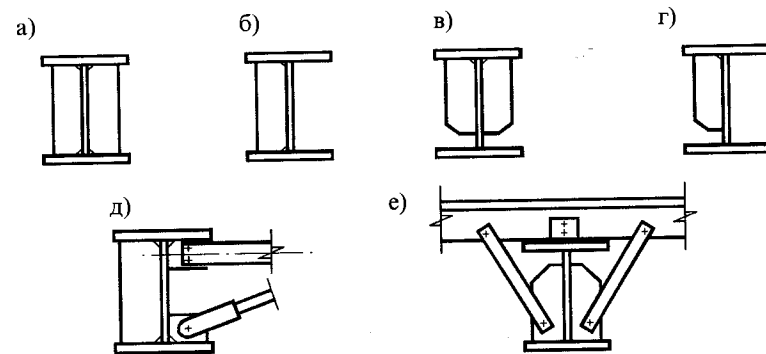


Рис. 2. Конструктивные решения поперечных ребер

а, б, в, г). Для восприятия локальных нагрузок или при необходимости крепления к раме связей и распорок могут применяться короткие ребра (рис. 2 д, е).

#### 2.14.2. РЕБРА ДЛЯ ОБЕСПЕЧЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ СТенок РАМ

В соответствии с нормами [1], поперечные ребра для обеспечения устойчивости стенки двутавров устанавливаются на расстоянии  $2+2,5$  его высоты. Так как при потере устойчивости сжатой пластины волны, выпучивания имеют размер приблизительно равный ее ширине, эти ребра не оказывают практического влияния на повышение критических нормальных напряжений [2]. Поэтому, основной функцией поперечных ребер является повышение устойчивости стенок при действии касательных напряжений.

Впервые задача устойчивости пластинок при наличии продольных или поперечных ребер была решена Тимошенко С.П. [2] для случаев подкрепления пластинки одним или двумя ребрами. Впоследствии этой задачей занимались и другие исследователи, в частности [3], [4], [5].

В зависимости от сечений ребер, они могут изгибаться вместе со стенкой или оставаться прямыми. В первом случае, устойчивость пластины повышается за счет энергии изгиба ребра. Во втором случае, ребро делит пластинку на меньшие отсеки, потеря устойчивости которых происходит независимо друг от друга. В обоих случаях считается, что ребро опирается на пояса балки (рис. 3 а, б).

Согласно нормам [1], основанных, главным образом, на работах С.П. Тимошенко [2] и Б.М. Броуде [6], [7], размеры поперечных ребер назначаются как для недеформируемых конструкций, разделяющих стенку на независимо работающие отсеки:

- ширина парных ребер:  $b_h \geq h_{ef} / 30 + 40$  мм;
- ширина односторонних ребер:  $b_h \geq h_{ef} / 24 + 50$  ;
- толщина ребер:  $t_s \geq 2b_h \sqrt{R_y / E}$  .

Применение ребер, устанавливаемых на всю высоту двутавра, не всегда удобно для рамных конструкций у которых высота сечения меняется по длине элемента, а следовательно

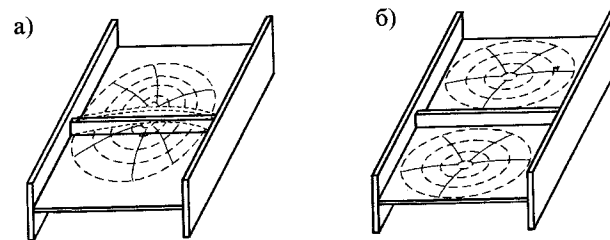


Рис. 3. Расчетная схемы поперечных ребер

но должна меняться и длина ребер в зависимости от места их установки. Из-за погрешностей изготовления двутавров (отклонения по высоте стенки, грибовидность или перекося полки и т.д. (рис. 4 а , б, в)), а также самих ребер (отклонения по длине), часто возникают проблемы с размещением ребер при сборке элементов рамы.

Так например, для двутавра с углом наклона поясов  $5^\circ$  при ширине полки 300 мм, из-за сварочных деформаций расстояние между кромками противоположных полок может изменяться на  $\pm 6$  мм (рис. 4 г). Это, в свою очередь, приводит к тому, что при плотной установке даже точно изготовленного ребра, отклонение его местоположения установки по длине элемента составит  $\pm 70$  мм (рис. 4 д). При ограниченном объеме производства или номенклатуре рамных конструкций переменного сечения, в таких ситуациях прибегают к индивидуальному изготовлению или подгонке ребер, что совершенно неприемлемо при производстве большого количества разнообразных зданий.

Одним из универсальных решений может быть применение укороченных ребер жесткости, привариваемых к стенке и к одной полке сечения (см. рис. 2 в, г). Аналогичные ребра применяются в подкрановых балках, для предотвращения концентрации напряжений и повреждений растянутого пояса сваркой.

Укороченные ребра применяются только в элементах, стенки которых работают в докритической стадии. В тонкостенных элементах с закритической работой стенки, поперечные ребра выполняют функции несущих конструкций, передающих усилия с растянутой диагонали стенки (рис. 1 б) и

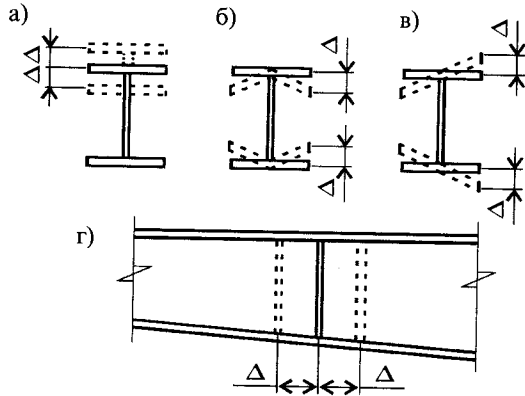


Рис. 4. Дефекты при изготовлении двутавровых сечений и установке поперечных ребер жесткости

поэтому, до получения теоретических и экспериментальных данных, здесь должны применяться ребра, установленные по всей высоте сечения.

Так как укороченные ребра прикрепляются только к одной полке, при потере устойчивости стенки они будут поворачиваться в сторону выпучивания стенки, что приводит к снижению критических касательных напряжений (рис. 5 а). Аналогично работают и ребра, приваренные только к стенке (рис. 5 б). В обоих случаях ребро как бы «плавает» на стенке и, пересекая волны выпучивания, повышает ее устойчивость.

По мере уменьшения длины ребра, его поддерживающее влияние также уменьшается и, при какой-то определенной длине, стенка теряет устойчивость как неподкрепленная пластинка. Для оценки устойчивости стенки с укороченными ребрами, рассмотрим прямоугольную шарнирно-опертую пластинку, с соотношением сторон 2:1, загруженную касательными усилиями и подкрепленную в середине поперечным ребром (рис. 5 в).

Величину критических касательных напряжений, соответствующих случаю неподкрепленной пластины и случаю полного подкрепления пластины ребром, найдем в соответствии с нормами [1]:

$$\text{— при отсутствии ребра } \tau_{cr} = 12,257 \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}; \quad (1 \text{ а})$$

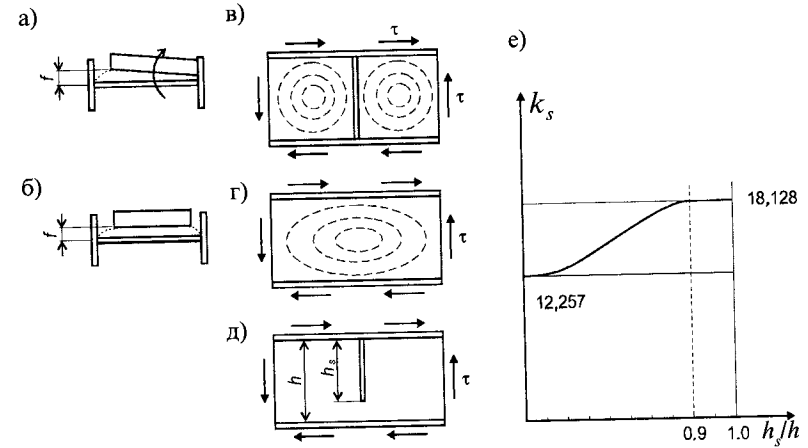


Рис. 5. Расчетная схема пластинки с укороченным ребром

$$\text{— при наличии ребра } \tau_{cr} = 18,128 \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}. \quad (1 \text{ б})$$

Как видно, для рассматриваемой пластины с ребром, критические напряжения в 1,479 раз выше, чем для неподкрепленной. При подкреплении пластины укороченным ребром, критические напряжения будут иметь какое-то промежуточное значение

$$\tau_{cr} = k_s \cdot \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}, \quad (2)$$

где  $12,257 \leq k_s \leq 18,128$ .

Исследование устойчивости пластины, подкрепленной укороченным ребром, проводилось методом конечных элементов (рис. 5 д). Защемление ребра полкой двутавра не учитывалось вследствие ее малой крутильной жесткости.

На рис. 5 е представлен график изменения коэффициента  $k_s$ , в зависимости от соотношения длины ребра  $h_s$  и высоты стенки  $h_w$ . Как видно из графика, при  $h_s/h_w = 0,9 \div 0,95$ , устойчивость стенки практически не снижается. При  $h_s/h_w = 0,6 \div 0,8$  снижение критических касательных напряжений составило около 5—7%, что, при необходимости,

можно учесть специальными поправочными коэффициентами. Резкое снижение критических касательных напряжений наблюдается при  $h_s / h_w = 0,5 \div 0,6$ , а при длине ребра, меньше половины высоты стенки, оно уже не влияет на устойчивость стенки и в расчет следует вводить полную длину отсека.

Таким образом, можно сделать вывод, что укороченные ребра с длиной  $0,9 \div 0,95$  от высоты стенки, полностью адекватны по работе обычным ребрам, прикрепляемым к обоим полкам двутавра. Очевидно, эти рекомендации можно распространить и на отсеки стенки с другими соотношениями сторон.

В тех случаях, когда сжатый пояс рамы раскрепляется диагональными подкосами, укороченные ребра крепятся к раскрепляемому поясу (рис. 2 е). Стенка, на которую опираются прогоны, должна быть проверена на прочность от совместного действия нормальных и локальных напряжений. Так как локальная нагрузка от прогонов передается на растянутую зону стенки, то в большинстве случаев проверка ее местной устойчивости не требуется.

Другим универсальным решением может быть применение парных укороченных ребер, размещаемых с обеих сторон стенки со взаимным смещением (рис. 2 ж). При перехлесте ребер более чем на половину высоты сечения двутавра, их поперечные размеры назначаются как для стандартных двусторонних ребер, при меньшем — как для односторонних. Перехлест ребер назначается не менее их ширины  $b_h$ .

#### 2.14.3. РЕБРА ДЛЯ КРЕПЛЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА К РАМАМ

При присоединении к поперечным ребрам распорок, связей, второстепенных балок и т. п., эти ребра должны быть рассчитаны на действие дополнительной внешней нагрузки. При симметричном приложении внешних нагрузок (рис. 6 а), рассчитываются сварные швы, прикрепляющие ребра к стенке. В случае действия несимметричных или односторонних нагрузок (рис. 6 б), ребро подвергается изгибу в своей плоскости и должно быть проверено на прочность. Для ребра, приваренного к обоим полкам двутавра, его расчетной схемой является балка, шарнирно-опертая в уровне поясов дву-

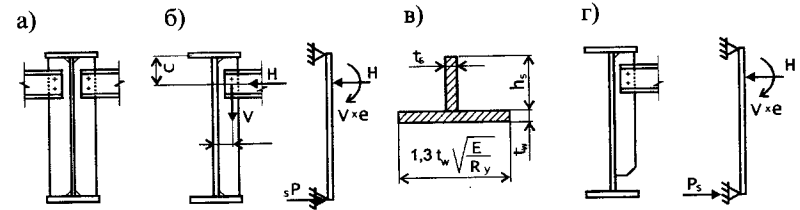


Рис. 6. К расчету ребер жесткости на действие внешней нагрузки

тавра. Защемление ребра поясами и поддерживающее влияние стенки незначительно, и поэтому ими пренебрегаем в запас прочности. В расчетное сечение ребра включается часть примыкающей стенки шириной по  $0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E/R_y}$  с каждой стороны ребра (рис. 6 в). При проверке напряжений в расчетном сечении ребра, должны быть учтены нормальные напряжения от внешних нагрузок, действующие в соответствующем сечении стенки двутавра.

Для расчета укороченных ребер, используется модель в виде шарнирно-опертой балки, один конец которой опирается на полку, а другой непосредственно на стенку в зоне конца ребра. Приемлемость такой модели проверена расчетами по методу конечных элементов. Давление свободного конца ребра с силой  $P_s$  на стенку приводит к появлению в ней дополнительных напряжений, которые должны быть учтены при расчете двутаврового элемента.

Дополнительные напряжения в стенке под свободным концом ребра определяются следующим образом

$$\sigma_x = \frac{6M_x}{t_w^2}; \quad \sigma_y = \frac{6M_y}{t_w^2}, \quad (3)$$

где  $M_x = \alpha_x \cdot P_s$  [кгсм];  $M_y = \alpha_y \cdot P_s$  [кгсм].

Коэффициенты  $\alpha_x$  и  $\alpha_y$  зависят от принятой модели сопряжения стенки с полкой и расстояния от полки до конца укороченного ребра и приближенно равны:

— для модели жесткого сопряжения стенки с полкой:  
при  $h_s / h_w = 0,95$  :  $\alpha_x = 0,13$ ;  $\alpha_y = 0,16$ ;  
при  $h_s / h_w = 0,90$  :  $\alpha_x = 0,19$ ;  $\alpha_y = 0,22$ ;



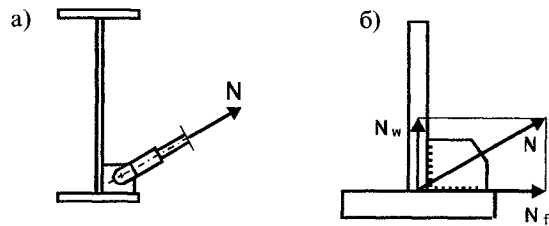


Рис. 7 Короткие ребра для крепления к рамам распорок, связей и др.

— для модели шарнирного сопряжения стенки с полкой:

при  $h_s/h_w = 0,95$ :  $\alpha_x = 0,19$ ;  $\alpha_y = 0,21$ ;

при  $h_s/h_w = 0,90$ :  $\alpha_x = 0,21$ ;  $\alpha_y = 0,29$ .

При учете фактических условий сопряжения стенки с полкой двутавра, коэффициенты  $\alpha_x$  и  $\alpha_y$  будут иметь промежуточные значения. В запас несущей способности рекомендуется принимать максимальные значения  $\alpha_x$  и  $\alpha_y$ .

Реакция  $P_s$  на конце ребра определяется как для статически определимой шарнирно-опертой балки и равна (все обозначения приведены на рис. 6).

$$P_s = \frac{H \cdot c + V \cdot e}{h_s} \quad (4)$$

В тех случаях, когда для крепления к рамам распорок, связей и т. д. применяются короткие ребра (рис. 7 а), должны быть рассчитаны сварные швы, прикрепляющие их к полке и стенке.

Считая, что полка или стенка двутаврового сечения рамы воспринимает нагрузку с ребра только в своей плоскости (рис. 7 б), найдем расчетные усилия, действующие на сварные швы: вдоль полки  $N_f = N \cdot \cos\beta$ ; вдоль стенки  $N_w = N \cdot \sin\beta$ , где  $N$  — равнодействующая усилий, действующих в элементе;  $\beta$  — угол наклона элемента.

#### 2.14.4. РЕБРА ОПОРНЫХ УЗЛОВ КОЛОНН, СТОЕК И КОНСОЛЕЙ

В каркасах зданий из металлических конструкций имеется большое количество узлов, содержащих опорные ребра: базы колонн, опорные узлы прогонов, консоли кранов и т.д.

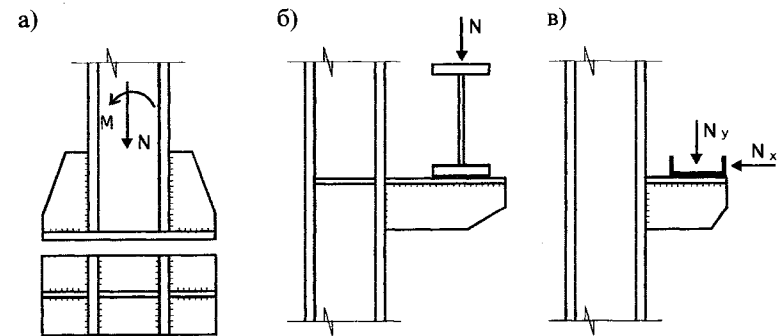


Рис. 8. Основные типы опорных ребер

(рис. 8). Размеры этих ребер определяются по конструктивным соображениям, а также из условий их несущей способности. При конструировании опорных ребер должны быть выполнены следующие условия:

- прочность торца ребра на который передается внешняя нагрузка;
- прочность ребра в месте его прикрепления к конструкции;
- прочность сварного шва, прикрепляющего ребра в зоне передачи внешней нагрузки и прикрепления его к основной конструкции;
- местная устойчивость ребра.

Расчеты опорных ребер и сварных швов на прочность проводятся по стандартным методикам, изложенным в различных источниках и здесь не приводятся. При необходимости получения более точных результатов расчетов следует использовать решения для балок-стенок, заземленных одной стороной [8].

В то же время, в литературе и нормах практически отсутствуют рекомендации по расчету опорных ребер на устойчивость. Исключение составляют ребра балок, устойчивость которых проверяется как для консольных пластин, закрепленных вдоль длинной стороны.

Опорные ребра обычно закреплены по двум сходящимся сторонам и загружены равномерной или приближенной к равномерной нагрузкой по одной из сторон (рис. 9). При

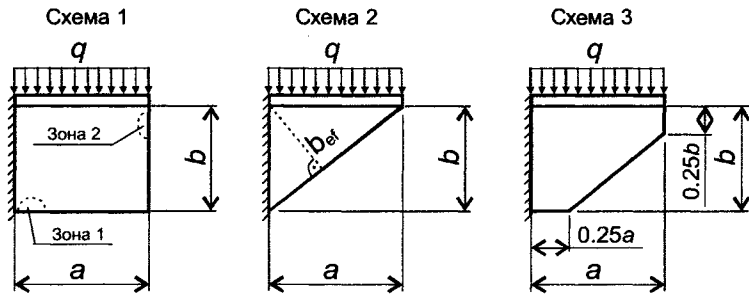


Рис. 9. Основные схемы опорных ребер

этом принимается, что ребра жестко прикреплены с остальным элементом узла.

Критические напряжения, при которых ребро теряет устойчивость (с некоторым запасом) определяется по формуле:

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1 - \mu^2)} \cdot \left( \frac{t_s}{a} \right)^2, \quad (5)$$

где  $a$  и  $t_s$  — ширина и толщина ребра;  $E$  и  $\mu$  — модуль упругости и коэффициент Пуассона стали;  $k$  — коэффициент, зависящий от конфигурации и соотношения сторон ребра и принимаемый согласно табл. 1.

Соответствующая критическая нагрузка будет равна  $q_{cr} = \sigma_{cr} \cdot t_s$ .

Различные схемы ребер представлены на рис. 9.

Коэффициенты  $k$  получены по методу конечных элементов. Наличие экстремумов коэффициента  $k$ , для схемы 1, обусловлено смещением зоны потери устойчивости с одной свободной кромки (зона 1) ребра на другую (зона 2).

При необходимости, свободные кромки ребер могут быть окаймлены листовой сталью или уголками, или сразу

Таблица 1. Коэффициенты  $k$  для различных схем опорных ребер

$b/a$	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	>2,5
Схема 1	3,73	4,36	4,62	4,49	4,29	4,46	4,53	4,56
Схема 2	2,84	3,19	3,39	3,50	3,56	3,60	3,62	3,64
Схема 3	3,16	—	3,90	—	—	—	—	—

выполняться в виде гнутых элементов. Ширина окаймления должна быть не менее  $0,3b_{ef}$ , где  $b_{ef}$  — расчетная ширина подкрепляемого ребра, равная высоте треугольника (рис. 9).

#### 2.14.5. РЕБРА УЗЛОВ ПРИМЫКАНИЯ БАЛОК К КОЛОННАМ И СТОЙКАМ

При опирании балок на колонны в одном уровне с верхом колонны или в пределах ее высоты, обычно применяют узлы, подобные приведенным на рис. 10 а, б. При расположении балки в плоскости стенки (рис. 10 а), опорное ребро, крепящееся к колонне, рассчитывается как консольная пластина на совместное действие касательных и нормальных напряжений по стандартным методикам. В случае примыкания балки перпендикулярно стенке колонны, вертикальные и горизонтальные ребра рассчитываются в соответствии со схемами, представленными на рис. 10 в и 10 г. При этом вертикальное ребро рассчитывается как балка, шарнирно-опертая на горизонтальные ребра и нагруженная реакциями примыкающей балки. Поддерживающее влияние стенки и защемление вертикального ребра, при его изгибе горизонтальными ребрами, не учитывается. Сварные швы, прикрепляющие вертикальное ребро к стенке, рассчитываются на полную вертикальную нагрузку.

Расчетная схема горизонтальных ребер также представляет собой балку, шарнирно-опертую в уровне полок двутавра и нагруженную реакциями, передающимися с вертикального ребра (рис. 10 г). Поддерживающее влияние стенки и защемление ребер полками здесь также не учитывается.

В расчетное сечение вертикального и горизонтальных ребер, следует включать участки стенки шириной по  $0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E/R_s}$  с каждой стороны ребра.

Для крепления балок с относительно небольшими опорными реакциями (балки фахверка и т.п.) к оголовкам колонн и стоек, могут применяться узлы без дополнительного горизонтального ребра между полками (рис. 10 д). В случае симметричного приложения нагрузок с обеих сторон колонны рассчитываются только сварные швы, прикрепляющие опорные ребра к стенке. При несимметричном приложении нагрузок, также должна быть рассчитана стенка колонны на действие ло-

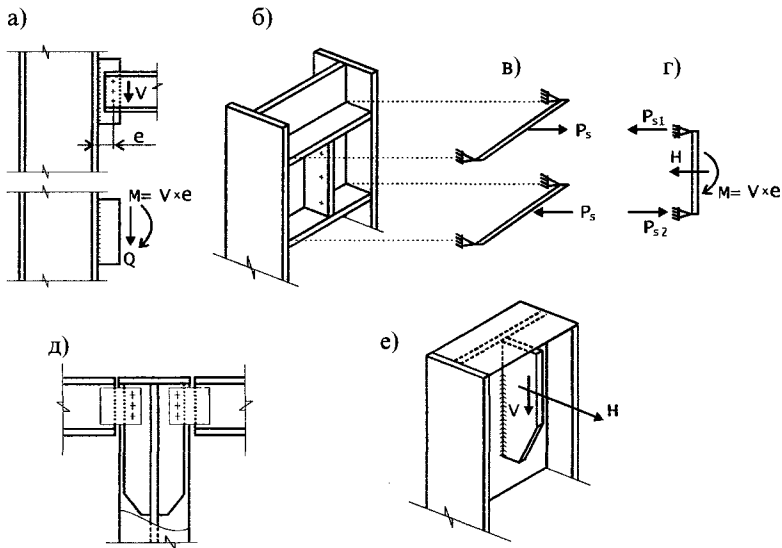


Рис. 10. Опорные ребра для примыкания балок к колоннам

кальных нагрузок, передающихся с конца ребра (рис. 10 е). Локальные напряжения в стенке определяются по формуле:

$$\sigma_{loc} = \frac{6M_{loc}}{t_w^2}, \quad (6)$$

где  $M_{loc}$  — локальный изгибающий момент в стенке;  $t_w$  — толщина стенки колонны;

Локальный изгибающий момент в стенке равен:

$$M_{loc} = k \cdot P_s \text{ [кгсм]}, \quad (7)$$

где  $P_s$  — нагрузка, передающаяся на стенку с конца ребра:

$$P_s = \frac{H}{2} \pm \frac{V \cdot e}{h_s}; \quad (8)$$

Таблица 2. Значения коэффициента  $k$ 

$h_s/h$	0,5	0,75	1,0	1,25	1,67	2,33
$k$	0,23	0,18	0,14	0,15	0,16	0,16

$k$  — коэффициент, определяемый по табл. 2, в зависимости от соотношения длины ребра  $h_s$  и высоты сечения колонны  $h$  (ребро расположено посередине сечения колонны)

## Литература

1. СНиП II-23—81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М. ЦИТП. 1989. 96 с.
2. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. М. ОГИЗ-Гостехиздат. 1946. 532 с.
3. Stein M. Die Stabilitat der Blechtragerstehbleche im zweiachsigen Spannungszustand, der Stahlbau. Т.7. 1934. 57 с.
4. Stein M., Fralich R.W. Critical Shear Stress of Infinity Long, Simply Supported Plate with Transverse Stiffeners, NASA, Tech. Note 1851. 1949.
5. Wang T.K. Buckling of Transverse Stiffened Plates under Shear, Jour. Applied Mechanics. Т. 14. С. А-269. 1947.
6. Броуде Б.М. Устойчивость плоских стенок в металлических конструкциях. М. Стройиздат Наркомстроя. 1940. 112 с.
7. Броуде Б.М. Устойчивость пластинок в элементах стальных конструкций. М. Машстройиздат. 1949. 240 с.
8. Вайнберг Д.В. Справочник по прочности, устойчивости и колебаниям пластин. Киев. «Будівельник». 1973. 488 с.

### 3. ФЛАНЦЕВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В монтажных соединениях элементов рамных конструкций переменного сечения широко применяются различные болтовые соединения, в том числе фланцевые на высокопрочных болтах (рис. 1). К преимуществам болтовых соединений по сравнению со сварными, относятся:

- замена монтажной сварки, требующей высокой квалификации, элементарными операциями по постановке и затяжке болтов;

- возможность монтажа конструкций при любых климатических условиях, в том числе и при низких температурах;

- высокая надежность соединений при действии динамических нагрузок;

- простота контроля соединений;

- возможность демонтажа конструкций без повреждения конструкций.

По сравнению с фрикционными соединениями на накладках, во фланцевых соединениях отсутствуют трудоемкие операции по подготовке контактирующих поверхностей конструкций. Также, во фланцевых соединениях отсутствуют дополнительные монтажные накладки (по 4—8 штук на каждый стык) и значительно, в 2—3 раза, уменьшается количество высокопрочных болтов.

К недостаткам и, одновременно, к достоинствам фланцевых соединений относится то, что они не обладают компенсационной способностью. Это, с одной стороны, требует высокой точности при изготовлении конструкций, но с другой, позволяет собирать конструкции на монтаже без дополнительных выверок и специальной выкладки монтажных элементов.

Расчет фланцевых соединений представляет достаточно сложную задачу. В особой степени это относится к соединениям элементов, воспринимающих не только продольные

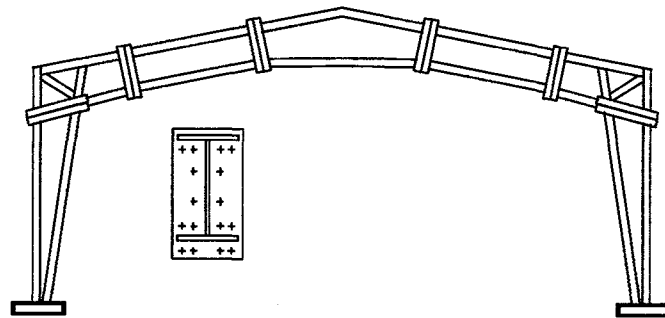


Рис. 1. Фланцевые соединения рамных конструкций

усилия, но и изгибающие моменты. Основная сложность заключается в том, что деформационные характеристики сжатой и растянутой зон соединения различны и поэтому положение нейтральной оси соединения и распределение напряжений в околофланцевой зоне заранее неизвестно.

Существующее руководство [1] регламентирует расчет фланцевых соединений поясов ферм из двутавров. При этом считается, что в соединении действует лишь незначительный изгибающий момент, обусловленный неточностью изготовления и расцентровкой элементов фермы. В рамных конструкциях преимущественно действуют изгибающие моменты и поэтому руководство [1] не может быть применено без специальных поправок к расчету фланцевых соединений элементов рам.

Ниже представлена методика расчета соединений двутавровых элементов, нагруженных продольными и поперечными силами и изгибающим моментом в плоскости стенки, разработанная на основе теоретических и экспериментальных работ [2], [3], [4], [5]. В предлагаемой методике используются методы расчета конструкций с учетом ограниченных упругих или пластических деформаций, методы предельного равновесия, а также элементы нелинейной механики, позволяющей одновременно учесть как физическую, так и геометрическую нелинейность в работе фланцевых соединений.

Для более широкого знакомства с историей и вопросами расчета фланцевых соединений, читатель может обратиться к библиографии, приведенной в [2].

### 3.1. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ

Излагаемая ниже методика расчета разработана в предположении реализации заданных расчетных напряжений во фланцах и околофланцевых зонах соединяемых конструкций при их нагружении. Таким образом, задача решается обратным методом, когда толщина фланцев и параметры болтов определяются исходя из условий достижения заданного напряженного состояния соединяемых элементов.

Фланцевое соединение рассматривается как система, состоящая из четырех совместно работающих элементов: болтов, фланцев, сварных швов и сечений соединяемых элементов в непосредственной близости от фланца, либо между ними.

В качестве основного расчетного сечения рассматривается околофланцевое сечение двутавра элемента, нагруженного продольной и поперечной силами и изгибающим моментом (рис. 2 а).

При разработке методики приняты следующие допущения:

1. Расчетное сечение нагружено распределенными реактивными усилиями, передающимися с деформируемой поверхности фланцев. В сжатой зоне максимальная величина реактивных усилий ограничена расчетным сопротивлением стали  $R_y$  двутавра, а в растянутой — предельным усилием, необходимым для достижения заданных напряжений во фланце;

2. Предполагается независимая работа зон фланца, прилегающих к растянутой полке и стенке (рис. 2 б);

3. При определении несущей способности фланцев рас-

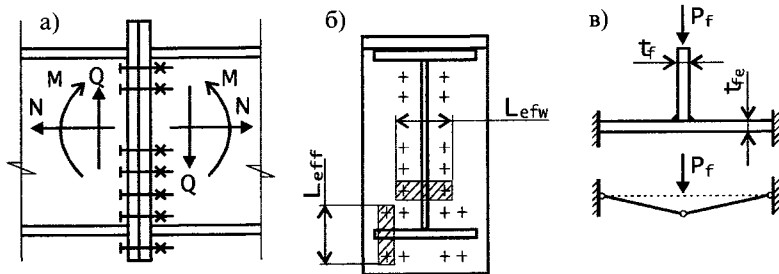


Рис. 2. К определению реактивных напряжений в околофланцевой зоне соединения

сматривается предельное равновесие Т-образного фланца жестко защемленного в зоне болтов и нагруженного в средней части усилиями, передающимися с растянутых полки или зоны стенки (рис. 2 в). Податливость болтов, влияния поперечных сил и степень развития упругих или пластических деформаций учитывается путем введения специальных коэффициентов, определенных расчетным путем.

4. Положение нейтральной оси соединения определяется не деформационными, а силовыми факторами, т.е. из условия равновесия реактивных напряжений, действующих в расчетном околофланцевом сечении.

### 3.2. НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ОКОЛОФЛАНЦЕВОЙ ЗОНЫ

При определении положения нейтральной оси соединения необходимо определить или задать форму эпюры и величину реактивных напряжений в околофланцевой зоне. Предлагаемая расчетная модель фланцевого соединения основана на предельном равновесии околофланцевой зоны двутавра.

Для нахождения реактивных усилий в растянутой зоне соединения рассмотрим работу полоски фланца единичной ширины, вырезанную, например, поперек растянутой полки (рис. 2 б и 2 в), загруженную посередине сосредоточенной силой и жестко защемленной по концам. Предпосылка о полном защемлении полоски не влияет на ее предельную несущую способность, так как согласно многочисленным исследованиям, например [6], некоторая податливость закреплений влияет только на деформативность защемленной балки.

В соответствии с предпосылкой 3 запишем условие предельного равновесия такой полоски

$$M_p = M_{pl}, \quad (1)$$

где  $M_p$  — изгибающий момент в сечении расчетной полоски от сосредоточенной силы  $P_f$ , передающейся с растянутой полки:

$$M_p = \frac{P_f \cdot L_{eff}}{8}, \quad (2)$$

где  $L_{eff}$  — расчетный пролет фланца поперек полки;  $M_{pl}$  — предельный изгибающий момент для расчетной полоски единичной ширины

$$M_{pl} = \frac{R_{yfl} \cdot t_{fl}^2}{4}, \quad (3)$$

где  $R_{yfl}$   $t_{fl}$  — расчетное сопротивление стали фланца и его толщина.

Усилие  $P_f$  выразим через реактивные напряжения  $\sigma_f$ , действующих в растянутой полке, а именно:

$$P_f = \sigma_f \cdot t_f. \quad (4)$$

Подставляя формулу (4) в формулу (2) и учитывая выражения (1) и (3), найдем реактивные напряжения в растянутой полке:

$$\sigma_f = \frac{2R_{yfl} \cdot t_{fl}^2}{t_f \cdot L_{eff}}. \quad (5)$$

Приведем выражение (5) к безразмерному виду, введя коэффициент  $v_f = \sigma_f / R_y$ , где  $R_y$  — расчетное сопротивление стали двутавра. С учетом формулы (5) и, вводя  $\eta_R = R_{yfl} / R_y$ , запишем:

$$v_f = \frac{2t_{fl}^2 \cdot \eta_R}{t_f \cdot L_{eff}}. \quad (6)$$

Аналогично, для растянутой зоны стенки:

$$\sigma_w = \frac{2R_{yfw} \cdot t_{fw}^2}{t_w \cdot L_{efw}}. \quad (7)$$

$$\text{или, при } v_w = \sigma_w / R_y \quad v_w = \frac{2t_{fw}^2 \cdot \eta_R}{t_w \cdot L_{efw}}. \quad (8)$$

Найдем соотношение реактивных напряжений в полке и стенке растянутой зоны фланцевого соединения, вводя  $\lambda = \sigma_w / \sigma_f$ . С учетом формул (5) и (7) найдем:

$$\lambda = \frac{t_f \cdot L_{eff}}{t_w \cdot L_{efw}}. \quad (9)$$

Как видно из формулы (9), соотношение реактивных напряжений в полке и стенке, в соответствии с принятой методикой, определяется, из соотношений толщины этих элементов и расчетных пролетов фланца. Таким образом, появляется возможность регулирования реактивных напряжений в полке и стенке за счет направленного изменения соответствующих расстояний между болтами.

Величина расчетного пролета фланца поперек полки ( $L_{eff}$ ) или стенки ( $L_{efw}$ ) зависит от многих факторов: расстояния между болтами и полкой (стенкой); размеров головки болта и гайки, усилия их натяжения, толщины фланцев и др. Расчетный пролет фланца поперек растянутой полки приближенно найдем в соответствии с работой [7]

$$L_{eff} = L'_{eff} - t_f - 2k_{ff} - 0.5d_b, \quad (10 \text{ а})$$

Аналогично, поперек стенки

$$L_{efw} = L'_{efw} - t_w - 2k_{fw} - 0.5d_b, \quad (10 \text{ б})$$

где  $L'_{eff}$ ,  $L'_{efw}$  — расстояния между осями болтов поперек полки и стенки;  $t_f$ ,  $t_w$  — толщина растянутой полки и стенки;  $k_{ff}$ ,  $k_{fw}$  — катеты сварных швов вдоль полки и стенки;  $d_b$  — диаметр болтов.

Как показывают исследования автора, для относительно тонких фланцев при  $t_{fl} < (0,5+0,7)d_b$ , в формулах (10 а) и (10 б) вместо диаметра болтов  $d_b$  можно подставлять размер головки болта, что позволяет, в результате, увеличить расчетную несущую способность фланца.

Принимая для практических случаев  $L_{eff} \approx L_{efw}$ , найдем

$$\lambda \approx \frac{t_f}{t_w}. \quad (11)$$

В реальных конструкциях  $t_f > t_w$  и поэтому из формул (9) и (11) можно сделать важный вывод о том, что реактивные напряжения в растянутой полке должны быть ниже, чем в примыкающем к ней участке стенки. Таким образом, при относительно тонких фланцах происходит перераспределение напряжений в околофланцевом сечении двутавра, что было подтверждено экспериментами [2], [4]. На рис. 3 показаны изолинии напряжений  $\sigma_x$  в околофланцевой зоне стен-

ки двутавра, а также эпюры нормальных напряжений в полках, полученные экспериментально при разных уровнях загрузки. В экспериментах использовались фланцы, толщина которых определялась в соответствии с приведенной ниже методикой и не была избыточно большой.

Из представленных рисунков видно:

1. В процессе нагружения соединения изгибающим моментом, нейтральная ось смещается в сжатую зону соединения. Расстояние, на котором начинается смещение нейтральной оси, составляет около 0,8 высоты сечения двутавра. При этом вблизи фланцев напряжения в растянутой полке уменьшаются, а в сжатой полке увеличиваются по сравнению с удаленными сечениями элемента. Протяженность зоны изменения усилий в поясах соответствует протяженности зоны смещения нейтральной оси (рис. 3 а). Изменение напряжений в растянутой и сжатой полках приводит к появлению потока локальных касательных напряжений в месте соединения полков со стенкой;

2. С ростом нагрузки в сжатой полке двутавра вблизи фланца возникают пластические деформации. Растянутая полка при этом работает в упругой стадии.

3. Дальнейший рост нагрузки приводит к развитию пластических деформаций во всей сжатой полке и появлению пластических деформаций в растянутой полке на некотором расстоянии от фланца. Эпюра реактивных напряжений в стенке начинает приближаться к прямоугольной, характерной для стадии образования пластического шарнира. В растянутой полке вблизи фланца упругие деформации сохраняются вплоть до разрушения соединения (рис. 3 б).

На этих же рисунках представлены эпюры реактивных напряжений в околофланцевой зоне. Эти эпюры имеют характерное очертание, отличающееся от эпюр в других сечениях двутавра, что связано с нелинейным распределением напряжений как в сжатой, так и в растянутой зонах соединения. В растянутой зоне эпюра имеет очертание, примерно соответствующее выпуклой параболе. В сжатой зоне эпюра реактивных напряжений, наоборот, имеет форму вогнутой кривой. При больших нагрузках в сжатой зоне появляется характерное «затупление» эпюры, связанное с развитием пластических

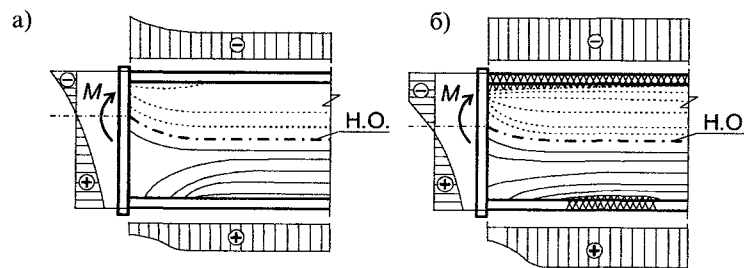


Рис. 3. Распределение напряжений в околофланцевой зоне двутавра

деформаций в сжатой полке и примыкающем участке стенки, в растянутой — увеличение напряжений в стенке по сравнению с примыкающей к ней растянутой полкой.

Описанная форма эпюры реактивных напряжений характерна для относительно тонких фланцев. По мере увеличения толщины фланцев форма эпюры приближается к линейной и существенного смещения нейтральной оси не наблюдается.

Для моделирования напряженного состояния околофланцевой зоны соединения могут быть использованы различные эпюры реактивных напряжений в стенке, например:

— линейные треугольные эпюры для моделирования соединений с толстыми фланцами, работающими в упругой стадии (рис. 4 а);

— нелинейные эпюры, подобные представленным на рис. 3 и учитывающие возможность образования локальных зон пластических деформаций в стенке (рис. 4 б);

— прямоугольные эпюры, характерные для стадии предельного равновесия в расчетном сечении фланцевого соединения (рис. 4 в).

Очертание нелинейной эпюры реактивных растягивающих напряжений в стенке по данным экспериментов с тонкими фланцами с достаточной точностью может быть принято в форме квадратной параболы, выпуклой в растянутой зоне стенки и вогнутой в сжатой (рис. 4 б).

На расчетных эпюрах реактивных напряжений показано, что в зоне сопряжения растянутой полки и стенки имеется скачок напряжений. Фактически, в силу условия неразрывности деформаций, напряжения в этих местах должны быть равны.

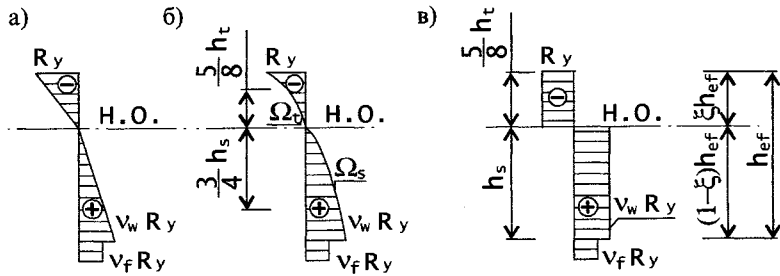


Рис. 4. Расчетные эпюры реактивных напряжений изгибаемого фланцевого соединения

Влияние формы эпюры реактивных напряжений в стенке на конечный результат относительно невелико. Это связано с тем, что для двутавровых сечений, применяемых в обычной практике строительства, момент сопротивления самой стенки составляет около 10—15 % от момента сопротивления всего сечения, а для тонкостенных двутавров еще меньше. Исходя из этого, можно предположить, что даже при замене параболических или треугольных эпюр на прямоугольные, суммарное расхождение не превысит 5—8 % в зависимости от соотношения моментов сопротивления стенки и сечения двутавра в целом.

### 3.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОЛОЖЕНИЯ НЕЙТРАЛЬНОЙ ОСИ ФЛАНЦЕВОГО СОЕДИНЕНИЯ И РЕАКТИВНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА И ПРОДОЛЬНОЙ СИЛЫ

Вначале рассмотрим случай, когда на фланцевое соединение двутавров действует только изгибающий момент  $M$ . Уравнения равновесия для расчетного сечения имеют вид:

$$\int_0^{h_{ef}} \sigma_{r(y)} \cdot dy = 0; \quad (1)$$

$$\int_0^{h_{ef}} \sigma_{r(y)} \cdot y \cdot dy = M. \quad (2)$$

где  $\sigma_{r(y)}$  — реактивные напряжения в околорамной зоне:

— в сжатой зоне для полки и стенки:  $\sigma_{r(y)} = R_y$ ;

— в растянутой зоне:

для полки:  $\sigma_f = v_f \cdot R_y$ ;

для стенки:  $\sigma_w = v_w \cdot R_y = \lambda \cdot v_f \cdot R_y$ ;

$h_{ef}$  — расчетная высота двутавра:  $h_{ef} \approx h_w + t_f$ , где  $h_w$  и  $t_f$  — высота стенки и толщина полки двутавра;  $y$  — текущая координата.

Учитывая вышесказанное (раздел 3.2), для упрощения решения будем рассматривать случаи, соответствующие стадии предельного равновесия фланцевого соединения, т. е. с прямоугольными эпюрами реактивных напряжений. Аналогичные решения могут быть получены и для других видов эпюр реактивных напряжений.

Заменяя интегрирование суммированием и учитывая принятые ранее предпосылки (см. рис. 4 в), уравнение (1) запишем в виде

$$v_f \cdot R_y \cdot A_f + \lambda \cdot v_f \cdot R_y \cdot (1 - \xi) \cdot t_w \cdot h_{ef} - R_y \cdot A_f - R_y \cdot \xi \cdot t_w \cdot h_{ef} = 0 \quad (3)$$

где  $A_f$  — площадь полки двутавра;  $t_w$  — толщина стенки двутавра;  $h_{ef} = h_w + t_f$  — расчетная высота двутавра;  $h_w$  — высота стенки;  $t_f$  — толщина полки двутавра.

Введем

$$\alpha = \frac{A_f}{t_w \cdot h_{ef}} \quad (4)$$

и, сокращая на  $R_y$ ,  $h_{ef}$  и  $t_w$ , получим:

$$v_f \cdot \alpha + \lambda \cdot v_f - \lambda \cdot v_f \cdot \xi - \alpha - \xi, \quad (5)$$

откуда найдем относительное напряжение в растянутой полке

$$v_f = \frac{\alpha + \xi}{\alpha + \lambda \cdot (1 - \xi)}. \quad (6)$$

Аналогично, уравнение (2), с учетом принятых обозначений, запишется в виде:

$$v_f \cdot R_y \cdot A_f \cdot (1 - \xi) \cdot h_{ef} + 0,5 \lambda \cdot v_f \cdot R_y \cdot (1 - \xi)^2 \cdot t_w \cdot h_{ef}^2 + R_y \cdot A_f \cdot \xi \cdot h_{ef} + 0,5 R_y \cdot \xi^2 \cdot t_w \cdot h_{ef}^2 = M \quad (7)$$



Введя

$$\psi = \frac{M}{R_y \cdot t_w \cdot h_{ef}^2} \quad (8)$$

и, выполнив преобразования, получим:

$$\alpha(1-\xi) + 0,5\lambda \cdot v_f(1-\xi)^2 + \alpha \cdot \xi + 0,5\xi^2 = \psi,$$

откуда

$$v_f = \frac{\psi - \alpha \cdot \xi - 0,5\xi^2}{\alpha(1-\xi) + 0,5\lambda(1-\xi)^2}. \quad (9)$$

Приравнявая формулы (6) и (9), приходим к квадратному уравнению для определения относительной высоты сжатой зоны изгибаемого фланцевого соединения  $x$

$$a \cdot \xi^2 + b \cdot \xi + c = 0, \quad (10)$$

где  $a = -0,5(\alpha + \lambda + \lambda \cdot \alpha)$ ;  $b = \alpha + 0,5\lambda(2\psi + 1)$ ;  
 $c = \alpha^2 + 0,5\lambda \cdot \alpha - \psi(\alpha + \lambda)$ .

Решая уравнение (10), находим относительную высоту сжатой зоны фланцевого соединения.

Для определения коэффициентов  $v_f$  и  $v_w$ , определяющих величину относительных реактивных напряжений в растянутой зоне двутавра, используются выражения (6) или (9). В соответствии с принятыми предпосылками расчета, напряжения в околофланцевых зонах соединяемых элементов не могут превышать расчетного сопротивления стали. При этом, по физическому смыслу, необходимо, чтобы выполнялось условия  $v_f \leq 1$  и  $v_w \leq 1$ , откуда найдем предельное значение параметра  $\lambda$ , а именно  $\lambda \leq 1/v_f$ . При  $\lambda > 1/v_f$  в стенке начинается текучесть и следует принимать  $v_w = \lambda \cdot v_f = 1$ . Ниже, в практических рекомендациях по расчету фланцевых соединений, будут даны приближенные формулы для непосредственного определения  $\lambda$  на первом шаге расчета.

В соответствии с одной из основных предпосылок расчета толщина фланца определяется обратным методом, т.е. всякий раз подбирается таким образом, чтобы обеспечить заданное напряженное состояние околофланцевой зоны со-

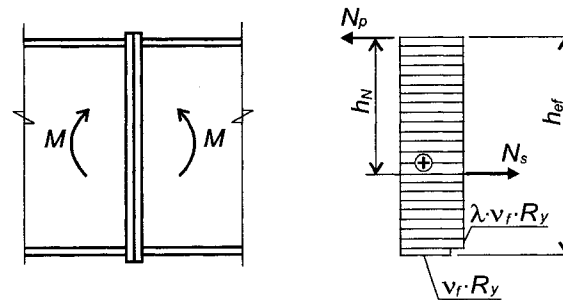


Рис. 5. Расчетная модель фланцевых соединений при  $\xi = 0$  для предельного равновесия околофланцевого сечения

единения. Снижение внешних нагрузок приводит к уменьшению толщины фланца и дальнейшему смещению нейтральной оси в сторону сжатой полки двутавра. При каких-то, относительно небольших значениях изгибающего момента, требуемая толщина фланца уменьшается настолько, что нейтральная ось проходит в пределах сжатой полки двутавра (рис. 5). Это соответствует случаю, когда значения  $\xi$ , определяемые из уравнения (10), уменьшаются до нуля, а затем становятся отрицательными.

Граничное значение изгибающего момента, при котором  $\xi = 0$ , найдется из формулы (10) при  $c \geq 0$ , то есть, при

$$c = \alpha^2 + 0,5\lambda \cdot \alpha - \psi(\alpha + \lambda) \geq 0,$$

откуда минимальное значение параметра  $\psi_{\min}$  будет равно

$$\psi_{\min} = \frac{\alpha^2 + 0,5\lambda \cdot \alpha}{\alpha + \lambda}. \quad (11)$$

Учитывая формулу (8), найдем граничное значение внешнего изгибающего момента при котором нейтральная ось фланцевого соединения перемещается в сжатую полку

$$M_{\min} = \psi_{\min} \cdot R_y \cdot t_w \cdot h_{ef}^2 = \frac{\alpha^2 + 0,5\lambda \cdot \alpha}{\alpha + \lambda} \cdot R_y \cdot t_w \cdot h_{ef}^2. \quad (12)$$

Для приведения выражения (12) к безразмерному виду внешний изгибающий момент представим в виде

$$M = \omega \cdot M_{pl} \quad (13)$$

где  $M_{pl}$  — предельный изгибающий момент, воспринимаемый двутавром в предельном состоянии  $M_{pl} = W_{pl} \cdot R_y$ ;  $\omega$  — относительный изгибающий момент.

Пластический момент сопротивления  $W_{pl}$  двутаврового сечения найдется как

$$W_{pl} \approx A_f \cdot h_{ef} + 0,25 t_w \cdot h_{ef}^2 = t_w \cdot h_{ef}^2 \cdot (\alpha + 0,25). \quad (14)$$

Тогда

$$M_{pl} = t_w \cdot h_{ef}^2 \cdot (\alpha + 0,25) \cdot R_y. \quad (15)$$

Подставляя формулы (13) и (15) в выражение (12), получим значение относительного изгибающего момента  $\omega_{\xi=0}$ , при котором нейтральная ось переходит в сжатую полку

$$\omega_{\xi=0} = \frac{\alpha^2 + 0,5\lambda}{(\alpha + 0,25)(\alpha + \lambda)}. \quad (16)$$

При  $\omega > \omega_{\xi=0}$  нейтральная ось соединения находится в стенке двутавра, то есть  $0 < \xi \leq 0,5$ , а при  $\omega \leq \omega_{\xi=0}$  — в сжатой полке. В последнем случае следует принимать  $\xi = 0$  и расчет производить в соответствии с расчетной схемой, приведенной на рис. 5. При этом следует учитывать снижение напряжений в сжатой полке по сравнению с расчетным сопротивлением стали, как это было принято в предыдущем расчете для растянутой полки при  $\xi > 0$ .

Условия равновесия (1) и (2) в этом случае запишутся в виде:

$$N_s + N_p = 0; \quad (17)$$

$$N_p \cdot h_N = M, \quad (18)$$

где  $N_s$ ,  $N_p$  — равнодействующие растянутой и сжатой зон соединения:

$$N_s = v_f \cdot R_y \cdot A_f + \lambda \cdot v_f \cdot R_y \cdot t_w \cdot h_{ef};$$

$$N_p = v_p \cdot R_y \cdot A_f \quad h_N = h_{ef} \frac{\alpha + 0,5\lambda}{\alpha + \lambda} \text{ — плечо внутренней}$$

пары сил.

Условие равновесия (18) с учетом принятых обозначений запишется как

$$v_p \cdot R_y \cdot A_f \cdot h_{ef} \frac{\alpha + 0,5\lambda}{\alpha + \lambda} = M,$$

откуда

$$v_p = \frac{M(\alpha + \lambda)}{R_y \cdot A_f \cdot h_{ef}(\alpha + 0,25)}$$

или, учитывая формулу (13)

$$v_p = \frac{\omega \cdot (\alpha + 0,25)(\alpha + \lambda)}{\alpha(\alpha + 0,5\lambda)}. \quad (19)$$

Коэффициент  $v_f$  определится с учетом формулы (19) как

$$v_f = \frac{\omega(\alpha + 0,25)}{\alpha + 0,5\lambda}. \quad (20)$$

При действии на соединении изгибающего момента и продольной силы методика расчета остается такой же, как и для случая чистого изгиба. Принимается во внимание, что продольная сила действует по центру тяжести расчетного сечения при следующем правиле знаков: плюс — растяжение; минус — сжатие. Расчетная схема для определения положения нейтральной оси и реактивных напряжений представлена на рис. 6, где через  $h_{Nx}$  обозначено расстояние от нейтральной оси соединения до линии действия продольной силы.

Условия равновесия для расчетного сечения запишутся в виде:

$$\int_0^{h_{ef}} \sigma_{r(y)} \cdot dy = N; \quad (21 a)$$

$$\int_0^{h_{ef}} \sigma_{r(y)} \cdot y \cdot dy = M + N \cdot h_{Nx} \quad (22 a)$$

или, с учетом принятых выше обозначений:

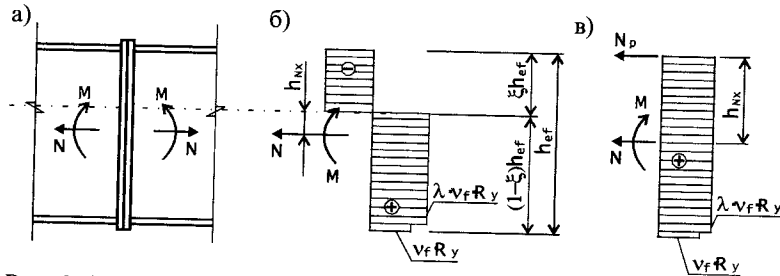


Рис. 6. Определения положения нейтральной оси и реактивных напряжений при действии на соединение изгибающего момента и продольной силы

$$v_f \cdot R_y \cdot A_f + \dots + \lambda \cdot v_f \cdot R_y \cdot (1 - \xi) t_w \cdot h_{ef} - R_y \cdot A_f - R_y \cdot \xi \cdot t_w \cdot h_{ef} = N. \quad (21 \text{ б})$$

$$v_f \cdot R_y \cdot A_f \cdot (1 - \xi) h_{ef} + 0,5 \lambda \cdot v_f \cdot R_y \cdot (1 - \xi)^2 t_w \cdot h_{ef}^2 + R_y \cdot A_f \cdot \xi \cdot h_{ef} + 0,5 R_y \cdot \xi^2 \cdot t_w \cdot h_{ef}^2 = M + N(0,5 - \xi) h_{ef}. \quad (22 \text{ б})$$

Проводя необходимые преобразования, приходим к уравнениям, подобным полученным ранее при действии одного изгибающего момента:

$$v_f \cdot \alpha + \lambda \cdot v_f - \lambda \cdot v_f \cdot \xi - \alpha - \xi; \quad (21 \text{ в})$$

$$v_f \cdot \alpha(1 - \xi) + 0,5 \lambda \cdot v_f(1 - \xi)^2 + \alpha \cdot \xi + 0,5 \xi = \psi + \theta(0,5 - \xi) \quad (22 \text{ в})$$

$$\text{где } \theta = \frac{N}{t_w \cdot h_{ef} \cdot R_y}. \quad (23)$$

Из формул (23 в) и (24 в) найдем коэффициент  $v_f$

$$v_f = \frac{\theta + \alpha + \xi}{\alpha + \lambda - \lambda \cdot \xi}; \quad (24 \text{ а})$$

$$v_f = \frac{\psi + 0,5\theta - \theta \cdot \xi - \alpha \cdot \xi - 0,5\xi^2}{\alpha - \alpha \cdot \xi + 0,5\lambda - \lambda \cdot \xi + 0,5\lambda \cdot \xi^2}. \quad (24 \text{ б})$$

При совместном решении уравнений (21 а) и (22 б), вновь приходим к квадратному уравнению (10) со следующими коэффициентами:

$$a = -0,5(\alpha + \lambda + \lambda \cdot \alpha + \lambda \cdot \theta) \quad b = \alpha + 0,5\lambda(2\psi + \theta + 1) \quad (25)$$

$$c = \alpha^2 + 0,5\lambda \cdot \alpha - \psi(\alpha + \lambda) + 0,5\alpha \cdot \theta$$

Как видно из формулы (25), при отсутствии продольной силы, т.е. при  $\theta = 0$ , коэффициенты квадратного уравнения совпадают с коэффициентами, полученными ранее в уравнении (10).

Приведем выражение (23) к безразмерному виду, используя формулу:

$$N = v \cdot N_{pl}, \quad (26)$$

где  $N_{pl} = R_y \cdot A_\Sigma$ .

Учитывая, что площадь двутавра равна

$$A_\Sigma = 2A_f + t_w \cdot h = t_w \cdot h(2\alpha + 1),$$

параметр  $\theta$  определится как

$$\theta = v(2\alpha + 1). \quad (27)$$

Как и в случае чистого изгиба, при определенных значениях изгибающего момента  $M$  и продольной силы  $N$  нейтральная ось перемещается в сжатую полку. Это происходит при  $\omega \leq \omega_{\xi=0}$ , где

$$\omega_{\xi=0} = \frac{\alpha^2 + 0,5\lambda \cdot \alpha + 0,5v \cdot \alpha \cdot (2\alpha + 1)}{(\alpha + 0,25)(\alpha + \lambda)}. \quad (28)$$

При расположении нейтральной оси в сжатой полке расчет производится в соответствии с расчетной схемой, изображенной на рис. 6 в. Условия равновесия при этом примут вид:

$$N_p \cdot h_N - N \cdot h_{Nx} = M; \quad (29)$$

$$N_s - N_p = N, \quad (30)$$

где внутренние усилия  $N_s$  и  $N_p$  определяются в соответствии с выражениями (17) и (18);  $h_N$  — плечо внутренней пары сил;

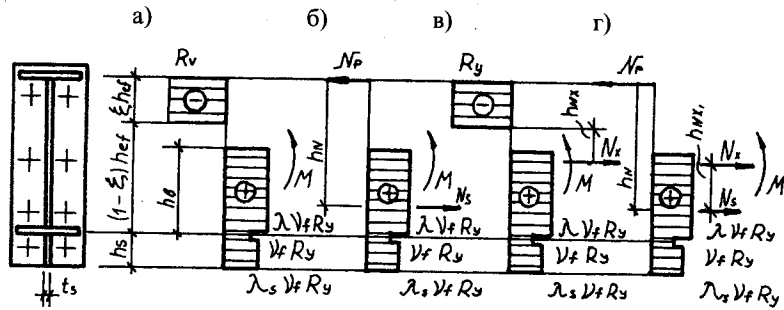


Рис. 7. К расчету фланцевых соединений с подкрепляющим ребром и при постановке болтов на части высоты стенки

$h_{Nx}$  — плечо внешнего усилия  $N$  относительно места приложения равнодействующей растянутой зоны

$$h_{Nx} = h_N - 0,5h_{ef} = h_{ef} \frac{\alpha}{2(\alpha + \lambda)} \quad (31)$$

Из уравнений (29) и (30) найдем коэффициенты  $v_p$  и  $v_f$ , определяющие величину усилий в растянутой и сжатой полках расчетного сечения:

$$v_p = \frac{\alpha(\alpha + 0,25)(\alpha + \lambda)}{\alpha(\alpha + 0,25)} + \frac{0,5\nu(2\alpha + 1)}{\alpha + 0,5\lambda}; \quad (32 а)$$

$$v_f = \frac{\nu(2\alpha + 1) + \alpha \cdot v_p}{\alpha + \lambda} \quad (32 б)$$

В заключении рассмотрим наиболее общий случай фланцевого соединения с подкрепляющим ребром в растянутой зоне и при постановке болтов на части высоты стенки (рис. 7). При этом будем считать, что растянутая часть стенки расчетного сечения включается только в зоне постановки болтов.

Коэффициенты квадратного уравнения для определения положения нейтральной оси соединения в этом случае найдутся следующим образом:

$$\begin{aligned} a &= -0,5(\alpha + \lambda \cdot \beta_b + \lambda_s \cdot \alpha_s); \\ b &= \alpha + \lambda \cdot \beta_b(1 - 0,5\beta_b) + \lambda_s \cdot \alpha_s \cdot (1 + 0,5\beta_h); \end{aligned} \quad (33)$$

$$\begin{aligned} c &= (\theta_N + \alpha)[\alpha + \lambda \cdot \beta_b(1 - 0,5\beta_b) + \lambda_s \cdot \alpha_s \cdot (1 + 0,5\beta_h)] - \\ &- (\psi + 0,5\theta_N)(\alpha + \lambda \cdot \beta_b + \lambda_s \cdot \alpha_s), \end{aligned}$$

$$\text{где } \alpha_s = \frac{t_s \cdot h_s}{t_w \cdot h_{ef}}; \beta_h = \frac{h_s}{h_{ef}}; \beta_b = \frac{h_b}{h_{ef}}.$$

Здесь при  $h_s$ ;  $t_s$  — высота и толщина подкрепляющего ребра;  $h_b$  — протяженность установки болтов вдоль стенки.

Выше были рассмотрены фланцевые соединения двутавров симметричного сечения с устойчивой стенкой. Аналогичные формулы могут быть получены для моносимметричных двутавров, в том числе со стенкой, работающей в закритической стадии и частично выключающейся из работы в сжатой зоне соединения.

## Литература

1. Руководство по проектированию, изготовлению и сборке монтажных фланцевых соединения стропильных ферм с поясами из широкополочных двутавров. М. ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова. 1982. 59 с.
2. Катюшин В.В. Фланцевые соединения металлических балок и рам. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. НИСИ им. Куйбышева. Новосибирск. 1985. 218 с.
3. Бирюлев В.В., Катюшин В.В., Силенко В.П. Расчет изгибаемых фланцевых соединений металлических балок с учетом развития пластических деформаций. Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. № 11, 1984. С. 16—22.
4. Бирюлев В.В., Катюшин В.В., Силенко В.П. Экспериментальные исследования фланцевых соединений металлических балок и рам. Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. № 7, 1985. С. 13—18.
5. Бирюлев В.В., Катюшин В.В. Проектирование фланцевых соединений с учетом развития пластических деформаций. Труды международного коллоквиума «Болтовые и специальные монтажные соединения в стальных строительных конструкциях». Том 2. М. ВНИПИ Промстальконструкция. 1989. С. 32—36.
6. Ходж Ф.Г. Расчет конструкций с учетом пластических деформаций. М. Машиностроение. 1963. 380 с.
7. Мухортов М.Н. Рамные фланцевые соединения на высокопрочных болтах. «Промышленное строительство и инженерные сооружения». 1981. № 3. С. 19—23.

### 3.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТОЛЩИНЫ ФЛАНЦЕВ

Фланец в растянутой зоне соединения работает по пространственной схеме и его точный расчет затрудняется наличием ряда дополнительных факторов, которые редко встречаются при расчете обычных пластин. К этим факторам можно отнести:

1. Существенное влияние касательных напряжений на предельное состояние пластины. Это объясняется, во-первых, наличием больших перерезывающих сил в пластине и, во-вторых, большим соотношением между толщиной пластины и ее пролетом ( $L_{ef} / t_{fl} = 2,5 \div 4$ ), что в несколько раз превышает это соотношение для тонких пластин;

2. Неполное защемление фланцев в зоне болтов, вследствие податливости последних;

3. Наличие пластических деформаций во фланцах;

4. Сложную пространственную работу фланца.

Учитывая перечисленные факторы, предлагается следующий порядок расчета фланца:

— определяется начальная толщина фланца  $t_{fl0}$ . При этом используется достаточно известный метод предельного равновесия;

— найденная начальная толщина фланца  $t_{fl0}$  корректируется путем введения поправочных коэффициентов, учитывающих влияние касательных напряжений ( $K_\tau$ ), неполное защемление фланца болтами ( $K_p$ ) и уровень развития в нем упругих или пластических деформаций ( $K_c$ ). Указанные коэффициенты определяются при рассмотрении работы элементарного Т-образного фланца.

Таким образом, формула для определения окончательной толщины фланца имеет вид:

$$t_{fl} = K_\tau \cdot K_p \cdot K_c \cdot t_{fl0}. \quad (1)$$

Определение коэффициентов, входящих в формулу (1), приведено ниже.

Расчет пластин по методу предельного равновесия широко применяется при проектировании самых различных конструкций, включая строительные, корабельные и другие. Суть метода детально изложена в ряде работ, например [1], [2], [3], [4] и др. и состоит в следующем:

— деформированная поверхность пластины заменяется условной призмой, форма которой зависит от очертания пластины, характера закрепления ее краев и вида нагрузки;

— при деформировании пластины внешние усилия  $P_i$  совершают работу  $V_i$  на перемещении  $u_i$ . Эта работа приравнивается работе внутренних сил  $T_p$ , совершенной в пластине при ее деформировании;

— считается, что деформации поворотов сечений сосредоточены по ребрам условной призмы, в которых кривизна сечения принимается равной бесконечности, т.е. деформирование происходит за счет локализованных переломов в пластине (пластических шарниров);

— вдоль ребер призмы действуют распределенные изгибающие моменты  $m_{pl}$ , величина которых определяется как для прямоугольного сечения единичной ширины и с высотой, равной начальной толщине фланца  $t_{fl0}$

$$m_{pl} = \frac{R_{yfl} \cdot t_{fl0}^2}{4}. \quad (2)$$

где  $R_{yfl}$  — расчетное стали сопротивление фланца;

— толщина пластины находится из условия равенства работы внешних сил  $V_i$  работе внутренних сил  $T_p$ .

Таким образом, данный метод позволяет определить верхнюю границу несущей способности конструкции, находящейся в условиях предельного пластического равновесия. Для определения величины нагрузки, соответствующей реальным условиям работы конструкции, а также для учета ограничений, накладываемых на уровень развития упругих или пластических деформаций, в настоящей работе будут использоваться специальные коэффициенты, приведенные в формуле (1).

Вначале определим начальную толщину фланца  $t_{fl0}$  не имеющего подкрепляющего ребра. В соответствии с принятыми предпосылками первоначально будем считать, что болты жестко защемляют фланец по линиям их размещения. Деформированная поверхность фланца в растянутой зоне соединения представлена на рис. 1. При этом сделано упрощение в виде замены криволинейных ребер условной призмы в зоне болтов на прямолинейные. Как показывают рас-

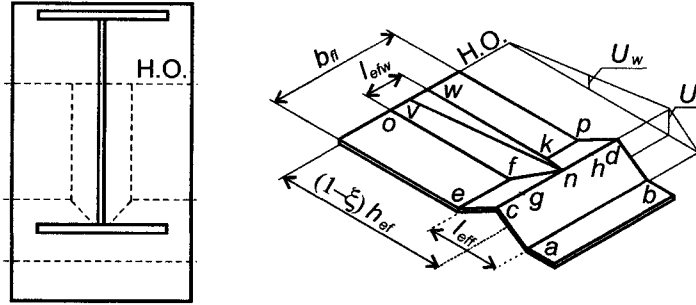


Рис. 1. Расчетная схема деформированной поверхности фланца

четы это упрощение практически не сказывается на расчетной толщине фланца  $t_{f0}$ .

Работа внешних сил  $P_i$  на перемещении  $u_i$  определится как

$$V_i = P_i \cdot u_i \quad (3)$$

или, определяя отдельно работу внешних сил для растянутой полки и стенки расчетного сечения, запишем:

$$V = P_{fs} \cdot u + P_{ws} \cdot u_w \quad (4)$$

где  $P_{fs}$  — суммарное усилие, действующее в растянутой полке по линии  $gh$

$$P_{fs} = v_f \cdot R_y \cdot t_f \cdot b_f \quad (5)$$

$P_{ws}$  — суммарное усилие, действующее в растянутой зоне стенки по линии  $nv$

$$P_{ws} = \frac{2}{3} \lambda \cdot v_f \cdot R_y \cdot t_w \cdot h_{ef} (1 - \xi) \quad (6)$$

$u$  — перемещение полки;  $u_w$  — среднее перемещение стенки на уровне центра тяжести эпюры реактивных напряжений

$$u_w = \frac{5}{8} u.$$

Таким образом, работа внешних сил  $V$  найдется как

$$V = v_f \cdot R_y \cdot t_f \cdot b_f \cdot u + \frac{5}{12} \lambda \cdot v_f \cdot R_y \cdot t_w \cdot h_{ef} \cdot u \quad (7a)$$

$$\text{или, } V = v_f \cdot R_y \cdot \Psi_V \cdot u, \quad (7b)$$

$$\text{при } \Psi_V = t_f \left[ b_f + \frac{5}{12} \lambda \cdot \beta_t \cdot h_{ef} (1 - \xi) \right], \text{ где } \beta_t = \frac{t_w}{t_f}. \quad (8)$$

Работа внутренних сил деформированного фланца определится как произведение пластического момента  $m_{pl}$ , определяемого согласно формуле (2), на угол поворота сечения  $\Phi_{(\ell)}$  и длину пластического шарнира

$$T = \int_0^{\ell} m_{pl} \cdot \Phi_{(\ell)} \cdot d\ell. \quad (9a)$$

Ввиду сложности и разрывности функции  $\Phi_{(\ell)}$ , заменим интегрирование суммированием по отдельным участкам, т. е.

$$T = \sum_{i=1}^n m_{pl} \cdot \Phi_i \cdot \ell_i, \quad (9b)$$

где  $\Phi_i, \ell_i$  — угол поворота и протяженность  $i$ -го пластического шарнира.

Длина отдельных пластических шарниров определяется в соответствии с рисунком 1.

$$\begin{aligned} \ell_{cd} = \ell_{ab} = b_{fl}; \quad \ell_{ef} = \ell_{kp} = 0,5(b_{fl} - L_{efw}); \quad \ell_{nv} = (1 - \xi)h_{ef}; \\ \ell_{fo} = \ell_{kv} = (1 - \xi)h_{ef} - 0,5L_{eff} = L_{eff} \frac{1 - 0,5k_{hl}}{k_{hl}}. \end{aligned} \quad (10)$$

$$\ell_{nf} = \ell_{nk} = \sqrt{0,25L_{eff}^2 + 0,25L_{efw}^2} = 0,5L_{efw} \sqrt{k_L^2 + 1},$$

где  $b_{fl}$  — ширина фланца;  $L_{ef}$  — расчетный пролет фланца поперек полки;

$$k_{hl} = \frac{L_{eff}}{(1 - \xi)h_{ef}}; \quad k_L = \frac{L_{eff}}{L_{efw}}.$$

Углы поворота граней призмы деформированной поверхности фланца, ввиду малости, принимаем равными их тангенсам, т. е.

$$\varphi_{ab} = \frac{2u}{L_{eff}}; \varphi_{cd} = \frac{4u}{L_{eff}}; \varphi_{ef} = \varphi_{kp} = \frac{2u}{L_{eff}}; \varphi_{fo} = \varphi_{kw} = \frac{u}{L_{eff}};$$

$$\varphi_{nv} = \frac{2u_w}{L_{efw}} = \frac{5u}{4L_{efw}}; \varphi_{fo} = \varphi_{kw} = \frac{u(1-0,5k_{hl})}{L_{efw}}; \quad (11)$$

$$\varphi_{fn} = \varphi_{nk} = \frac{2u}{L_{efw}} \left[ \frac{1}{\sqrt{1+k_L^2} \cdot (k_L^2 - k_L + 1)} + \frac{\sqrt{1+k_L^2}}{1+k_L} \right].$$

Определим работу внутренних сил деформированного фланца по отдельным участкам:

$$T_{ab} = \frac{2m_{pl} \cdot b_{fl} \cdot u}{L_{eff}}; T_{cd} = \frac{4m_{pl} \cdot b_{fl} \cdot u}{L_{eff}}; T_{nw} = \frac{m_{pl} \cdot k_L \cdot u}{k_{hl}}$$

$$T_{kp} = T_{ef} = \frac{2m_{pl} \cdot (b_{fl} - L_{efw}) \cdot u}{L_{eff}}; T_{fn} = T_{nk} = m_{pl} \cdot u \cdot k_k \quad (12)$$

$$T_{fo} = T_{kw} = \frac{2m_{pl} \cdot u \cdot k_L \cdot (1-0,5k_{hl})^2}{k_{hl}}; k_k = 1 + \frac{1}{k_L^2 - k_L + 1}$$

Подставляя полученные значения работы внутренних сил для отдельных участков в формулу (9 б), проводя необходимые преобразования, придем к выражению для определения полной работы внутренних сил

$$T = 2m_{pl} \cdot u \cdot \Psi_T = \frac{R_{yfl} \cdot t_{fl}^2}{2} u \cdot \Psi_T, \quad (13)$$

$$\text{где } \Psi_T = \frac{4b_{fl}}{L_{eff}} + k_k + \frac{k_L}{k_{hl}} (0,25k_{hl}^2 - k_{hl} + 1,5) - \frac{1}{k_L}. \quad (14)$$

Приравняем правые части (7 б) и (13)

$$v_f \cdot R_y \cdot \Psi_V \cdot u = \frac{R_{yfl} \cdot t_{fl}^2}{2} u \cdot \Psi_T$$

и, проводя сокращения, найдем начальную толщину фланца

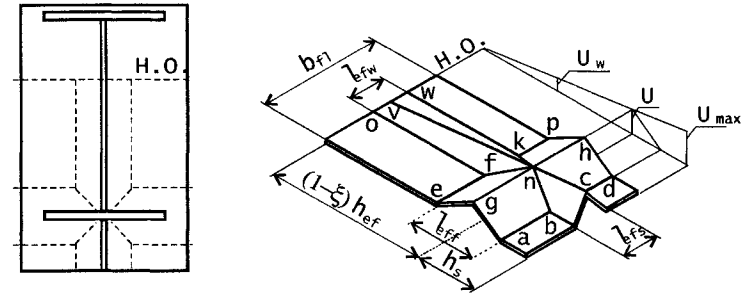


Рис. 2. Расчетная схема деформированной поверхности фланца с подкрепляющим ребром

$$t_{fl0} = \sqrt{\frac{2v_f \cdot \Psi_V}{\eta_R \cdot \Psi_T} \cdot u} \quad (15)$$

где  $\eta_R = R_{yfl} / R_y$  — отношение расчетных сопротивлений стали фланца и двутавра.

При наличии подкрепляющего ребра, расположенного за растянутой полкой, определение толщины фланца  $t_{fl0}$  производится аналогично, с использованием основной формулы (15). Деформированная схема фланца с подкрепляющим ребром представлена на рис. 2.

Параметры  $\Psi_V$  и  $\Psi_T$  при этом определяются следующим образом:

$$\Psi_V = t_f \left[ b_f + 0,5 \frac{L_{eff}}{L_{efw}} (1-\xi) h_{ef} + \frac{L_{eff}}{L_{efs}} \cdot h_s \cdot (1+0,5k_h) \right]; \quad (16)$$

$$\Psi_T = \frac{8b_{fl}}{L_{eff}} - \frac{4}{k_L} + \left( \frac{2h_s}{L_{efs}} - k_{Ls} \right) (1+0,5k_h + 0,25k_{hl}) + \frac{4k_L}{k_{hl}} - k_L,$$

$$\text{где } k_{ks} = 1 + \frac{1}{k_{Ls}^2 - k_{Ls} + 1} \approx 2; k_h = \frac{h_s}{(1-\xi)h_{ef}}; k_{Ls} = \frac{L_{efs}}{L_{efw}};$$

$t_s$  и  $h_s$  — толщина и высота ребра;  $L_{efs}$  — расчетный пролет фланца поперек ребра.

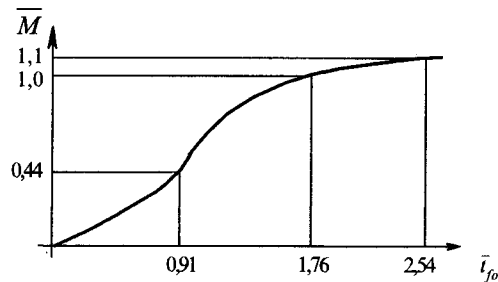


Рис. 3. Зависимость между относительной толщиной фланца и относительным изгибающим моментом

В случае, когда болты устанавливаются на части растянутой зоны двутавра  $h_b$ , параметры  $\Psi_V$  и  $\Psi_T$  определяются по формулам:

$$\Psi_V = t_f \left[ b_f + 0,5 \frac{L_{eff}}{L_{efw}} \cdot h_b \left( 2 - \frac{\beta_b}{1 - \xi} \right) \right]; \quad (17)$$

$$\Psi_T = \frac{4b_f}{L_{eff}} - \frac{1}{k_L} + k_K + \frac{2h_b}{L_{efw}} \left( 2 - \frac{\beta_b}{1 - \xi} \right).$$

Для фланца, подкрепленного ребром и при постановке болтов на части высоты растянутой зоны двутавра

$$\Psi_V = t_f \left[ b_f + 0,5 \frac{L_{eff}}{L_{efw}} \cdot h_b \left( 2 - \frac{\beta_b}{1 - \xi} \right) + \frac{L_{eff}}{L_{efs}} \cdot h_s \cdot (1 + 0,5k_h) \right]. \quad (18)$$

$$\Psi_T = \frac{4b_f}{L_{eff}} - \frac{2}{k_L} + 0,5 \left( \frac{2h_s}{L_{eff}} - k_{Ls} \right) (1 + 0,5k_h + 0,25k_{ht}).$$

В приведенных формулах приняты обозначения:  $\beta_b = h_b / h_{ef}$ ;  $h_b$  — протяженность зоны постановки болтов. При  $h_b \geq (1 - \xi)h_{ef}$  расчеты следует производить как для соединений с постановкой болтов по всей высоте растянутой зоны соединения.

На рис. 3 показан график изменения толщины фланца в зависимости от изменения внешнего изгибающего момента в относительных координатах  $t = t_{fl0} / t_f$  и

$\bar{M} = M / W_x \cdot R_y$ , построенный по приведенным выше формулам с учетом смещения нейтральной оси соединения. Внешний изгибающий момент изменяется от нуля до предельного момента, воспринимаемого сечением двутавра в упругой стадии работы, т. е.  $0 < \bar{M} \leq 1$ .

На основании этого графика, требуемую толщину фланца можно упрощенно определять через толщину полки  $t_f$  и внешний изгибающий момент  $M$

$$t_{fl0} \geq 0,5t_f \cdot \sqrt{\frac{R_y}{R_{yfl}}} \cdot \left[ 2,5 \sqrt{\frac{M}{R_y \cdot W_x}} + \left( \frac{M}{R_y \cdot W_x} \right)^5 \right], \text{ см} \quad (19)$$

При действии продольной силы  $N$ , расстановке болтов на части высоты соединения и наличии подкрепляющего ребра, следует использовать формулы, приведенные выше.

Согласно приведенному графику  $t_{fl0} = f(M)$ , максимальный прирост несущей способности наблюдается при изменении  $t_{fl}$  от 0,7 до 1,5, что соответствует диапазону изменения внешнего изгибающего момента  $0,4 < M \leq 0,85$ . При дальнейшем увеличении толщины фланца прирост относительной несущей способности соединения резко снижается, и при  $t_{fl} > 1,8$  ограничивается предельной несущей способностью самого двутавра ( $M = 1$ ). Диапазон изменения  $M$  соответствует уровню нагруженности соединений в реальных рамных конструкциях и может быть расширен в сторону увеличения за счет разгружающего действия сжимающей продольной силы. Вышесказанное свидетельствует о высокой эффективности относительно тонких и гибких фланцев.

## Литература

1. Бельский Л.М. Большие деформации судовых конструкций. Л. Судостроение. 1973. 205 с.
2. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. М. Стройиздат, 1949. 280 с.
3. Ржаницын А.Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов. М. Стройиздат. 1954. 288 с.
4. Ржаницын А.Р. Предельное равновесие пластинок и оболочек. М., Наука 1983. 288 с.



### 3.5. УЧЕТ КАСАТЕЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ ТОЛЩИНЫ ФЛАНЦЕВ

Известно, что касательные напряжения ускоряют наступление предельного состояния элементов при поперечном изгибе. В особой степени это относится к фланцам, в которых, из-за наличия больших перерезывающих усилий и относительно большой толщины пластин, влияние касательных напряжений весьма существенно.

Это влияние можно учесть путем введения специальных поправочных коэффициентов к начальной толщине фланца, найденной по методу предельного равновесия. Для определения поправочных коэффициентов рассмотрим единичную полоску фланца, вырезанную, например, поперек полки соединяемых элементов и нагруженную посередине сосредоточенной силой  $P_f$  (реактивными усилиями), передающимися с растянутой полки (рис. 1 а).

Будем считать, что предельное состояние фланца наступает, когда приведенные напряжения, действующие в сечении достигают расчетного сопротивления стали фланца  $R_{yf}$ . Используя условие пластичности Генки — Мизеса, запишем

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = R_{yf} \quad (1a)$$

или, вынеся  $\sigma$  из-под корня, получим:

$$\sigma \sqrt{1 + 3\left(\frac{\tau}{\sigma}\right)^2} = R_{yf} \quad (16)$$

В зависимости от положения рассматриваемой фибры по высоте сечения полоски фланца единичной ширины, найдем нормальные и касательные напряжения, следуя работе Н.С. Стрелецкого [1]

$$\sigma = \frac{\rho \cdot M_1}{W_1}; \quad (2)$$

$$\tau = \frac{3Q_1 \cdot (1 - \rho^2)}{2t_f}, \quad (3)$$

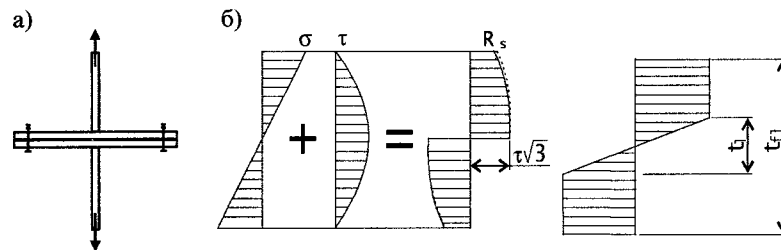


Рис. 1. К определению влияния касательных напряжений на работу фланца

где  $M_1$  и  $Q_1$  — изгибающий момент и перерезывающая сила, действующие в сечении полоски фланца;  $W_1 = t_f^2/6$  — момент сопротивления полоски фланца единичной ширины;  $\rho = t_1/t_f$  — относительное положение рассматриваемой фибры в сечении полоски фланца. Здесь  $t_1$  — высота упруго-ядра сечения.

При жестком защемлении расчетной полоски болтами, изгибающий момент и перерезывающая сила в ней найдется по формулам:

$$M_1 = \frac{P_f \cdot L_{eff}}{8}; \quad (4)$$

$$Q_1 = \frac{P_f}{2} \quad (5)$$

или, выражая перерезывающую силу через изгибающий момент, получим:

$$Q_1 = \frac{4M_1}{L_{eff}} \quad (6)$$

Для учета податливости болтов, введем коэффициент  $\delta$ , учитывающий степень защемления расчетной полоски болтами:  $\delta = 1,0$  — жесткое защемление фланца в зоне болтов;  $\delta = 0,5$  — шарнирное опирание фланца в зоне болтов.

Тогда, формула (6) запишется как

$$Q_1 = \frac{4M_1 \cdot \delta}{L_{eff}} \quad (7)$$

Найдем касательные напряжения, полагая, что они воспринимаются только упругой зоной сечения полоски

$$\tau = \frac{3Q_1(1-\rho)}{2\rho \cdot t_{fl}} = \frac{6M_1 \cdot \delta(1-\rho)}{\rho \cdot t_{fl} \cdot L_{eff}} \quad (8)$$

Проводя соответствующие преобразования и учитывая,

что в предельном равновесии  $\tau = \frac{R_{yfl}}{\sqrt{3}}$  и  $W_{1pl} = \frac{t_{fl}^2}{4}$ ,

получим:

$$\rho = \frac{3\sqrt{3} \cdot t_{fl} \cdot \delta}{2L_{eff}}. \quad (9)$$

Зная величину  $\rho$  можно определить предельный изгибающий момент для полоски фланца единичной ширины, нагруженной посередине сосредоточенной силой

$$M_{lim} = \frac{1}{4} R_{yfl} \cdot t_{fl}^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right). \quad (10)$$

Таким образом, из формулы (10) можно найти величину поправочного коэффициента  $K_\tau$ , учитывающего влияние касательных напряжений на предельное состояние фланца (см. раздел 3.4)

$$K_\tau = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{\rho^2}{3}}} \quad (11a)$$

или, с учетом формулы (9)

$$K_\tau = \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{3t_{fl0} \cdot \delta}{2L_{ef}}\right)^2}} \quad (11 б)$$

Как видно из формулы (11 б), при увеличении толщины фланца влияние касательных напряжений на наступление его предельного состояния также увеличивается.

При практических расчетах следует учитывать зависимость коэффициента  $\delta$  от толщины фланца, диаметра и величины натяжения болтов и других факторов.

Как показывают расчеты Т-образных фланцев, выполненные с учетом их податливости в зоне болтов, для фланцевых соединений с высокопрочными болтами М 24, установленными на расстояниях, соответствующих действующим нормам [2], величину  $\delta$  можно приближенно определять по формуле:

$$\delta \approx 1 - 0,07t_{fl0}, \quad (12)$$

где  $t_{fl0}$  — начальная толщина фланца (см).

### Литература

1. Стрелецкий Н.С. Анализ процесса разрушения упруго-пластических систем: В книге «Избранные труды. М. Стройиздат, 1975. С. 190—226.
2. Руководство по проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций. ВНИПИПром-стальконструкция. М. 1988. 83 с.

### 3.6. РАСЧЕТ ФЛАНЦЕВ С УЧЕТОМ КРИТЕРИЯ ОГРАНИЧЕННЫХ УПРУГИХ ИЛИ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ

В зависимости от условий работы фланцевого соединения, могут вводиться различные ограничения, связанные с уровнем допустимых напряжений или деформаций во фланце. В общем случае, эти ограничения можно разделить на три группы.

**Группа 1.** Нормальные условия эксплуатации при статическом нагружении конструкций. В этом случае допустимые напряжения могут быть приравнены расчетному сопротивлению стали фланца:

$$\sigma = R_y. \quad (1)$$

**Группа 2.** Эксплуатация в условиях пониженных температур, динамических воздействий и других факторов, при

действию которых необходимо вводить к расчетному сопротивлению стали фланца специальные поправочные коэффициенты, меньшие единицы. В этих случаях допустимые напряжения определяются как

$$\sigma = k_{lim} \cdot R_y, \quad (2)$$

где  $k_{lim} \leq 1,0$  — поправочный коэффициент, определяемый в соответствии с расчетами на хрупкую прочность при низких температурах, многоцикловую и малоцикловую усталость, прочность при высоких температурах, радиоактивном, коррозионном воздействиях и др.

**Группа 3.** Условия эксплуатации и назначение конструкций, при которых во фланцевых соединениях могут быть допущены ограниченные пластические деформации  $\epsilon_{pl,lim}$ . В этом случае допустимые деформации  $\epsilon$  определяются как

$$\epsilon \leq \epsilon_{pl,lim}. \quad (3)$$

Вначале определим поправочный коэффициент  $K_c$  (см. раздел 3.4.) для расчета фланцев третьей группы, т. е. при допущении пластических деформаций.

В большинстве случаев предельные состояния конструкций, в том числе и первое предельное состояние, обусловлены деформационным критерием [1+5]. Так, в работе [5], предлагается для конструкций, работающих при статической нагрузке ограничивать остаточные пластические деформации, а при динамическом нагружении — максимальные пластические. При этом расчеты производятся либо непосредственно в форме проверки деформаций, либо, что гораздо удобнее, в форме проверки условных напряжений, которые определяются по обычным формулам с использованием коэффициентов, учитывающих повышение несущей способности за счет допущения упругопластической работы сечения.

Рассмотрим полосу прямоугольного сечения, нагруженную изгибающим моментом  $M_{pl}$ , который вызывает в полоске пластические деформации  $\epsilon_{max}$  (рис. 1). Выражение, связывающее величины  $M_{pl}$  и  $\epsilon_{max}$ , имеет вид:

$$M_{pl} = \frac{t_{fl}^2 \cdot R_{yfl}}{4} \left( 1 - \frac{\epsilon_{pl}^2}{3\epsilon_{max}^2} \right). \quad (4)$$

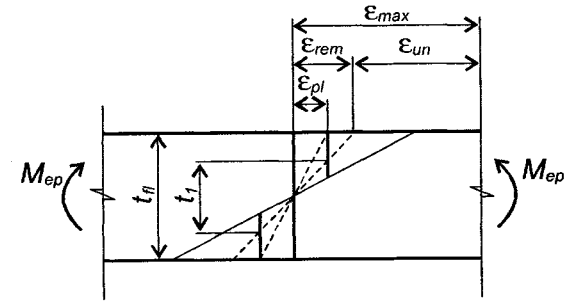


Рис. 1. К расчету фланцев с учетом критерия ограниченных упругих или пластических деформаций

Для разгрузки сечения к нему надо приложить момент, равный действующему ранее, но обратный по знаку. Считая, что разгрузка происходит упруго, запишем:

$$\sigma_{un} \cdot W_{fl} = M_{ep}, \quad (5)$$

где  $\sigma_{un}$  — условное напряжение упругой разгрузки (от англ. *unload* — разгрузка).

Напряжение  $\sigma_{un}$  определим из формулы (5) с учетом формулы (4) следующим образом:

$$\sigma_{un} = 1,5 R_{yfl} \cdot \left( 1 - \frac{\epsilon_{pl}^2}{3\epsilon_{max}^2} \right). \quad (6)$$

Соответственно, упругие деформации упругой разгрузки найдутся как

$$\epsilon_{un} = \frac{\sigma_{un}}{E} = 1,5 \epsilon_{pl} \cdot \left( 1 - \frac{\epsilon_{pl}^2}{3\epsilon_{max}^2} \right). \quad (7)$$

Величину остаточной деформации  $\epsilon_{rem}$  (от англ. *remain* — разгрузка) найдем в соответствии с рисунком 1:

$$\epsilon_{rem} = \epsilon_{max} - \epsilon_{un}. \quad (8)$$

или, с учетом формулы (7):

$$\varepsilon_{rem} = \varepsilon_{max} - 1,5\varepsilon_{pl} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{pl}^2}{3\varepsilon_{max}^2}\right). \quad (9)$$

Вводя понятие приведенных деформаций и принимая обозначения

$$\bar{\varepsilon}_{rem} = \varepsilon_{rem} \cdot \frac{E}{R_{yfl}}; \quad \bar{\varepsilon}_{max} = \varepsilon_{max} \cdot \frac{E}{R_{yfl}}; \quad \bar{\varepsilon}_{pl} = \varepsilon_{pl} \cdot \frac{E}{R_{yfl}};$$

выражение (9) запишем как

$$\bar{\varepsilon}_{rem} = \bar{\varepsilon}_{max} - 1,5\bar{\varepsilon}_{pl} \cdot \left(1 - \frac{\bar{\varepsilon}_{pl}^2}{3\bar{\varepsilon}_{max}^2}\right). \quad (10)$$

В соответствии с [3]: «...достаточно осторожно и экономически оправдано сформулировать при статическом нагружении зданий и сооружений количественный критерий предельной остаточной деформации для различных типов сечений в виде...»

$$\bar{\varepsilon}_{rem} = \varepsilon_{rem} \cdot \frac{E}{R_{yfl}} = 3$$

то есть, величина приведенных относительных остаточных напряжений может приниматься равной  $\bar{\varepsilon}_{rem} = 3,0$ . Тогда, приведенные максимальные деформации согласно уравнению (10) будут равны  $\bar{\varepsilon}_{max} = 4,516$ . На рис. 2 показан график зависимости приведенных относительных остаточных деформаций  $\varepsilon_{rem}$  от  $\varepsilon_{max}$ , построенный по уравнению (10).

Величина упругого ядра сечения расчетной полоски фланца найдется из простых геометрических соотношений (см. рис. 1)

$$t_{el} = t_{fl} \cdot \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{max}} = t_{fl} \cdot \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{max}} \quad (11)$$

При  $\bar{\varepsilon}_{max} = 4,516$  высота упругого ядра составляет  $0,2214t_{fl}$ .

Величина изгибающего момента, воспринимаемого рас-

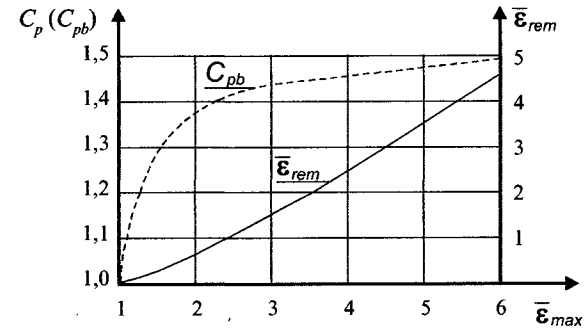


Рис. 2. Зависимость коэффициентов  $C_p$  и  $C_{pb}$  и относительных остаточных деформаций  $\varepsilon_{rem}$  от величины относительных максимальных деформаций  $\varepsilon_{max}$

четной полоской фланца единичной ширины в упруго-пластической стадии, найдется как

$$M_{ep} = W_{ef} \cdot R_{yfl}, \quad (12)$$

где  $W_{ef}$  — приведенный момент сопротивления сечения при упруго-пластической работе

$$W_{ef} = \frac{t_{fl}^2}{4} - \frac{t_{el}^2}{12}. \quad (13)$$

Опуская промежуточные выкладки, найдем момент  $M_{ep}$ , учитывая формулы (11) и (13),

$$M_{ep} = \frac{t_{fl}^2}{4} R_{yfl} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\bar{\varepsilon}_{pl}}{\bar{\varepsilon}_{max}}\right)^2\right]. \quad (14)$$

При  $\bar{\varepsilon}_{max} = 4,516$  предельное значение изгибающего момента  $M_{ep}$  будет равно:

$$M_{ep} = \frac{t_{fl}^2}{4} R_{yfl} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{4,516}\right)^2\right] = 0,984 \frac{t_{fl}^2}{4} R_{yfl}. \quad (15)$$

Сравним значение изгибающего момента  $M_{ep}$  с его предельной величиной  $M_{ul}$  (от англ. *ultimate* — предельный), получаемой при допущении полного пластического шарнира с предельным изгибающим моментом в упругой стадии работы  $M_{el}$

$$M_{ep} = 0,984M_{ul} = 1,476M_{el}. \quad (16)$$

В действующих нормах [2], при расчетах конструкций с учетом пластических деформаций используют специальные коэффициенты  $c_x$  и  $c_y$ , учитывающие увеличение момента сопротивления сечения при допущении пластических деформаций вокруг оси  $X$  и  $Y$ . Так, для сплошного прямоугольного сечения, к которым можно отнести и пластину фланца,  $c_x = 1,47$ .

Поступая аналогичным образом и опуская промежуточные выкладки, найдем, с учетом формулы (15), коэффициент  $c_{pl}$ , определяющий уровень развития пластических деформаций во фланце

$$c_{pl} = 1,5 \left( 1 - \frac{1}{3\bar{\epsilon}_{\max}^2} \right). \quad (17)$$

При найденном выше значении  $\bar{\epsilon}_{\max} = 4,516$  согласно формуле (11) найдем, что предельное значение  $c_{pl} = 1,475$ , что совпадает с рекомендуемыми в работе [2] значениями  $c_x$  для прямоугольных сечений. На рис. 2 приведен график зависимости коэффициента  $c_{pl}$  от максимальных деформаций  $\bar{\epsilon}_{\max}$ .

Предельный изгибающий момент, величина которого при статическом нагружении конструкций ограничивается развитием предельных пластических деформаций, в данном случае остаточных, всего на 1,67% меньше предельного момента, вызывающего образование пластического шарнира в сечении расчетной полоски фланца. Таким образом, принятая ранее предпосылка об образовании пластического механизма во фланце не приводит к существенным погрешностям при расчете фланцевых соединений, работающих при действии статических нагрузок и положительных температур.

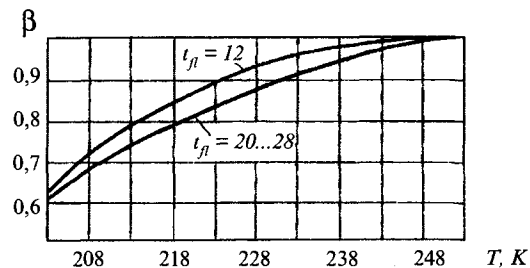


Рис. 3. Зависимость коэффициента  $\beta$  от температуры эксплуатации конструкции с фланцевыми соединениями

Поправочный коэффициент  $K_c$  (см. формулу (1) раздела 3.4) найдется как

$$K_c = \sqrt{\frac{1,5}{c_{pl}}}. \quad (18)$$

Таким образом, при допущении пластических деформаций во фланце (группа 3 по классификации настоящего раздела), т.е. при  $c_{pl} = 1,475$  найдем, что  $K_c = 1,01$ . В этом случае расчетная толщина фланца будет мало отличаться от определенной по методу предельного равновесия.

Если напряжения во фланце ограничены расчетным сопротивлением стали  $R_y$  (группа 1), следует принимать  $c_p = 1,0$  и тогда поправочный коэффициент будет равен  $K_c^p = 1,225$ .

Далее кратко рассмотрим вопрос проектирования фланцевых соединений при действии низких температур. Этой теме, в частности посвящена работа [6]. Согласно этой работе, прочность фланцевого соединения при действии низких температур рекомендуется проверять по формуле:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{fl}}{W_{fl}} \leq \frac{\beta \cdot R_u \cdot \gamma_c}{\gamma_u}. \quad (19)$$

где  $M_{fl}$  — изгибающий момент, действующий в околошовной единичной полоске фланца;  $W_{fl}$  — момент сопро-

тивления сечения единичной полоски фланца;  $\beta$  — коэффициент, учитывающий снижение прочности фланца при действии низких температур и определяемый экспериментальным путем. График зависимости  $\beta$  от температуры приведен на рис. 3;  $R_u$  — временное сопротивление стали;  $\gamma_u, \gamma_c$  — коэффициент надежности ( $\gamma_u = 1,3$ ) и коэффициент условия работы ( $\gamma_c = 1$ ).

Как отмечено в работе [6], определение напряжений  $\sigma_{\max}$  представляет сложную задачу.

Упрощенно, с некоторым запасом, толщину фланца можно определить введя коэффициент  $K_c$  в виде:

$$K_c = \sqrt{\frac{1,5}{\beta}}. \quad (18)$$

## Литература

1. Рекомендации по расчету стальных конструкций на прочность по критерию ограниченных пластических деформаций. Изд. 2-е, доп. перераб. ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова (Проект). М., 1983. 36 с.
2. СНИП II-23—81\* Стальные конструкции. Нормы проектирования. М. Стройиздат, 1990. 96 с.
3. Стрелецкий Н.Н. и др. Расчет элементов стальных конструкций по критерию предельных пластических деформаций. «Промышленное строительство», 1978. № 6. С. 16—18.
4. Стрелецкий Н.Н. и др. Первоочередные вопросы развития методики предельных состояний. Сб. статей «Развитие методики расчета по предельным состояниям». М., Стройиздат, 1971. С. 87—95.
5. Чернов Н.Л. и др. Расчет на прочность элементов стальных и сталежелезобетонных конструкций по критерию предельных пластических деформаций. «Промышленное строительство». № 5. 1979. С. 15—17.
6. Бирюлев В.В., Шафрай С.Д., Бажанов А.В. Прочность фланцевых соединений при низких температурах. Труды международного коллоквиума «Болтовые и специальные монтажные соединения в стальных строительных конструкциях». Т. 2. М. 1989. С. 52—55.

## 3.7. РАСЧЕТ ФЛАНЦЕВ С УЧЕТОМ ПОДАТЛИВОСТИ БОЛТОВ

При рассмотрении предельного состояния фланцевого соединения, ранее, в качестве упрощающей гипотезы, было принято предположение о жестком заземлении фланцев болтами, т. е. предполагалось, что поворот фланца в зоне болтов не происходит. Фактически, из-за податливости болтов, фланец работает как упруго-защемленная пластина.

Для определения влияния податливости болтов, рассмотрим Т-образный фланец в виде полоски, вырезанной, например, поперек полки и нагруженной посередине сосредоточенной силой  $P_f$ . Ширина полоски принимается равной расстоянию между болтами вдоль полки. По краям, в зоне болтов, эта полоска стянута с усилием  $P_{bh}$  болтами с другим фланцем. Остальные размеры показаны на рис. 1.

Рассмотрим последовательно работу Т-образного фланца. В силу симметрии соединения, будет рассматривать один Т-образный фланец, опирающийся на абсолютно жесткое основание, имитирующее плоскость контакта фланцев.

При затяжке болтов до проектного усилия, фланцы деформируются (сжимаются) в поперечном направлении вдоль оси болтов образуя углубление в зоне головки или гайки болта (показано на рис. 1 а пунктиром). Точка, располо-

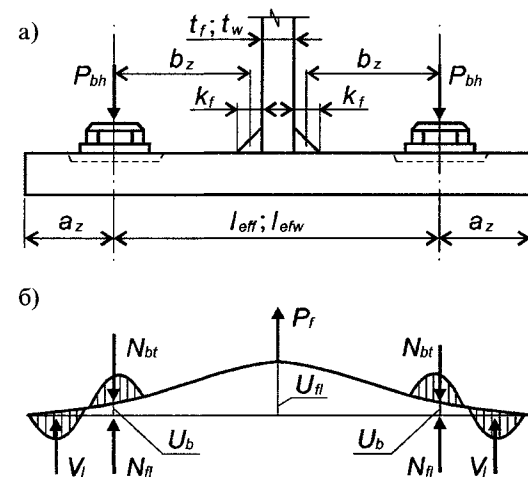


Рис. 1. Расчетная модель Т-образного фланца

женная на поверхности фланца под головкой болта, при этом перемещается на некоторое расстояние от первоначального положения  $C_1$  и занимает положение  $C_2$ . Контактные усилия между фланцами равны усилиям предварительного натяжения болтов  $P_{bh}$ .

После приложения внешнего усилия  $P_f$ , полоска прогибается на величину  $u_{fp}$ , стремясь повернуться в зоне болтов. Повороту полоски фланца препятствуют рычажные силы  $V_L$ , возникающие при деформировании фланца и действующие на некотором расстоянии  $Z_L$  за осями болтов. Болты при этом удлиняются на величину  $u_b$ , вследствие чего в них появляются дополнительные усилия  $N_{bad}$ .

Одновременно, наружная поверхность фланца перемещается из точки  $C_2$  вдоль оси болта на расстояние равное удлинению болта  $u_b$ . Так как фланец в этом месте был сжат болтами, то, до тех пор, пока точка  $C_2$  не дойдет до точки  $C_1$ , между фланцами будет существовать некоторое контактное давление, то есть контакт между фланцами сохраняется за счет их локальных поперечных деформаций. Естественно, что при отсутствии предварительного натяжения болта  $P_{bh}$ , контакт между фланцами исчезнет при любой, сколь угодно малой внешней силе  $P_f$ . Аналогичная предпосылка принята при анализе работы Т-образного фланца в работе [1].

Рассмотрим случай работы Т-образного фланца, в котором на всех этапах его нагружения, контакт между фланцами сохраняется, т. е. не происходит их раскрытия по оси болтов.

Для простоты расчета заменим распределенные каким-то образом по поверхности фланца усилия сосредоточенными силами  $P_f$ ,  $P_{bh}$  и  $V_L$ , действующими в месте приложения равнодействующих этих усилий (рис. 1 б). Для определения этих сил составим уравнения совместности усилий и деформаций.

Полное усилие в болте нагруженного соединения равно:

$$N_{bt} = P_{bh} + N_{bad}, \quad (1)$$

где  $P_{bh}$  — усилие предварительного натяжения болта;  $N_{bad}$  — дополнительно усилие в болте, возникающее при нагружении соединения внешней нагрузкой  $P_f$ .

Так как при деформировании фланца его поперечные деформации, вызванные предварительным натяжением бол-

тов  $P_{bh}$ , уменьшаются, то соответственно уменьшаются и контактные усилия между фланцами до величины

$$N_{fl} = P_{bh} - N_{flad}, \quad (2)$$

где  $N_{flad}$  — усилие, равное разнице контактных усилий между фланцами до и после их нагружения внешней силой  $P_f$ .

Усилия  $N_{bad}$  и  $N_{flad}$  можно определить, зная деформации элементов и их податливость:

$$N_{bad} = \frac{u_b}{\lambda_b}; \quad N_{flad} = -\frac{u_b}{\lambda_{fl}}, \quad (3)$$

где  $\lambda_b$ ,  $\lambda_{fl}$  — коэффициенты податливости болта и фланца.

Определение  $\lambda_b$  и  $\lambda_{fl}$  представляет отдельную задачу и будет рассмотрено ниже.

В соответствии с расчетной схемой Т-образного фланца, представленной на рис. 2, запишем первое условие равновесия для его левой или правой половины:

$$V_L + 0,5P_f + N_{fl} - N_{bt} = 0 \quad (4 \text{ а})$$

или, с учетом формулы (3)

$$V_L + 0,5P_f = \frac{u_b}{\chi_b}, \quad (4 \text{ б})$$

где  $\chi_b = \frac{\lambda_b \cdot \lambda_{fl}}{\lambda_b + \lambda_{fl}}$  — коэффициент основной нагрузки болта.

Для формулирования следующего условия равновесия рассмотрим точку  $C$ , лежащую на оси болта (рис. 2). Моменты, создаваемые силами  $P_f$  и  $V_L$  относительно этой точки, равны внутреннему изгибающему моменту, возникающему в средней части фланца, т. е.

$$-V_L \cdot z_L + 0,5P_f \cdot b_z = c_i \cdot M_{flet}. \quad (5)$$

Рычажное усилие  $V_L$  определим через изгибающий момент, действующий в зоне болтов, следующим образом

$$V_L = \frac{c_{jb} \cdot M_{flet}}{z_L}. \quad (6)$$

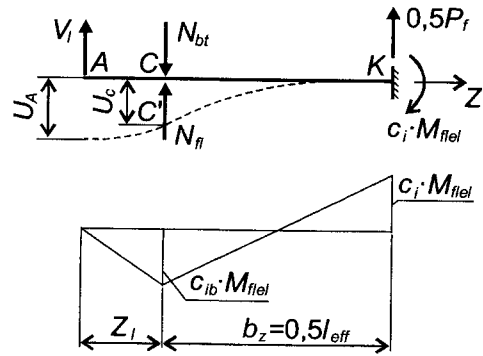


Рис. 2. Деформирование фланца под действием внешней нагрузки

Подставляя формулу (6) в формулу (5), получим выражение для определения внешнего усилия  $P_f$  через изгибающие моменты, действующие во фланце в средней части и в зоне болтов:

$$P_f = \frac{2M_{flel}(c_i + c_{jb})}{b_z}. \quad (7)$$

В формулах (5—7) коэффициенты  $c_i$  и  $c_{jb}$  равны отношению действующего в расчетной полоске фланца изгибающего момента к максимальному моменту, воспринимаемому сечением расчетной полоской. Коэффициент  $c_i$  относится к сечению в средней части расчетной полоски, а  $c_{jb}$  — к сечению фланца в зоне болтов.

Введение индексов « $i$ » и « $j$ » позволяет рассматривать работу расчетной полоски фланца как в упругой, так и в упруго-пластической стадиях работы. При этом индексы « $i$ » и « $j$ » принимают значение « $e$ » или « $p$ » для упругой или упруго-пластической стадии работы полоски фланца.

Как было показано ранее, в разделе 3.6, при упругой работе  $0 < c_e(c_{eb}) \leq 1,0$  и  $1 < c_e(c_{eb}) \leq 1,475$ . Таким образом, коэффициенты  $c_i$  и  $c_{jb}$  являются коэффициентами использования несущей способности сечения расчетной полоски Т-образного фланца в упругой и упруго-пластической стадиях работы.

Для составления остальных уравнений совместности усилий и деформаций обратимся к рис. 2. В силу симметрии рассмотрим расчетную полоску фланца как защемленную консоль, нагруженную силами  $V_L$ ,  $N_{bt}$  и  $N_{fr}$ .

Деформацию болта  $u_b$  под действием внешней нагрузки  $P_f$  выразим через разницу прогибов точек  $A$  и  $C$  расчетной полоски

$$u_b = u_A - u_C. \quad (8)$$

Далее, пренебрегая поперечными деформациями сечения фланца в месте действия рычажной силы, предположим, что в этом месте угол поворота сечения расчетной полоски относительно линии контакта фланцев равен нулю, т.е.

$$\Theta_A = 0. \quad (9)$$

Объединяя полученные результаты, из формул (4 б), (6), (7), (8) и (9) составим систему уравнений для определения силовых факторов и деформаций в нагруженном Т-образном фланце

$$P_f = \frac{2M_{flel}(c_i + c_{jb})}{b_z};$$

$$V_L = \frac{c_{jb} \cdot M_{flel}}{z_L};$$

$$V_L + 0,5P_f = \frac{u_b}{\chi_b}; \quad (10)$$

$$u_b = u_A - u_C;$$

$$\Theta_A = 0.$$

Для определения прогибов  $u_A$  и  $u_B$  и угла поворота  $\Theta_A$  воспользуемся теоремами о кривизнах, превосходно изложенных в работе [2]:

**Теорема 1.** Угол между касательными к линии прогибов в двух точках, например,  $A$  и  $B$ , равен площади эпюры кривизн на участке между этими точками.



**Теорема 2.** Прогиб  $u$  в точке А по отношению к касательной в точке В равен статическому моменту относительно точки А площади эпюры кривизн на участке от А до В.

Теоремы о кривизнах получены из чисто геометрических соображений и поэтому справедливы, при малых прогибах, для балок из любых материалов, как при упругих, так и при упруго-пластических деформациях. Влияние деформаций сдвига при этом не учитывается.

Кривизну сечения при упругой работе материала  $\omega_{el}$  найдем по формуле:

$$\omega_{el} = \frac{M_{el}}{EJ}, \quad (11)$$

где  $M_{el}$  — изгибающий момент, действующий в сечении;  $J$  — момент инерции сечения. Для расчетной полоски фланца единичной ширины  $J = t_{fl}^2 / 12$ .

Кривизну сечения при упруго-пластической работе материала  $\omega_{ep}$  определим в соответствии с работой [2]:

$$\omega_{ep} = \frac{\omega_{el}}{\sqrt{3 - 2 \frac{M_{ep}}{M_{el}}}}. \quad (12)$$

С учетом ранее введенных коэффициентов  $c_p$  и  $c_{pb}$  изгибающие моменты  $M_{ep}$  представим в виде: для средней зоны  $M_{ep} = c_p \cdot M_{el}$ ; для зоны болтов  $M_{ep} = c_{pb} \cdot M_{el}$ .

На рис. 3 показана эпюра изгибающих моментов и кривизны сечений для половины Т-образного фланца в упругой стадии работы.

$$u_A = \int_A^K \omega_{(z)} \cdot z \cdot dz; \quad (13 \text{ a})$$

$$u_C = \int_C^K \omega_{(z)} \cdot z \cdot dz; \quad (14 \text{ a})$$

$$\Theta_A = \int_A^K \omega_{(z)} \cdot dz, \quad (15 \text{ a})$$

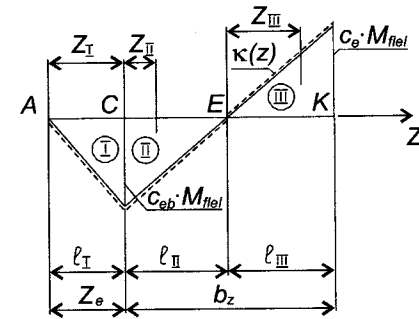


Рис. 3. Эпюры изгибающих моментов и кривизны сечений Т-образного фланца в упругой стадии работы

где  $A, C, K$  — границы интегрирования;  $\omega_{(z)}$  — кривизна рассматриваемого сечения.

В соответствии с теоремами о кривизнах запишем уравнения для нахождения прогибов  $u_A, u_C$  и угла поворота  $\Theta_A$ :

Ввиду сложности и разрывности функции  $\omega_{(z)} = \phi(z)$ , интегрирование производится по участкам:

$$u_A = \sum_{i=1}^n \int_{\ell_i} \omega_{(zi)} \cdot z_i \cdot dz; \quad (13 \text{ б})$$

$$u_C = \sum_{i=1(2)}^n \int_{\ell_i} \omega_{(zi)} \cdot z_i \cdot dz; \quad (14 \text{ б})$$

$$\Theta_A = \sum_{i=1}^n \int_{\ell_i} \omega_{(zi)} \cdot dz, \quad (15 \text{ б})$$

где  $i$  — номер,  $\ell_i$  — длина,  $n$  — количество участков.

Полученная выше система уравнений (10) может быть использована при расчетах Т-образных фланцев как при упругой, так и при упругопластической работе. Вообще возможны следующие случаи работы Т-образного фланца:

1) Упругая работа:  $c_e \leq 1,0$ ;  $c_{eb} \leq 1,0$ ;

2) Частичная упругопластическая работа. Пластические деформации из-за податливости болтов проявляются только в средней части Т-образного фланца. В зоне болтов деформации упругие:  $1,0 \leq c_p \leq 1,5$ ;  $c_{eb} \leq 1,0$ ;

3) Полная упругопластическая работа:  $1,0 \leq c_p \leq 1,5$ ;  $1,0 \leq c_{pb} \leq 1,5$ ;

4) Образование пластического шарнира в средней части Т-образного фланца при его упругой работе в зоне болтов:  $c_p = 1,5$ ;  $c_{eb} \leq 1,0$ ;

5) Образование пластического шарнира в средней части Т-образного фланца при его упругопластической работе в зоне болтов:  $c_p = 1,5$ ;  $1,0 \leq c_{pb} \leq 1,5$ ;

6) Образование пластических шарниров в средней части и в зоне болтов Т-образного фланца:  $c_p = 1,5$ ;  $c_{pb} = 1,5$ .

Многообразие возможных случаев работы Т-образного фланца объясняется его неполным защемлением в зоне болтов, вследствие чего там происходит поворот сечения, приводящий к уменьшению изгибающего момента в этой зоне по сравнению со средней зоной фланца.

Ниже будут рассмотрены три случая работы Т-образного фланца: упругая работа (случай 1); частично упругопластичная с развитием пластических деформаций в средней зоне (случай 2); полная упругопластичная работа (случай 3).

Вначале рассмотрим наиболее простой случай — упругую работу Т-образного фланца. На рис. 3 представлены эпюры моментов и кривизны сечений, которые при упругой работе сечения полностью совпадают по очертанию друг с другом.

Длина отдельных участков интегрирования определится по рисунку 3 из простых геометрических соображений:

$$\ell_I = z_L; \ell_{II} = \frac{b_z \cdot c_{eb}}{c_e + c_{eb}}; \ell_{III} = \frac{b_z \cdot c_e}{c_e + c_{eb}}; \quad (16)$$

Изменение изгибающих моментов по участкам описывается уравнениями:

$$M_{(zI)} = c_{eb} \cdot M_{flel} \frac{z}{z_L};$$

$$M_{(zII)} = c_{eb} \cdot M_{flel} \left( 1 - \frac{c_e + c_{eb}}{c_e} \cdot \frac{z}{b_z} \right); \quad (17)$$

$$M_{(zIII)} = M_{flel} (c_e + c_{eb}) \frac{z}{b_z},$$

где  $z_i$  — текущая координата, отсчитываемая от начала  $i$ -го участка.

Площади эпюр кривизны сечений для отдельных участков, определяются по рис. 3 с учетом формул (11), (16) и (17):

$$A_I = \frac{\omega_{el} \cdot c_{eb} \cdot z_L}{2};$$

$$A_{II} = \frac{\omega_{el} \cdot c_{eb}^2 \cdot b_z}{2(c_e + c_{eb})}; \quad (18)$$

$$A_{III} = \frac{\omega_{el} \cdot c_e^2 \cdot b_z}{2(c_e + c_{eb})}.$$

Координаты центров тяжести участков интегрирования относительно точек А и С:

$$z_{AI} = \frac{2}{3} z_L; z_{AII} = z_L + b_z \frac{c_{eb}}{3(c_e + c_{eb})}; z_{AIII} = b_z \frac{c_{eb}}{3(c_e + c_{eb})};$$

$$z_{CIII} = b_z \frac{c_{eb} + \frac{2}{3} c_e}{c_e + c_{eb}}; z_{CII} = z_L + b_z \frac{c_{eb} + \frac{2}{3} c_e}{c_e + c_{eb}}. \quad (19)$$

Прогиб расчетной полоски в точках А и С найдем в соответствии с формулами (13 б) и (14 б), используя выражения для определения площадей участков интегрирования (18) и координат их центров тяжести (19)

$$u_A = A_{III} \cdot z_{AIII} - A_{II} \cdot z_{AII} - A_{AI} \cdot z_I; \quad (20)$$

$$u_C = A_{III} \cdot z_{AIII} - A_{II} \cdot z_{AII}.$$

Удлинение болта  $u_b$  определится по формуле (8) с учетом формулы (20):

$$u_b = A_{III} \cdot z_{AIII} - A_{II} \cdot z_{AII} - A_{AI} \cdot z_I - A_{III} \cdot z_{CIII} + A_{II} \cdot z_{CII}. \quad (21)$$

Учитывая, что  $z_{AIII} - z_{CIII} = z_L$  и  $z_{AII} - z_{CII} = z_L$ , окончательно получим:

$$u_b = (A_{III} - A_{II}) - \frac{\omega_{el} \cdot c_{eb} \cdot z_L^2}{3}. \quad (22)$$

Из формулы (15 б) найдем угол поворота сечения расчетной полоски фланца в месте приложения рычажной силы:

$$\Theta_A = A_{III} - A_{II} - A_I \quad (23)$$

или, с учетом формулы (1):

$$\Theta_A = \frac{\omega_{el} \cdot c_e^2 \cdot b_z}{2(c_e + c_{eb})} - \frac{\omega_{el} \cdot c_{eb}^2 \cdot b_z}{2(c_e + c_{eb})} - \frac{\omega_{el} \cdot c_{eb} \cdot z_L}{2}, \quad (24)$$

откуда найдем плечо приложения рычажной силы  $z_L$  будет равно:

$$z_L = b_z \begin{pmatrix} c_e & -1 \\ c_{eb} & \end{pmatrix}. \quad (25)$$

Подставляя полученные в формулах (21) и (23) результаты в систему уравнений (10) и делая соответствующие преобразования, приходим к нелинейному уравнению относительно коэффициентов  $c_e$  и  $c_b$ :

$$\frac{c_e - c_{eb}}{c_{eb}} = \frac{3\vartheta \cdot c_e^2}{b_z^3}, \quad (26)$$

где  $\vartheta = EJ\chi_b$ , при  $E, J$  — модуль упругости и момент инерции сечения расчетной полоски фланца;  $\chi_b$  — параметр, зависящий от соотношения податливостей болтов и фланца.

Для различной толщины фланцев и диаметров болтов, параметр  $\vartheta$  может быть протабулирован или представлен в виде графиков.

При решении уравнения (26) удобно задаваться величиной коэффициента  $c_e$ , то есть задаваться величиной изгибающего момента в средней части Т-образного фланца, а следовательно и величиной действующих там напряжений. Так, например, принимая в качестве предельного состояния фланца достижение в нем расчетных сопротивлений  $R_{yfl}$  в расчет следует вводить  $c_e = 1,0$ .

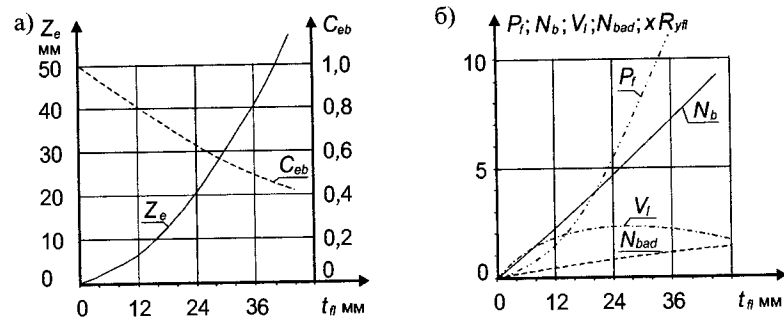


Рис. 4. Графики усилий и деформаций в Т-образном фланце

Нахождение корней уравнения (26) может производиться любым численным методом. На рис. 4 изображены графики изменения величин  $P_f, V_L, N_{bad}, z_L$  и  $c_{eb}$  в зависимости от толщины фланца. Кривые рассчитаны при  $c_e = 1,0$  для Т-образных фланцев, соединенных высокопрочными болтами М24 из стали 40Х «Селект» при  $b_z = 4$  см и ширине расчетной полоски фланца  $a = 7$  см.

Далее рассмотрим случай, когда пластические деформации развиваются одновременно в средней части Т-образного фланца и в зоне болтов. Расчет при этом несколько усложняется, что связано с увеличением общего количества участков интегрирования и с появлением участков с нелинейной зависимостью кривизны от действующего изгибающего момента. Эпюры моментов и кривизны для данного расчетного случая представлены на рис. 5. Так как работа фланца происходит в упруго-пластической стадии, индексы «i» и «j» при коэффициентах  $c_i$  и  $c_{jb}$  принимают значения «р», а сами коэффициенты записываются в виде « $c_p$ » и « $c_{pb}$ ».

Протяженность участков интегрирования определится в соответствии с рис. 5:

$$l_I = \frac{z_L}{c_{pb}}; \quad l_{II} = z_L \left(1 - \frac{1}{c_{pb}}\right); \quad l_{III} = b_z \frac{c_{pb} - 1}{c_p + c_{pb}}; \quad (27)$$

$$l_{IV} = l_V = b_z \frac{1}{c_p + c_{pb}}; \quad l_{VI} = b_z \frac{c_p - 1}{c_p + c_{pb}}.$$

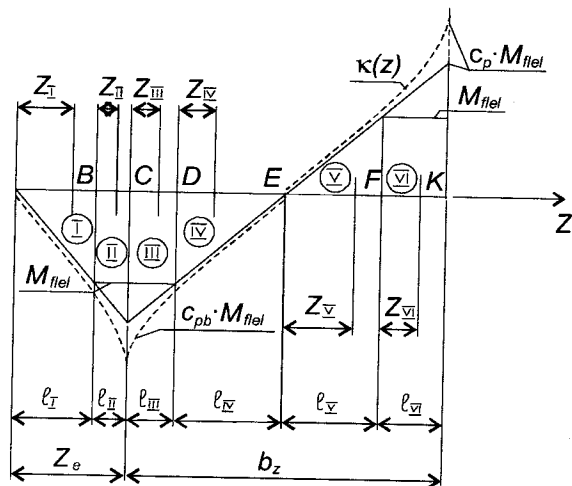


Рис. 5. Эпюры изгибающих моментов и кривизны сечений для Т-образного фланца в упруго-пластической стадии работы

Изменение изгибающих моментов по длине участков интегрирования опишется следующими уравнениями:

$$\begin{aligned} M_{(zI)} &= c_{pb} \cdot M_{flel} \frac{z}{z_L}; & M_{(zII)} &= M_{flel} \left[ 1 + (c_{pb} - 1) \frac{z}{\ell_{II}} \right]; \\ M_{(zIII)} &= M_{flel} \left[ c_{pb} - (c_{pb} - 1) \frac{z}{\ell_{III}} \right]; & M_{(zIV)} &= M_{flel} \left( 1 - \frac{z}{\ell_{IV}} \right); \\ M_{(zV)} &= M_{flel} \frac{z}{\ell_V}; & M_{(zVI)} &= M_{flel} \left[ 1 + (c_p - 1) \frac{z}{\ell_{VI}} \right]. \end{aligned} \quad (28)$$

Кривизна сечений расчетной полоски фланца на участках с упругой работой материала определится в соответствии с формулой (11). Для участков с упругопластической работой, используя формулу (12), приходим к общему выражению для определения кривизны

$$\omega_{(zi)} = \frac{\omega_{el}}{\sqrt{b_i + a_i \cdot z}}, \quad (29)$$

где: — для участка II:  $a_{II} = -\frac{2c_{pb}}{z_L}$ ;  $b_{II} = 1,0$ ;

— для участка III:  $a_{III} = \frac{2(c_p + c_{pb})}{b_z}$ ;  $b_{III} = 3 - 2c_{pb}$ ;

— для участка VI:  $a_{VI} = -\frac{2(c_p + c_{pb})}{b_z}$ ;  $b_{VI} = 1,0$ ;

Площади эпюр кривизны на участках с упругой работой материала определяются в соответствии с рисунком 5.

Для определения площадей эпюры кривизны на участках с упругопластической работой материала, необходимо проинтегрировать выражение (29) с учетом полученных длин участков  $\ell_i$  (27) и изгибающих моментов  $M_{(zi)}$  (28). В общем виде площадь  $i$ -го участка эпюры кривизны найдется как

$$A_i = \int_0^{\ell_i} \omega_{(zi)} \cdot dz = \int_0^{\ell_i} \frac{dz}{\sqrt{b_i + a_i \cdot z}}. \quad (30)$$

После интегрирования получим:

$$A_i = \omega_{el} \left( \frac{2}{a_i} \sqrt{b_i + a_i \cdot \ell_i} - \frac{2\sqrt{b_i}}{a_i} \right) \quad (31)$$

Запишем окончательные выражения для нахождения площадей эпюры кривизны:

$$\begin{aligned} A_I &= \omega_{el} \cdot z_L \cdot \frac{1}{2c_{pb}}; & A_{II} &= \omega_{el} \cdot z_L \cdot \frac{1 - \sqrt{3 - 2c_{pb}}}{c_{pb}}; \\ A_{III} &= \omega_{el} \cdot b_z \cdot \frac{1 - \sqrt{3 - 2c_{pb}}}{c_p + c_{pb}}; & A_{IV} &= A_V = \omega_{el} \cdot b_z \cdot \frac{1}{2(c_p + c_{pb})}; \\ A_{VI} &= \omega_{el} \cdot b_z \cdot \frac{1 - \sqrt{3 - 2c_p}}{c_p + c_{pb}}. \end{aligned} \quad (32)$$

Определим расстояния от точек А и С до центров тяжести участков интегрирования

$$z_{iA} = \sum_{i-1}^n \ell_i + z_i; \quad (33)$$

$$z_{iC} = \sum_{i-3}^n \ell_i + z_i - z_L, \quad (34)$$

где  $\sum_{i-1}^n \ell_i$ ;  $\sum_{i-3}^n \ell_i$  — расстояние от точек А или С до края рассматриваемого участка;  $z_i$  — координата центра тяжести рассматриваемого участка относительно его левого края.

Координата  $z_i$  найдется следующим образом:

$$z_i = \frac{S_i}{A_i}, \quad (35)$$

где  $S_i = \int_0^{\ell_i} \omega_{(zi)} \cdot z_i \cdot dz$  — статический момент эпюры кривизны относительно его левого края.

Принимая во внимание формулу (29), найдем:

$$S_i = \omega_{el} \int_0^{\ell_i} \frac{z_i \cdot dz}{\sqrt{b_i + a_i \cdot z_i}} = \frac{2\omega_{el}}{a_i^2} \left[ \frac{1}{3} \sqrt{(b_i + a_i \cdot \ell_i)^2} - b_i \sqrt{b_i + a_i \cdot \ell_i} + \frac{2}{3} \sqrt{b_i^3} \right].$$

Тогда, с учетом полученных зависимостей, запишем в общем виде выражение для нахождения координаты  $z_i$ :

$$z_i = \frac{\frac{1}{3} \sqrt{(b_i + a_i \cdot \ell_i)^2} - b_i \sqrt{b_i + a_i \cdot \ell_i} + \frac{2}{3} \sqrt{b_i^3}}{a_i (\sqrt{b_i + a_i \cdot \ell_i} - \sqrt{b_i})}. \quad (36)$$

Подставляя в формулу (14 а) полученные выражения (32), (33) и учитывая выражение (36), а также проведя преобразования с упрощением некоторых зависимостей, приходим к выражению для определения деформаций болта:

$$u_b = \omega_{el} \cdot b_z^2 \cdot \Psi_{pb} \cdot \left( \frac{\sqrt{3-2c_{pb}} - \sqrt{3-2c_p}}{c_p + c_{pb}} \right)^2, \quad (37)$$

$$\text{где } \Psi_{pb} = \frac{c_{pb}}{1,5 - \sqrt{3-2c_{pb}}} \left[ 1 - \frac{(1 - \sqrt{3-2c_{pb}}) \cdot \left( \frac{1}{c_{pb}} + \frac{4}{9}(c_{pb}-1) + \frac{1}{3c_{pb}} \right)}{1,5 - \sqrt{3-2c_{pb}}} \right].$$

Решая систему уравнений (10) с учетом полученных выражений для неизвестных, входящих в систему, вновь приходим к нелинейному уравнению относительно  $c_p$  и  $c_{pb}$

$$1,5 - \sqrt{3-2c_p} - b_z^3 \frac{\Psi_{pb}}{\vartheta} \left( \frac{\sqrt{3-2c_{pb}} - \sqrt{3-2c_p}}{c_p + c_{pb}} \right)^3 = 0. \quad (38)$$

Здесь параметр  $\vartheta$  определяется в соответствии с формулой (26).

Так же, как и для случая упругой работы Т-образного фланца, при решении полученного уравнения, следует задаваться величиной коэффициента  $c_p$ . Назначение величины  $c_p$  определяется допустимым уровнем развития пластических деформаций и рассматривается в разделе 3.6.

Для промежуточного случая, т.е. при упругой работе фланца в зоне болтов и упругопластической в средней части, эпюры изгибающих моментов и кривизн сечений приведены на рис. 6.

Индексы «i» и «j» при коэффициентах  $c_i$  и  $c_{jb}$  здесь принимают значения «p» и «e», а сами коэффициенты записываются в виде « $c_p$ » и « $c_{eb}$ ».

Условие (156) примет вид:

$$\Theta_A = 2(1 - \sqrt{3-2c_p}) + 1 - c_{eb}^2 - c_{eb}(c_p + c_{eb}) \frac{z_L}{b_z}, \quad (40)$$

откуда найдем плечо приложения рычажной силы:

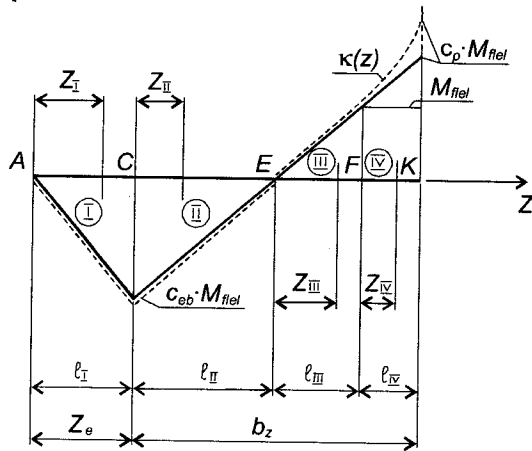


Рис. 6. Эпюры изгибающих моментов и кривизны сечений для Т-образного фланца при частичной упруго-пластической работе

$$z_L = b_z \cdot \frac{3 - 2\sqrt{3 - 2c_p} - c_{eb}^2}{c_{eb}(c_p + c_{eb})}. \quad (41)$$

Рычажное усилие  $V_L$  определим по формуле (6) с учетом формулы (41):

$$V_L = \frac{M_{flel}}{b_z} \cdot \frac{c_{eb}^2(c_p + c_{eb})}{3 + 2\sqrt{3 - 2c_p} - c_{eb}^2}. \quad (42)$$

Используя найденные значения параметров системы уравнений (10) и решая ее, вновь приходим к нелинейному уравнению, связывающего коэффициенты  $c_p$  и  $c_{eb}$

$$1,5 - \sqrt{3 - 2c_p} - \frac{b_z^3}{4\theta \cdot c_{eb}} \left( \frac{3 - 2\sqrt{3 - 2c_p} - c_{eb}^2}{c_p + c_{eb}} \right)^3 = 0. \quad (43)$$

Полученное уравнение, как и ранее, следует решать при заданной величине коэффициента  $c_p$ , принимая его значение исходя из уровня допустимых пластических деформаций.

Обобщая результаты проведенных исследований Т-образных фланцев, можно сделать следующие выводы:

1. Работа Т-образных фланцев происходит нелинейно как в упругой, так и в упругопластической стадиях, т. е. фланцевые соединения обладают выраженной геометрической и физической нелинейностью;

2. Во фланцевых соединениях возникают рычажные силы  $V_L$ , величина и место приложения которых зависят от параметров соединения (толщина фланцев, расстояние между болтами, диаметр болтов и др.);

3. Величина рычажных сил имеет экстремум при изменении толщины фланца (при прочих равных условиях), снижаясь при тонких и толстых фланцах (рис. 4 б);

4. Расстояние  $z_L$  от оси болта до места приложения равнодействующей рычажных сил не является постоянной величиной, а увеличивается с ростом толщины фланцев. Предпосылка о действии рычажных сил на внешних краях Т-образного фланца может иметь место только при определенных параметрах соединения;

5. Увеличение толщины фланца, при прочих равных условиях, уменьшает степень его защемления в зоне болтов, приближая его расчетную схему от жестко защемленной к шарнирно опертой пластине, что снижает относительную эффективность толстых фланцев;

6. Наиболее опасным является сечение в середине Т-образного фланца, где действуют максимальные изгибающие моменты.

Ранее, при определении толщины фланцев предлагалось вводить специальный коэффициент  $K_p$ , учитывающий податливость болтов (раздел 3.4 настоящей работы). Этот коэффициент следует определять по формуле:

$$K_p = \sqrt{\frac{2c_i}{c_i + c_{jb}}}. \quad (44)$$

Коэффициенты  $c_i$  и  $c_{jb}$  определяются из уравнений (26), (43) или (38) в зависимости от стадии работы фланца — упругой, частичной упругопластической или полностью упругопластической.

Для практических случаев при расчетах в упругой стадии работы (фибровые напряжения не превышают расчетных сопротивлений стали фланца  $R_{yf}$ ), поправочный коэффициент  $K_p$  можно определять по приближенной формуле:

$$K_p \approx \frac{1}{\sqrt{\delta}}, \quad (45)$$

где  $\delta = 1 - 0,07t_{f\phi}$ .

## Литература

1. Douty R.T., McGuire W. High-Strength Bolted Moment Connection. Journal Structural Division, St. 2. 1965. P. 17—27.
2. Тимошенко С.П., Гере Дж. Механика материалов. Пер. с англ. М. Наука, 1976. 672 с.

## 3.8. УСЛОВИЯ ВОЗНИКНОВЕНИЯ РЫЧАЖНЫХ СИЛ

В предыдущем разделе предполагалось, что на всех стадиях работы Т-образных фланцев между их контактирующими поверхностями возникают рычажные силы  $V_L$ , препятствующие повороту фланцев в зоне болтов. В этом случае фланец работает как частично защемленная балка, нагруженная посередине сосредоточенной силой, передающейся с полки или стенки соединяемых двутавров. Между тем, при определенных размерах фланцев, диаметре и расстановке болтов и т. п., возможны ситуации, когда рычажные силы не возникнут и фланцы будут работать по консольной схеме.

Таким образом, по характеру работы фланцы можно условно разделить на две группы:

— гибкие фланцы, работающие по защемленной схеме с возникновением рычажных сил. При этом рычажные силы, возникающие в нагруженном соединении, хотя и увеличивают дополнительные усилия в болтах, играют положительную роль, увеличивая несущую способность фланца;

— жесткие фланцы, работающие по консольной схеме. Рычажные силы в этом случае равны нулю.

Защемление фланцев болтами повышает несущую способность гибких фланцев, одновременно снижая расход ста-

ли на соединение приблизительно на 25—30 % по сравнению с жесткими фланцами. Отсутствие защемления существенно снижает несущую способность фланцев и может привести к разрушению как самого соединения, так и всей рамы.

Для определения условий возникновения рычажных сил рассмотрим работу Т-образного фланца (рис. 1). Очевидно, что рычажный эффект проявляется в том случае, когда при деформировании фланца возникает контакт между фланцами за осями болтов, т.е. при

$$z_1 \leq a_z, \quad (1)$$

где  $z_1$  — расстояние от оси болта до точки пересечения линий фланцев (рис. 1);  $a_z$  — расстояние от оси болта до края фланца.

В противном случае, при  $z_1 > a_z$ , фланец свободно поворачивается в зоне болтов и работает по консольной схеме.

Расстояние  $z_1$  в соответствии с рис. 1 определится следующим образом:

$$z_1 = \frac{u_b}{\Theta}, \quad (2)$$

где  $u_b$  — удлинение болта;  $\Theta$  — угол поворота сечения фланца в зоне болтов.

Удлинение болта найдем следующим образом:

$$u_b = \frac{N_b}{\chi_b}, \quad (3)$$

где  $N_b = 0,5P_f$  — нагрузка, действующая на болт;  $\chi_b$  — коэффициент основной нагрузки болта.

Угол поворота  $\Theta$  в упругой стадии работы фланца найдется как

$$\Theta = \frac{3P_f \cdot L_{eff}^2}{4a \cdot t_{fl}^3 \cdot E}, \quad (4)$$

где  $a$ ,  $t_{fl}$  — ширина и толщина Т-образного фланца;

Нагрузка  $P_f$  не должна превышать предельного значения  $P_{fel}$ , при котором во фланце появляется фибровая текучесть, т.е.

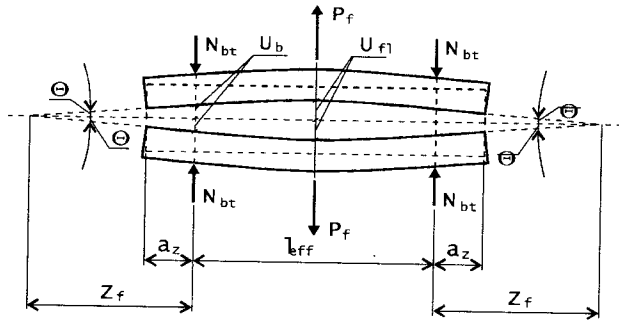


Рис. 1. Определение условий возникновения рычажных сил

$$P_f \leq P_{fel}, \quad (5)$$

$$\text{где } P_{fel} = \frac{2a \cdot t_{fl}^2 \cdot R_{yfl}}{3L_{eff}}.$$

При достижении предельного состояния, т.е. при  $P_f = P_{fel}$ , расстояние  $z_1$  определится по формуле:

$$z_1 = \frac{2a \cdot t_{fl}^3 \cdot \chi_b \cdot E}{3L_{eff}}. \quad (6)$$

При упругопластической работе фланцев  $P_f > P_{fel}$ , а угол поворота фланца определим, используя данные работы [1]:

$$\Theta = \Theta_{el} \frac{P_{fel}}{P_f} \left( 3 - \sqrt{3 - 2 \frac{P_f}{P_{fel}}} \right), \quad (7)$$

где  $\Theta_{el}$  — максимальный «упругий» угол поворота фланца в зоне болтов

$$\Theta_{el} = \frac{L_{eff} \cdot R_{yfl}}{2t_{fl} \cdot E}. \quad (8)$$

Внешнее усилие  $P_f$  при упругопластической работе имеет границы

$$P_{fel} < P_f \leq P_{ful}, \quad (9)$$

где  $P_{ful} = a \cdot t_{fl}^2 \cdot R_{yfl} / L_{eff}$  — предельное усилие, вызывающее во фланце появление шарниров пластичности.

Применяя введенный ранее коэффициент использования несущей способности сечения Т-образного фланца  $c_p$ , выражение (7) запишем в виде:

$$\Theta = \frac{L_{eff} \cdot R_{yfl}}{2t_{fl} \cdot E \cdot c_p} \left( 3 - 2\sqrt{3 - 2c_p} \right). \quad (10)$$

Величина  $z_1$  для упругопластической стадии работы фланца найдется как

$$z_1 = \frac{2a \cdot t_{fl}^3 \cdot \lambda_b \cdot E \cdot c_p}{3L_{eff} \left( 3 - 2\sqrt{3 - 2c_p} \right)}. \quad (11)$$

При расчетах следует учитывать то, что рычажные силы передаются в виде нагрузки, распределенной на некоторой площадке. Поэтому величина вылета фланца  $z_1$  должна быть увеличена по сравнению с расчетными значениями, полученными по формулам (6) или (11). Считая, что давление передается по толщине фланца под углом  $45^\circ$ , окончательно вылет фланца при котором возникают рычажные силы, может определяться по формуле:

$$z_{1ef} = z_1 + 0,5t_{fl}. \quad (12)$$

## Литература

1. Давыдов В.В., Маттис Н.В., Сиверцев И.Н., Трянин И.И. Справочник «Прочность судов внутреннего плавания». Изд. 3-е, перераб. и доп. М. Транспорт. 1978. 520 с.

## 3.9. РАБОТА БОЛТОВ ВО ФЛАНЦЕВОМ СОЕДИНЕНИИ

Высокопрочные болты являются одним из наиболее ответственных компонентов фланцевых соединений, во многом отвечающих за их надежность и несущую способность. Болты во



фланцевых соединениях работают в условиях, отличных от работы болтов во фрикционных соединениях, а именно:

1. Высокопрочные болты во фланцевом соединении работают на растяжение (одно из самых опасных напряженных состояний). При этом усилия, возникающие в болтах, сопоставимы с их несущей способностью;

2. Разрушение одного из болтов растянутой зоны соединения приводит к перераспределению нагрузок и резкому увеличению усилий в соседних болтах. Как показывают экспериментальные исследования, а также анализ причин аварии на крупном объекте в Кемеровской области, усилия в соседних болтах вырастают в 1,5—2 раза, что приводит к их последовательному разрушению. Таким образом, возникает лавинообразная цепная реакция, в результате которой соединение практически мгновенно выходит из строя. Об опасности разрушения болтов фланцевых соединений также говорится в работе [1]. Для статически неопределимых конструкций возможна иная картина, когда, вследствие возросшей деформативности поврежденного фланцевого соединения, происходит значительное перераспределение внутренних усилий приводящее к чрезмерным деформациям или, даже к обрушению конструкций в целом.

3. При деформировании фланцев возможно появлении изгибных напряжений в теле болта. Совместное действие растяжения и изгиба болта может привести к его разрушению, особенно при действии циклических нагрузок.

Таким образом, при проектировании фланцевых соединений, расчету высокопрочных болтов должно быть уделено особое внимание.

В данном разделе будут рассмотрены следующие вопросы:

а) Особенности задания предварительного напряжения высокопрочных болтов при сборке фланцевых соединений, имеющих остаточные сварочные деформации;

б) Определение нагрузок на болты фланцевых соединений;

в) Определение усилий в высокопрочных болтах от действующих на них нагрузок;

г) Определение уровня предварительного натяжения болтов исходя из требований обеспечения прочности самих болтов и сохранения контакта между фланцами.

д) Оценка влияния изгиба фланцев нагруженного соединения на напряженное состояние и прочность болтов.

### 3.9.1. ОСОБЕННОСТИ ЗАДАНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ БОЛТОВ ПРИ СБОРКЕ ФЛАНЦЕВЫХ СОЕДИНЕНИЙ С ОСТАТОЧНЫМИ СВАРОЧНЫМИ ДЕФОРМАЦИЯМИ

При приварке фланцев, в большинстве случаев, возникают остаточные сварочные деформации или, так называемая, грибовидность. При затяжке болтов на монтаже происходит деформирование грибовидных фланцев и, как показывают эксперименты работы [2] и др., при толщине фланцев от 10 до 28 мм и зазорах между ними от 6 до 1 мм соответственно, натяжение болтов М 24 до проектного усилия 25 тс, приводит к закрытию зазоров по всей зоне установки болтов. Это позволяет, в ряде случаев, не проводить трудоемкие операции по предотвращению или ликвидации остаточных деформаций фланцев (фрезеровка фланцев, сварка в прижимах, попарная заводская сборка отправочных марок и т.д.).

Вместе с тем, наличие остаточных сварочных деформаций во фланцах требует особого подхода к расчету и затяжке высокопрочных болтов в таких соединениях. Автором было выяснено, что при стягивании гибких грибовидных фланцев, происходит значительное снижение усилий в болтах, поставленных ранее. В основном, это наблюдалось в близко расположенных болтах, причем величина потерь предварительного натяжения существенно зависела от толщины фланцев и величины остаточной грибовидности. В среднем усилие натяжения в соседних болтах уменьшалось на 20—30 %, т. е. на 5—7 тс по сравнению с первоначальным. Наибольшие потери предварительного растяжения при всех толщинах фланцев происходили в болтах, расположенных в зоне поясов.

Уменьшение предварительного натяжения болтов повышает деформативность фланцев и снижает их несущую способность за счет уменьшения заземления фланцев болтами, что крайне нежелательно. Также, при слабо затянутых болтах возможно раскрытие фланцев в зоне болтов, что приводит к изменению характера работы болтов и самих фланцев, особенно при переменных нагрузках [4].

Для толстых фланцев при затягивании болтов, наоборот, наблюдалось повышение на 8—15 % усилий в болтах, расположенной с противоположной стороны стенки или полки. Полные усилия в этих болтах составляли 28—29 тс, что превышало их расчетную несущую способность, равную 27 тс.

Таким образом, отклонение от расчетного предварительного натяжения болтов как в большую, так и в меньшую сторону, является недопустимым и должно определенным образом контролироваться и корректироваться. Подробнее о монтаже конструкций с фланцевыми соединениями, имеющими остаточную грибовидность, изложено в разделе 3.11. При правильной последовательности и контроле натяжения болтов в таких соединениях, их работа под нагрузкой не отличается от работы соединений с плоскими фланцами.

### 3.9.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК НА БОЛТЫ ПРИ РАБОТЕ ФЛАНЦЕВЫХ СОЕДИНЕНИЙ ПОД НАГРУЗКОЙ

Как показывают экспериментальные исследования, распределение нагрузок на болты изгибаемых фланцевых соединений весьма неравномерно. Наиболее нагруженными являются болты 1-го и 2-го рядов, расположенные снизу и сверху растянутой полки (рис. 1 а). Применение традиционной методики, когда нагрузка на болты определяется пропорционально их расстоянию от нейтральной оси здесь пригодно только для очень толстых фланцев, когда можно пренебречь их деформативностью, т. е. при отношении толщины фланца к толщине растянутой полки двукратно  $t_f/t_f > 2 \div 2,5$  и соблюдении правил расстановки болтов, приведенных в работе [3].

Для соединений с относительно тонкими фланцами ( $t_f/t_f < 2$ ) основная нагрузка воспринимается болтами, расположенными возле растянутой полки (рис. 2 б, в). Доля внешней нагрузки, воспринимаемой болтами, расположенными вдоль стенки невелика, что позволяет существенно сократить количество высокопрочных болтов в соединении.

Для фланцевого соединения при равномерной расстановке болтов вдоль полки, наиболее нагруженными оказываются болты, расположенные в углу между растянутой полкой и стенкой (рис. 1 б). Нагрузки на эти болты определяются про-

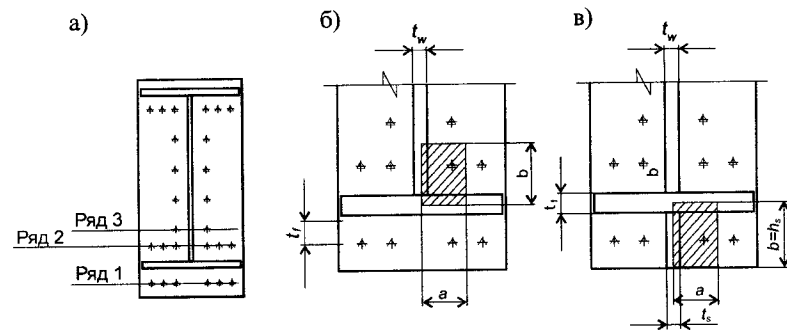


Рис. 1. Расположение болтов в изгибаемом фланцевом соединении

порционально площадям примыкающих к ним участков полки и стенки

$$N_b = \sigma_f \frac{a \cdot t_f}{2} + \sigma_w \frac{b \cdot t_w}{2}, \quad (1)$$

где  $\sigma_f, \sigma_w$  — напряжение в растянутой полке и среднее напряжение в примыкающем участке стенки;  $t_f, t_w$  — толщина растянутой полки и стенки;  $a, b$  — расчетные расстояния между болтами вдоль полки и стенки соответственно.

Напряжения  $\sigma_f$  и  $\sigma_w$  вычисляются либо как для сплошного сечения нагруженного изгибающим моментом и продольной силой, либо с учетом смещения нейтральной оси соединения согласно методике, предлагаемой в настоящей работе (раздел 3.3).

В ряде случаев, для увеличения несущей способности соединения и уменьшения его деформативности, за растянутой полкой устанавливают подкрепляющее ребро (рис. 2 в). Для полного включения ребра в работу околофланцевого сечения необходимо, чтобы его длина была не менее 3—5 высот ребра.

В этом случае наиболее нагруженным является болт, установленный в углу между растянутой полкой и ребром. Подкрепляющее ребро значительно снижает деформативность фланца и поэтому нагрузку на болты расположенные в углах, между стенкой и ребром, следует определять с учетом их расстояния от нейтральной оси (рис. 2 в). Формула (1) для этого случая принимает вид:

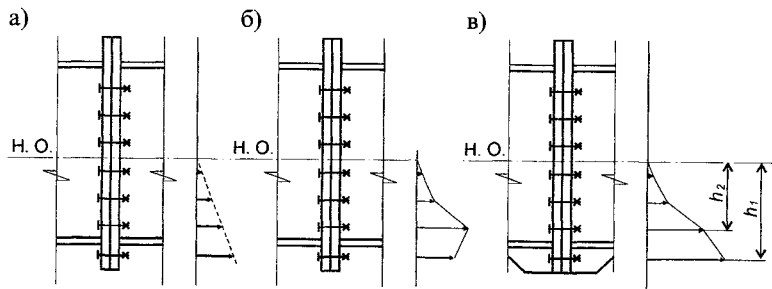


Рис. 2. Распределение усилий в болтах изгибаемого фланцевого соединения

$$N_b = K_h \left( \sigma_f \frac{a \cdot t_f}{2} + \sigma_s \frac{b \cdot t_s}{2} \right), \quad (2)$$

где  $t_s$  и  $\sigma_s$  — толщина ребра и действующее в нем напряжение;  $K_h > 1$  — коэффициент, зависящий от соотношения расстояний  $h_1$  и  $h_2$  от нейтральной оси соединения до болтов, расположенных с внешней и внутренней стороны растянутой полки

$$K_h = h_1 / h_2. \quad (3)$$

Для остальных болтов, расположенных вдоль растянутой полки, независимо от наличия подкрепляющего ребра, нагрузки определяются по формуле:

$$N_b = \sigma_f \frac{a \cdot t_f}{2}. \quad (4)$$

При неравномерной расстановке болтов вдоль полки или стенки возможны ситуации, когда более нагруженными окажутся болты, расположенные с краю или посередине растянутой полки. В этом случае необходимо выявлять наиболее нагруженные болты, находя максимальные нагрузки по формулам (1) ÷ (4).

Особо следует остановиться на болтах третьего ряда (рис. 1 а). Как показывают эксперименты, усилия в этих болтах намного ниже, чем в болтах второго ряда. Однако, в соединениях, не имеющих болтов третьего ряда, наблюдается

значительная неравномерность распределения нагрузок между болтами первого ряда, установленных за растянутой полкой и болтами второго ряда, установленными изнутри растянутой полки. Это объясняется передачей дополнительных усилий на болты второго ряда с растянутой зоны стенки и повышенной жесткостью фланца в этой зоне. Таким образом, независимо от того, как будут устанавливаться болты вдоль стенки двутавра — по всей высоте или ее части, установка болтов третьего ряда крайне желательна, причем расстояние от этих болтов до болтов второго ряда должно быть минимальным из условий их установки. В этом случае несущая способность фланцевых соединений с установкой болтов только в зоне растянутой стенки, практически не отличается от несущей способности соединений с установкой болтов по всей высоте стенки.

Экспериментальное изучение работы болтов, расположенных в сжатой зоне, показывает, что при нагружении соединения в них происходит потеря предварительного натяжения, причем величина этих потерь больше в 3—4 раза для фланцев, имеющих остаточные сварочные деформации. В среднем, для таких фланцев потери колеблются от 2 до 8 % и обратно пропорциональны толщине фланцев. Для гладких фланцев, независимо от их толщины, потери предварительного натяжения не превышают 1—2 %.

В тех случаях, когда во фланцевых соединениях помимо наружных ребер, устанавливаются внутренние ребра (рис. 3 а), нагрузки на болты растянутой зоны определяются по аналогии с соединениями, рассмотренными выше. То же относится и к элементам, имеющим дополнительные вуты (рис. 3 б). Для предотвращения перегрузки отдельных болтов в этих случаях рекомендуется установка не менее двух рядов болтов между внутренними ребрами (вutom) и полкой двутавра, как это показано на рис. 3.

При определении усилий, возникающих в болтах нагруженных фланцевых соединений, следует учитывать некоторые особенности их работы. Как известно, при деформировании гибких фланцев, между ними возникают рычажные силы, препятствующие повороту сечений фланца в зоне болтов. Фланец, поворачиваясь, действует на болт как рычаг,

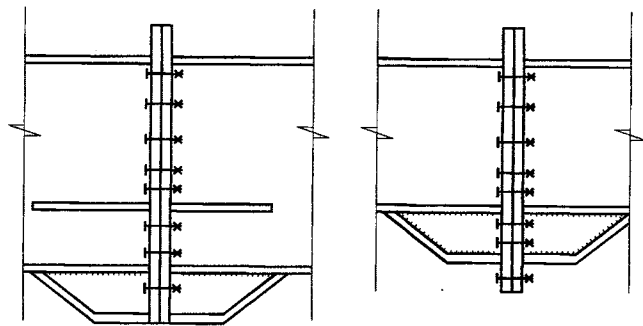


Рис. 3. Фланцевые соединения с подкрепляющими ребрами и вутами

увеличивая действующую на него нагрузку. Таким образом, при определении усилий в болтах следует учитывать не только внешние силы  $N_b$ , действующие на фланец со стороны растянутой полки или стенки и определяемые по формулам (1), (2) или (4), но и внутренние рычажные силы. При этом суммарная нагрузка, действующая на болт, определится как

$$N_{b\Sigma} = N_b + N_{bV}, \quad (5)$$

где  $N_{bV}$  — дополнительная нагрузка на болт от рычажных сил.

Для наиболее распространенных высокопрочных болтов М 24 из стали 40 X «Селект» усилия  $N_{bV}$  могут определяться по формуле, полученной в результате расчетов Т-образных фланцев:

$$N_{bV} = a \cdot K_N \cdot R_{yf} \cdot c_\epsilon, \quad [\text{см}, \text{кг}], \quad (6)$$

где  $a$  — расчетная ширина участка полки или стенки, примыкающих к рассматриваемому болту, см;  $R_{yf}$  — расчетное сопротивление стали фланца, кг/см<sup>2</sup>;  $c_\epsilon$  — коэффициент, зависящий от уровня фибровых напряжений в средней части фланца. При ограничении фибровых напряжений расчетным сопротивлением стали фланца следует принимать  $c_\epsilon = 1$ ;  $K_N$  — коэффициент, определяемый по таблице 1 в зависимости от толщины фланцев  $t_{fl}$ , см или по приближенной формуле  $K_N \approx 0,016 + 0,04t_{fl}$ .

Таблица 1. Значения коэффициента  $K_N$

$t_{fl}$ , см	1,2	1,6	2,0	2,4	2,8	3,2	3,6
$K_N$	0,061	0,080	0,096	0,112	0,133	0,149	0,163

Анализ работы болтов, расположенных в различных зонах фланцевого соединения и экспериментальные исследования показывают, что рычажные силы для различных болтов различны. Так, в зоне болтов, расположенных во внутренних углах, образуемых полкой и стенкой (или подкрепляющим ребром) рычажные силы гораздо меньше, чем для болтов, расположенных рядом, вдоль полки или стенки. Это объясняется, в основном, повышенной изгибной жесткостью фланца, работающего в этой зоне по пространственной схеме, а также взаимным влиянием нагрузок, передающихся с примыкающих участков полки и стенки (ребра). В то же время, на болты внутренней зоны действуют усилия, передающиеся с примыкающих участков и стенки и полки. Сумма этих усилий может превышать по величине усилия в болтах, расположенных на открытых участках и определяемые с учетом рычажных сил.

Таким образом, для фланцевых соединений двутавровых сечений и других открытых сечений, имеющих входящие углы, следует различать 2 группы болтов, а именно:

**Группа 1:** болты, расположенные во входящих углах, образуемых полкой элемента, его стенкой или подкрепляющим ребром. Внешние нагрузки для этих болтов определяются по формулам (1) и (2). Рычажные силы, ввиду их малости, здесь могут не учитываться.

**Группа 2:** болты, расположенные на открытых участках сечения вдоль его полки или стенки. Внешние нагрузки на эти болты определяются с учетом внешних нагрузок, передающихся с примыкающего участка полки (стенки или ребра) и рычажных сил.

### 3.9.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСЕВЫХ УСИЛИЙ В ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ ОТ ДЕЙСТВУЮЩИХ НИХ НАГРУЗОК

Работа предварительно затянутых болтов под действием внешней растягивающей нагрузки изучена достаточно хоро-

шо. Расчет таких болтов приведен, например в работе [4], с использованием которой и построено дальнейшее изложение этого вопроса.

Известно, если к болтовому соединению, затянутому с усилием  $P_{bh}$ , приложить внешнюю растягивающую нагрузку  $N_b$ , усилия в болте увеличатся на величину, меньшую, чем внешняя нагрузка. Это связано с тем, что часть внешней нагрузки  $N_b$  идет на уменьшение контактных усилий, возникших между соединяемыми деталями при затяжке болта и только некоторая доля внешней нагрузки  $N_b$  идет на увеличения усилий растяжения непосредственно в болте.

Вначале рассмотрим случай плоских фланцев, не имеющих остаточных сварочных деформаций.

Величина внешней нагрузки  $N_{bad}$ , передающейся на болт, определяется по формуле:

$$N_{bad} = N_b \cdot \chi, \quad (7)$$

где  $\chi$  — коэффициент основной нагрузки

$$\chi = \frac{\lambda_{fl}}{\lambda_{fl} + \lambda_b}, \quad (8)$$

при  $\lambda_{fl}$  — податливость фланца, сжимаемого единичной силой в направлении его толщины;  $\lambda_b$  — осевая податливость болта, соответствующая его удлинению под действием единичной силы.

Так как коэффициент основной нагрузки  $\chi$  всегда меньше единицы, усилие в болте  $N_{bad}$  растет медленнее, чем увеличивается внешняя нагрузка  $P$ . Это происходит до тех пор, пока между соединяемым деталями сохраняется некоторое контактное усилие  $P_c$

$$P_c > P_{bh} - (1 - \chi)N_b. \quad (9)$$

При  $P_c = 0$  стык раскрывается и внешняя нагрузка передается на болт полностью. На рис. 4 а показан график изменения усилий в предварительно затянутом болте под действием внешней нагрузки. Отрезок АВ соответствует работе болта при сохранении контактных усилий между деталями,

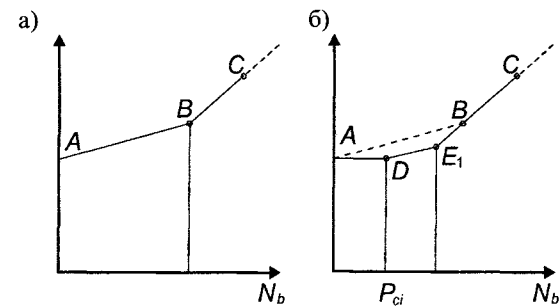


Рис. 4. Изменение усилий в затянутых болтах при действии внешней нагрузки для плоских (а) и грибовидных (б) фланцев

участок ВС — после раскрытия стыка вплоть до разрушения болта (точка С).

Раскрытие стыка крайне нежелательно, так как при этом «внешняя нагрузка полностью передается на болт, что при переменном нагружении приводит к появлению дополнительных напряжений ударного характера» [4]. Для фланцевых соединений, раскрытие стыка приводит, также, к изменению расчетной схемы фланца, снижая степень его защемления болтами, а следовательно и несущую способность.

Таким образом, при расчете болтов фланцевых соединений следует одновременно обеспечивать условия прочности болтов и условия сохранения контакта между фланцами в зоне установке этих болтов.

Для определения коэффициента основной нагрузки  $\chi$  определим параметры, входящие в формулу (8).

Суммарная податливость системы болта  $\lambda_b$  определится как

$$\lambda_b = 0,5(\lambda_{b1} + \lambda_{b2} + \lambda_{b3} + \lambda_{b4}). \quad (10)$$

где  $\lambda_{b1}$  и  $\lambda_{b2}$  — коэффициенты податливости нарезанной и ненарезанной частей стержня болта;  $\lambda_{b3}$  — коэффициент податливости резьбы;  $\lambda_{b4}$  — коэффициент податливости головки болта; 0,5 — коэффициент, учитывающий симметричность соединения относительно линии контакта фланцев.

Коэффициенты  $\lambda_{b1}$  и  $\lambda_{b2}$  определяются как для растянутых стержней

$$\lambda_{b1} = \frac{L_{b1}}{E_b \cdot A_{b1}}; \lambda_{b2} = \frac{L_{b2}}{E_b \cdot A_{b2}}. \quad (11)$$

где  $L_{b1}$  и  $L_{b2}$  — длина нарезанной и ненарезанной частей стержня болта соответственно;  $A_{b1}$  и  $A_{b2}$  — площадь сечения нарезанной части болта, принимаемая по площади нетто и площадь сечения ненарезанной части, принимаемая по площади брутто;  $E_b$  — модуль упругости стали болта.

Коэффициенты податливости резьбы и головки соответственно равны:

$$\lambda_{b3} \approx \frac{1}{1,15d_b \cdot E_b}; \lambda_{b4} \approx \frac{1}{6,7h_b \cdot E_b}, \quad (12)$$

где  $d_b$ ,  $h_b$  — диаметр и высота головки болта.

Податливость системы фланца  $\lambda_{fl}$  определим как

$$\lambda_{fl} = \lambda_{fl1} + 0,5\lambda_{fl2}, \quad (13)$$

где  $\lambda_{fl1}$  и  $\lambda_{fl2}$  — коэффициенты податливости фланца и шайбы.

Коэффициент податливости фланца определяется в предположении передачи давления либо через условный цилиндр [4], либо через конус давления [5] (рис. 5).

В соответствии с работой [4], найдем:

$$\lambda_{fl1} = \frac{4.6}{\pi \cdot E_{fl} \cdot d_0 \cdot \operatorname{tg} \alpha_f} \cdot \operatorname{lg} \frac{(d_s + d_0)(d_s + 2t_{fl} \cdot \operatorname{tg} \alpha_f - d_0)}{(d_s - d_0)(d_s + 2t_{fl} \cdot \operatorname{tg} \alpha_f + d_0)}, \quad (14)$$

где  $d_s$  и  $d_0$  — диаметр головки болта и отверстия, см;  $\alpha_f$  — угол образующей конуса давления:  $\operatorname{tg} \alpha_f \approx 0,4 \div 0,5$ .

Для более точного определения усилий в предварительно затянутом болте нагруженного соединения, необходимо учитывать характер приложения внешних нагрузок по толщине фланца. В случае приложения равнодействующей внешней нагрузки в каком-либо сечении «а—а» соединяемых фланцев (рис. 5 а), та часть фланца, которая расположена выше этого сечения будет уже относиться к системе болта, а

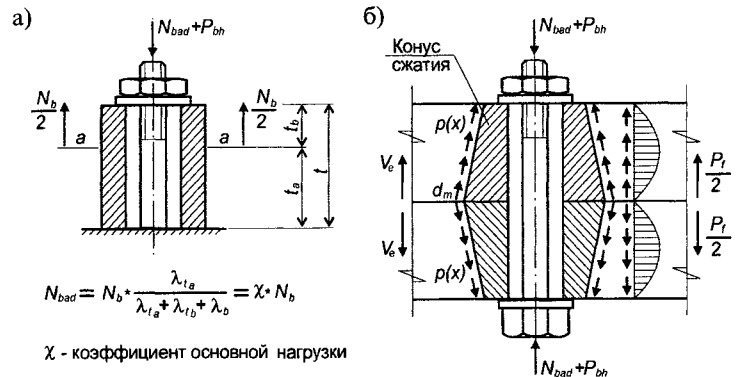


Рис. 5. К определению усилий в затянутых болтах

не фланца. Принадлежность какой-либо детали к той или системе устанавливают следующим образом. Если напряжения в детали при действии внешней нагрузки увеличиваются, значит условно она принадлежит к системе болта, а если уменьшаются — к системе фланца [2].

Следовательно, прикладывая равнодействующую нагрузки  $N_b$  в различных сечениях по толщине фланца, будем получать различные дополнительные усилия, действующие на болт. Эти усилия имеют максимальное значение в случае приложения внешней нагрузки к верхней поверхности фланца и минимальны при  $t_a = 0$  (рис. 5 а). В случае передачи распределенных внешних нагрузок на участке от  $t_f = 0$  до  $t_a = t_{fl}$  (рис. 5 б), дополнительное усилие  $N_{bad}$  найдется следующим образом:

$$N_{bad} = \int_0^{t_{fl}} p(x) \cdot \chi(x) dx, \quad (15)$$

где  $p(x)$  — распределенная внешняя нагрузка, действующая на поверхности конуса давления;  $\chi(x)$  — коэффициент податливости слоя фланца толщиной  $dx$ .

Считая, что нагрузка на болты передается через фланец касательными напряжениями, распределенных по толщине фланца симметрично (рис. 2 б), можно считать, что их равнодействующая приложена в середине толщины фланца. Таким образом, верхняя половина пластины будет принад-

лежать системе фланца, нижняя — системе болта, а растягивающая нагрузка будет приложена посередине толщины фланца, как это показано на рис. 2 б.

Исходя из вышеизложенного, податливость системы болта  $\lambda_{badd}$  определим по формуле (14), подставляя вместо толщины фланца величину, равную  $0,5t_{fl}$

$$\lambda_{badd} = \frac{4,6}{\pi \cdot E_{fl} \cdot d_0 \cdot tg\alpha_f} \cdot \lg \frac{(d_s + d_0)(d_s + t_{fl} \cdot tg\alpha_f - d_0)}{(d_s - d_0)(d_s + t_{fl} \cdot tg\alpha_f + d_0)} \quad (16)$$

Тогда формула (4) примет вид:

$$\lambda_b = 0,5(\lambda_{b1} + \lambda_{b2} + \lambda_{b3} + \lambda_{b4}) + \lambda_{badd} \quad (17)$$

Податливость системы фланца с учетом смещения места приложения внешней нагрузки к середине пластины определим по аналогии с формулой (14). При этом диаметр верхней части конуса обжатия будет равен:

$$d_m = d_s + 0,5t_{fl} \cdot tg\alpha \quad (18)$$

После элементарных преобразований, получим:

$$\lambda_{fl} = \frac{4,6}{\pi \cdot E_{fl} \cdot d_0 \cdot tg\alpha_f} \dots \dots \dots \lg \frac{(d_s + 0,5t_{fl} \cdot tg\alpha + d_0)(d_s + 1,5t_{fl} \cdot tg\alpha_f - d_0)}{(d_s + 0,5t_{fl} \cdot tg\alpha - d_0)(d_s + 1,5t_{fl} \cdot tg\alpha_f + d_0)} \quad (19)$$

Диаметр  $d_s$ , при отсутствии шайбы, равен диаметру опорной поверхности болта  $d_{sb}$ . При наличии шайбы, толщиной  $t_\ell$  величина  $d_s$  определяется как

$$d_s = d_{sb} + 2t_\ell \cdot tg\alpha_f \approx d_{sb} + 2t_\ell \quad (20)$$

Коэффициент податливости шайбы найдем, заменяя, ввиду малой толщины шайбы, конус давления цилиндром давления. Тогда

$$\lambda_{fl2} = \frac{2t_\ell}{E_\ell \frac{\pi}{4} [(d_{sb} + t_\ell \cdot tg\alpha_f)^2 - d_\ell^2]} \quad (21)$$

где  $d_\ell$  — диаметр отверстия в шайбе.

Таблица 2. Коэффициент основной нагрузки  $\chi$  для высокопрочных болтов М24

$t_{fl}$ см	1,2	1,6	2,0	2,4	2,8	3,2	3,6
$\chi$	0,177	0,170	0,163	0,157	0,150	0,144	0,139

Упрощенно суммарный коэффициент податливости системы фланца  $\lambda_{fl}$  можно определять сразу прибавляя толщину шайбы  $t_\ell$  к толщине фланца  $t_{fl}$ .

В качестве примера, в табл. 2 приведена величина параметра  $\chi$  для фланцев различной толщины и наиболее распространенных высокопрочных болтов М 24 из стали 40 X «Селект».

Как видно из таблицы, величина коэффициента основной нагрузки  $\chi$  для болтов М 24 находится в пределах от 0,18 до 0,14. Таким образом, до момента раскрытия фланцев в зоне болтов, прирост усилий в них составляет от 13 до 18 % от внешней нагрузки. После раскрытия, усилия в болте растут со скоростью приращения внешней нагрузки.

Для фланцевых соединений, имеющих остаточные сварочные деформации (грибовидность), болты работают иначе, чем в соединениях с плоскими фланцами. В процессе затяжки болтов происходит изгибное деформирование фланцев, как это показано на рис. 6. При этом в средней зоне между фланцами возникают контактные усилия  $P_{ср}$ , зависящие от параметров фланца (толщины, расчетного пролета, расчетного сопротивления сталит...) и величины остаточных сварочных деформаций  $u_{in}$ .

В дальнейшем будем считать, что при затяжке болтов происходит закрытие начального зазора между фланцами в зоне болтов.

В зависимости от величины грибовидности и параметров фланцев, в них при затяжке возникают упругие или упругопластические деформации (рис. 6). Рассмотрим предельные случаи упругой и полной пластической работы фланцев. В силу симметрии будем рассматривать только половину Т-образного фланца.

Величина контактных усилий  $P_{ср}$  между фланцами при их упругой работе равна

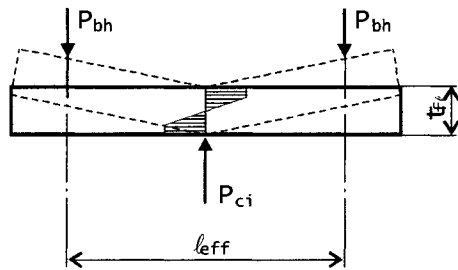


Рис. 6. Работа фланцев с остаточными сварочными деформациями

$$P_{cel} = \frac{3E_{fl} \cdot a \cdot t_{fl}^3 \cdot u_{in}}{L_{ef}^3} \quad (22)$$

При деформировании фланцев в пластической стадии, контактные усилия не зависят от начальной грибовидности и равны

$$P_{cpl} = \frac{M_{pl}}{0,5L_{ef}} = \frac{a \cdot t_{fl}^2 \cdot R_{yfl}}{2L_{ef}} \quad (23)$$

При упругопластической работе контактные усилия  $P_{cep}$  имеют промежуточное значение, т. е.  $P_{cel} < P_{cep} < P_{cpl}$

Под действием внешней нагрузки, действующей на фланец, происходит уменьшение контактных усилий до тех пор, пока фланец не раскроется в средней зоне. Необходимо отметить, что наличие грибовидности фланцев приводит к уменьшению контактных усилий между фланцами в зоне болтов на величину, равную контактным усилиям между фланцами в их средней части. До этого момента усилия в болтах остаются постоянными и равными усилиям предварительного натяжения. На рис. 4 б показан график изменения усилий в болтах фланцев с остаточными сварочными деформациями, имеющий три участка:

**Участок 1** — от нуля до силы  $P_{ci}$  (от точки А до точки D) на котором сохраняется контакт в средней части фланцев и не происходит изменение усилий в болтах при действии внешней нагрузки. Величина  $P_{ci}$  определяется по формулам (22) и (23) в упругой или пластической стадиях соответственно;

**Участок 2** — от момента раскрытия фланца в средней зоне до момента раскрытия фланцев в зоне болтов (от точки D до точки E). Прирост усилий в болтах определяется также, как и для случая плоских фланцев, однако, из-за уменьшения начальных контактных усилий в зоне болтов, раскрытие фланцев по болтам происходит раньше, чем для плоских фланцев;

**Участок 3** — раскрытие фланцев в зоне болтов и передача на них полной внешней нагрузки вплоть до разрушения (от точки E до точки C).

Из вышесказанного можно сделать следующие выводы:

1. При увеличении внешней нагрузки от нуля до величины, равной контактным усилиям в средней части фланцев  $P_{ci}$ , усилия в болтах не изменяются.

2. При дальнейшем росте внешней нагрузки происходит раскрытие фланцев в средней части. Раскрытие фланцев в зоне в зоне болтов происходит при нагрузке, меньшей, чем для гладких фланцев. В дальнейшем, усилия в болтах растут в соответствии с увеличением внешней нагрузки вплоть до разрушения болтов.

3. При определенных условиях остаточные сварочные деформации могут быть использованы для повышения циклической прочности болтов и самих фланцев, а также для уменьшения деформативности фланцевого соединения в целом. Для получения этого эффекта возможно специальное задание остаточных сварочных деформаций или предварительного выгиба фланцев.

#### 3.9.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАТЯЖЕНИЯ БОЛТОВ

Уровень натяжения высокопрочных болтов во фланцевом соединении следует назначать исходя из двух условий:

- по условию прочности болта на разрыв;
- по условию сохранения контакта между фланцами в зоне болтов.

Вначале рассмотрим условие прочности болта. Полное усилие  $N_{bt}$  в болте складывается из усилия предварительного натяжения  $P_{bh}$  и дополнительного усилия в болте  $N_{bad}$  возникающего при действии на фланец внешних усилий

$$N_{bt} = P_{bh} + N_{bad} \quad (24)$$



Для обеспечения прочности болта необходимо, чтобы выполнялось условие

$$N_{bt} \leq N_{bul}, \quad (25)$$

где  $N_{bul}$  — несущая способность болта на растяжение, определяемая в соответствии с работой [3]

$$N_{bul} = 0,7R_{bun} \cdot A_{bn}, \quad (26)$$

при  $R_{bun}$  — временное сопротивление разрыву стали болта;  $A_{bn}$  — площадь сечения болта нетто.

Дополнительное усилие в болте  $N_{bad}$  определится как

$$N_{bad} = \chi \cdot N_b, \quad (27)$$

где  $\chi$  — коэффициент основной нагрузки, определяемый по формуле (8) или таблице 2;  $N_b$  — усилия, передающиеся на болт при нагружении соединения и определяемые в зависимости от группы болтов в соответствии с предыдущим разделом.

Максимальное усилие предварительного натяжения болта  $P_{bhmax}$  по условию его прочности равно:

$$P_{bhmax} \leq 0,7R_{bun} \cdot A_{bn} - \chi \cdot N_b. \quad (28)$$

При сохранении контакта между фланцами в зоне болтов, на них передается, как было показано выше, всего 14—18 % внешней нагрузки  $N_b$ . При нарушении контакта на болт передается вся внешняя нагрузка, что отрицательно сказывается на работе болта, особенно при циклическом нагружении. Поэтому величина предварительного натяжения болта должна назначаться также из условия сохранения контакта в зоне болтов на всех стадиях работы соединения

$$u_b \leq u_{fl}, \quad (29)$$

где  $u_b = N_{bad} \cdot \lambda_b$  — удлинение болта под действием нагрузки;  $u_{fl} = P_{bh} \cdot \lambda_{fl}$  — поперечная деформация обжатия фланца под действием усилия предварительного натяжения.

Учитывая, что  $N_{bad} = \chi \cdot N_b$ , найдем:

$$P_{bh} \cdot \lambda_{fl} = N_b \cdot \lambda_b \cdot \frac{\lambda_{fl}}{\lambda_{fl} + \lambda_b}, \quad (30)$$

откуда найдем минимальное усилие натяжения болта из условия сохранения контакта между фланцами

$$P_{bhmin} \geq N_b(1 - \chi). \quad (31)$$

Величина предварительного натяжения болтов  $P_{bh}$  должна находиться в пределах

$$P_{bhmin} \leq P_{bh} \leq P_{bhmax}. \quad (32)$$

Если условие (32) не соблюдается, т.е. при расчетах получается, что  $P_{bhmin} \geq P_{bhmax}$ , следует изменить диаметр болтов, толщину фланцев или конструктивное решение соединения в целом.

### 3.9.5. ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ИЗГИБА ФЛАНЦЕВ НА НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ И ПРОЧНОСТЬ БОЛТОВ

Выше были рассмотрены случаи, когда на затянутые болты фланцевого соединения действует только растягивающая нагрузка, приложенная центрально относительно оси болта. Фактически, кроме осевой нагрузки, на болты действуют и изгибающие моменты, возникающие вследствие непараллельности поверхностей фланцев на которые опираются гайка и головка болта. Исключая дефекты изготовления самих болтов, непараллельность опорных поверхностей обуславливается двумя основными причинами:

- допусками при прокатке листового проката фланца и неточностями изготовления фланцевых соединений;
- деформированием фланцев под нагрузкой.

Как показывают экспериментальные исследования, основной причиной появления изгибающих моментов в болтах является деформирование фланцев под нагрузкой. В особой степени это относится к тонким фланцам.

Влияние перекоса опорных поверхностей на напряженное состояние затянутого болта рассмотрено в работе [4], где исследовалась работа болтового соединения (шпильки) при заданном угле перекоса опорных поверхностей  $\alpha$  (рис. 7).

Из уравнения изгиба растянуто-изогнутого стержня шпильки, авторами работы [4] было получено выражение для определения изгибающего момента  $M_0$  в затянутой шпильке

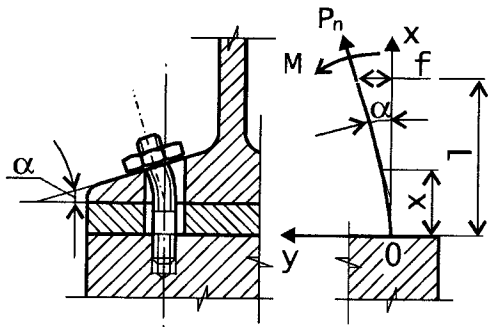


Рис. 7. Схема работы затянутого болта при перекосе опорных поверхностей по работе [4]

$$M_0 = \sqrt{\sigma_0} \frac{\pi \cdot d_b^2 \cdot \alpha \sqrt{E}}{16th \left( \frac{4\ell_b}{d_b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{E}} \right)} \quad (33)$$

и напряжений в шпильке, вызванных действием изгибающего момента

$$\sigma_M = 2\sqrt{\sigma_0} \frac{\alpha \sqrt{E}}{th \left( \frac{4\ell_b}{d_b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{E}} \right)} \quad (34)$$

В формулах (33) и (34) приняты следующие обозначения:  $\sigma_0$  — напряжение в болте от усилий предварительной затяжки;  $\ell_b$ ,  $d_b$  — длина и диаметр шпильки;  $E$  — модуль упругости стали шпильки.

Было выяснено, что наибольшие напряжения в шпильке возникают обычно в месте вворачивания ее в корпус. Эти формулы могут быть применены и к болтам фланцевого соединения, но при этом в качестве длины  $\ell_b$  следует подставлять, в силу симметрии соединения, толщину фланца  $t_f$ .

Как видно из формулы (34), напряжения изгиба в болте (шпильке) уменьшаются при увеличении соотношения длины болта к его диаметру. Применительно к фланцевым со-

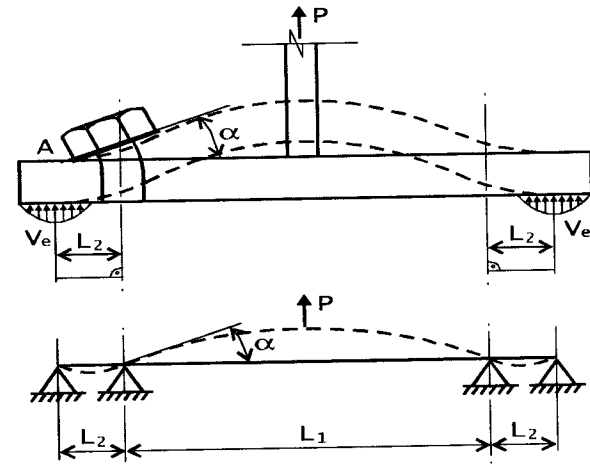


Рис. 8. К определению влияния изгиба фланца на усилия в болте

единениям это означает, что влияние изгиба в соответствии с работой [4] наиболее опасно для тонких фланцев, что в сочетании с их большей деформативностью по сравнению с толстыми фланцами, требует осторожного подхода к расчету болтов таких соединений.

В отличие от работы [4], при определении изгибающих напряжений в болтах фланцевых соединений, неизвестной величиной является угол перекоса опорных поверхностей  $\alpha$ . В нашем случае этот угол зависит от толщины фланцев, расстояния между болтом и примыкающими элементами двутавра (пролет фланца), внешнего усилия, приложенного к соединению и т. д. Существенным усложнением задачи является влияние самого затянутого болта на деформации фланца.

Учитывая сложность задачи, попробуем оценить влияние деформаций фланцев на изгиб болта, принимая некоторые упрощающие допущения, а именно (рис. 8):

1. Расчетную модель фланца примем в виде трехпролетной шарнирно-опертой балки, средний пролет которой равен расчетному пролету фланца  $L_1$ , а крайние пролеты  $L_2$  равны расстоянию от оси болта до центра приложения рычажных сил;

2. Трехпролетная балка нагружена сосредоточенной силой  $P$ , передающейся от присоединяемого элемента и приложенной в центре среднего пролета;

3. Угол поворота фланца  $\alpha$  определяется как усредненный угол на участке, равном ширине головки болта. При этом считается, что точка А, расположенная на внешней стороне болта, не перемещается;

4. При определении угла перекоса  $\alpha$  рассматривается предельное состояние фланца с учетом допустимого уровня развития упругих или пластических деформаций в средней зоне фланца;

5. Считается, что фланцы плоские и при затяжке в болтах возникают только растягивающие напряжения, а изгибные напряжения равны нулю.

При повороте головки болта на угол  $\alpha$  в его теле возникает изгибающий момент

$$M = \frac{3\alpha \cdot E_b \cdot J_b}{\ell_b}, \quad (35 \text{ а})$$

где  $E_b$  — модуль упругости стали болта.

При  $J_b = \frac{\pi \cdot d_b^4}{64}$  и  $\ell_b = t_{fl}$  найдем:

$$M = \frac{3\alpha \cdot E_b \cdot \pi \cdot d_b^4}{64 \cdot t_{fl}}. \quad (35 \text{ б})$$

Напряжения, вызываемые изгибом стержня болта

$$\sigma_M = \frac{M}{W_b} = \frac{3\alpha \cdot E_b \cdot d_b}{2t_{fl}}, \quad (36)$$

где  $W_b = \frac{\pi \cdot d_b^3}{32}$  — момент сопротивления сечения болта.

Угол перекоса опорных поверхностей болта  $\alpha$  определялся в соответствии с разделом 3.7. Для наиболее распространенных фланцевых соединений с болтами М 24 установленных с шагом  $a = 7$  см, при достижении напряжений в средней части фланца расчетного сопротивления  $R_{yfl}$ , угол  $\alpha$  приблизительно равен:

$$\alpha \approx \frac{1}{680} \cdot \frac{R_{yfl} \cdot L_1^3}{t_{fl} \cdot E}, \quad [\text{кг, см}], \quad (37)$$

где  $R_{yfl}$  и  $E$  — расчетное сопротивление и модуль упругости стали фланца.

Напряжения в болте от момента  $M$  (без учета влияния его изгибной жесткости на деформирование фланцев) найдутся как

$$\sigma_M \approx \frac{1}{227} \cdot \frac{R_{yfl} \cdot L_1^3 \cdot d_b}{t_{fl}^2} \cdot \frac{E_b}{E}, \quad \text{кг/см}^2. \quad (38)$$

Для приближенного учета влияния изгибной жесткости болта на деформации фланца, введем поправочный коэффициент, зависящий от соотношения погонной изгибной жесткости фланца  $i_{fl}$  и болта

$$i_b \rho = \frac{i_{fl}}{i_{fl} + i_b}, \quad (39)$$

где  $i_{fl} = \frac{EJ}{0.5L_1} = \frac{E \cdot a \cdot t_{fl}^3}{6L_1}$  — для фланца; (40 а)

$$i_b = \frac{E_b \cdot J_b}{\ell_b} = \frac{\pi \cdot E_b \cdot d_b^4}{64t_{fl}} \quad \text{— для болта.} \quad (40 \text{ б})$$

Тогда изгибные напряжения в болте будут равны:

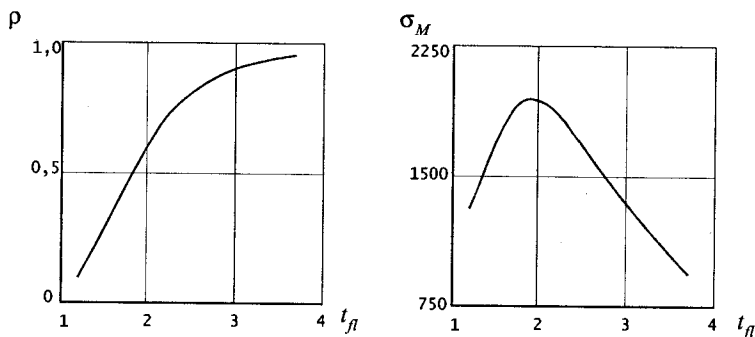
$$\sigma_M \approx k_M \frac{\rho}{227} \cdot \frac{R_{yfl} \cdot L_1^3 \cdot d_b}{t_{fl}^2} \cdot \frac{E_b}{E}, \quad \text{кг/см}^2. \quad (41)$$

Здесь  $k_M$  — эмпирический коэффициент, учитывающий предварительное натяжение и шаг болтов, разницу между фактическим и теоретическим углом поворота головки болта и т.д. В зависимости от величины и соотношения этих параметров величина коэффициента  $k_M$  может существенно колебаться. Для заданных ранее условий можно принимать  $k_M \approx 0,3 \div 0,6$ , в среднем  $k_M \approx 0,5$ .

Для фланцев с различной толщиной и при вышеназванных условиях, величина поправочного коэффициента  $\rho$  приведена в табл. 3. Там же приведены значения изгибных на-

Таблица 3. Поправочный коэффициент  $\rho$  и изгибные напряжения  $\sigma$  в болте фланцевого соединения

$t_{fl}$ , см	1,2	1,6	2,0	2,4	2,8	3,2	3,6
$\rho$	0,14	0,34	0,56	0,73	0,83	0,89	0,93
$\sigma_M$ , кг/см <sup>2</sup>	1310	1784	1865	1677	1410	1161	956

Рис. 9. Графики изменения коэффициента  $\rho$  и изгибных напряжений  $\sigma_M$  в болте в зависимости от толщины фланца  $t_{fl}$ 

пряжений в высокопрочных болтах, при напряжениях во фланцах, равных расчетному сопротивлению  $R_{yfl}$  и при  $k_M \approx 0,5$ . На рис. 9 представлены графики изменения коэффициента  $\rho$  и изгибных напряжений в болте  $\sigma_M$  в зависимости от толщины фланца.

Как видно из таблицы и графиков, изгибные напряжения в болтах имеют экстремум при определенной толщине фланца, уменьшаясь для более тонких или более толстых фланцев. Максимальное напряжение  $\sigma_M = 865$  кг/см<sup>2</sup> возникает для фланцев толщиной около 2 см, что составляет около 17 % от предела прочности стали 40X «Селект», равного 11 000 кг/см<sup>2</sup>. Учитывая, что расчетное сопротивление высокопрочных болтов назначается равным 0,7 от их предела прочности, можно считать, что их прочности с учетом изгиба обеспечены.

При динамических или циклических нагрузках, а также при воздействии низких температур следует рекомендовать введение дополнительного коэффициента условия работы  $\gamma_c = 0,85-0,9$ . Вопрос работы болтов в таких фланцевых соединениях требует дальнейшего изучения.

## Литература

1. Грудев И.Д. Прочность фланцевых соединений элементов открытого про фила. Труды международного коллоквиума «Болтовые и специальные монтажные соединения в стальных строительных конструкций» М, 1989. Т.2. С. 7—15.
2. Бирюлов В.В., Катюшин В.В., Силенко В.П. Экспериментальные исследования фланцевых соединений металлических балок на высокопрочных болтах. Ж. «Известия ВУЗов. Строительство и архитектура», 1986. № 6. С. 18—23.
3. Рекомендации по расчету, проектированию и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций. М. ЦБНТИ. 1989. 52 с.
4. Биргер И.А., Иосилевич Г.Б. Резьбовые и фланцевые соединения. М. Машиностроение, 1990. 366 с.
5. Вейнблат Б.М. Высокопрочные болты в конструкциях мостов. М. Транспорт, 1971. 153 с.
6. Illgner K.H., Beelich K.H. Einfluss Überlagerter Biegung auf die Haltbarkeit von Schraubenverbindungen/konstruktion. 1966. Ig. 18.

### 3.10. РАСЧЕТ ФЛАНЦЕВЫХ СОЕДИНЕНИЙ НА ПОПЕРЕЧНУЮ СИЛУ

При расчете фланцевых соединений на действие поперечной силы следует рассматривать три расчетных сечения (рис. 1):

- 1) Сечение соединяемых элементов в непосредственной близости от фланца;
- 2) Сечение по сварным швам, прикрепляющим фланец к двутавру;
- 3) Сечение между контактирующими поверхностями фланцев;

Условие прочности фланцевого соединения имеет вид:

$$Q \leq Q_{ef,i} \quad (1)$$

где  $Q$  — поперечная сила, действующая на фланцевое соединение;  $Q_{ef,i}$  — расчетная несущая способность  $i$ -го сечения.

В первом расчетном сечении поперечные силы передаются, в основном, через стенки соединяемых двутавров. Предельная поперечная сила, воспринимаемая стенкой, может приблизительно определяться как для обычных сечений, удаленных от фланцевого соединения

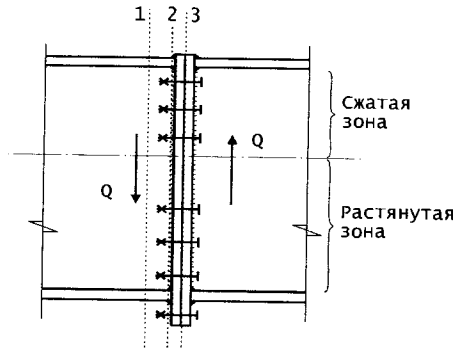


Рис. 1. К расчету фланцевого соединения на поперечную силу

$$Q_{ef1} \approx t_w \cdot h_w \cdot R_s \cdot \gamma_{fl}, \quad (2)$$

где  $t_w$  и  $h_w$  — толщина и высота стенки;  $R_s$  — расчетное сопротивление стали срезу  $R_s = 0,58R_y$ ;  $\gamma_{fl} = 0,9$  — коэффициент условия работы, учитывающий особенности напряженного состояния зоны стенки вблизи фланца.

При установке ребра в растянутой части соединения, часть поперечной силы будет передаваться через это ребро. При этом предельная поперечная сила, воспринимаемая сечением соединяемых элементов найдется как

$$Q_{ef1} \approx (t_w \cdot h_w + t_s \cdot h_s) R_s \cdot \gamma_{fl}, \quad (3)$$

где  $t_s$  и  $h_s$  — толщина и высота ребра.

Предельная поперечная сила  $Q_{ef2}$ , воспринимаемая сварными швами, равна суммарной несущей способности этих швов, расположенных вдоль стенки. Расчет швов, прикрепляющих фланец к соединяемым элементам, производится аналогично расчетам сварных швов опорных ребер балок в соответствии нормами [1]. Влияние дополнительных касательных и нормальных напряжений в сварных швах, возникающих при изгибе фланца в растянутой зоне соединения, можно учесть введением коэффициента условия работы швов  $\gamma_c = 0,9+0,95$ .

При расчете соединения по сечению 3, проходящему между контактирующими поверхностями фланцев, следует

учитывать следующие факторы, влияющие на величину расчетной поперечной силы  $Q_{ef3}$ :

— силы трения  $Q_{fr}$  между фланцами в сжатой зоне соединения;

— нагрузку  $Q_{bp}$  и  $Q_{bs}$  воспринимаемую силами трения для болтов сжатой и растянутой зон соединения;

— нагрузку  $Q_V$ , воспринимаемую силами трения, возникающими при действии рычажных сил  $V$ .

Таким образом, суммарная величина расчетной поперечной силы в зоне контакта фланцев найдется как

$$Q_{ef3} = Q_{fr} + Q_{bp} + Q_{bs} + Q_V. \quad (4)$$

Найдем составляющие формулы (4).

Силы трения  $Q_{fr}$  в сжатой зоне соединения

$$Q_{fr} = \mu \cdot N_p, \quad (5)$$

где  $\mu$  — коэффициент трения, принимаемый как для фрикционных соединений в зависимости от обработки контактирующих поверхностей фланцев согласно [1];  $N_p$  — суммарное усилие обжатия фланцев.

Усилие  $N_p$  определим, учитывая формы эпюры напряжений в околофланцевой зоне рассмотренные в разделе 3.2.

$$N_p = A_f \cdot \sigma_f + k \cdot \xi \cdot h_{ef} \cdot t_w \cdot \sigma_f, \quad (6a)$$

где  $\sigma_f$  — напряжение в сжатой полке;  $k$  — коэффициент, зависящий от расчетной формы эпюры напряжений в стенке сжатой зоны:  $k = 0,5$  — для треугольной эпюры;  $k = 0,333$  — для вогнутой параболической эпюры;  $k = 1,0$  — для прямоугольной эпюры.

Учитывая, что  $\alpha = A_f / h_w \cdot t_w$  и приравнивая  $\sigma_f = R_y$  найдем:

$$N_p = R_y \cdot h_w \cdot t_w (\alpha + k \cdot \xi). \quad (6b)$$

Расчетная поперечная сила  $Q_{bp}$ , воспринимаемая болтами сжатой зоны, определится как для фрикционных соединений

$$Q_{bp} = n_p \cdot Q_{bh} \cdot \gamma_{bf}, \quad (7)$$

где  $n_p$  — количество высокопрочных болтов, расположенных в сжатой зоне соединения (на расстоянии менее  $\xi h_{ef}$  от сжатой полки). При  $\xi = 0$  учитываются только болты, расположенные вдоль сжатой полки;  $Q_{bh}$  — расчетное усилие сдвига, воспринимаемое одним высокопрочным болтом и определяемое согласно [1];  $\gamma_{bfl}$  — коэффициент условия работы, учитывающий снижение предварительного напряжения болтов сжатой зоны при нагружении соединения. При наличии остаточных сварочных деформаций фланцев  $\gamma_{bfl} = 0,95$ .

В остальных случаях  $\gamma_{bfl} = 1,0$ .

Расчетную поперечную силу  $Q_{bs}$  следует определять с учетом уменьшения контактных усилий между фланцами в зоне болтов растянутой зоны соединения. В соответствии с решениями раздела 3.9.3, контактные усилия снижаются до величины

$$N_{fli} = P_{bh} - \chi \cdot N_{bi}, \quad (8)$$

где  $N_{bi}$  — усилие, действующее на  $i$ -й болт растянутой зоны и определяемое с учетом расположения болта в соединении.

Усилие сдвига, воспринимаемое одним болтом растянутой зоны, найдется по формуле:

$$Q_{bsi} = \mu \cdot N_{fli}. \quad (9)$$

Суммарная расчетная величина поперечной силы, воспринимаемая болтами растянутой зоны будет равна:

$$Q_{bs} = \sum_{i=1}^{n_s} Q_{bsi}. \quad (10)$$

Для упрощения расчетов можно считать, что все болты растянутой зоны нагружены одинаково. Тогда, с некоторым запасом, найдем

$$Q_{bs} = n_s \cdot Q_{bs \min}, \quad (11)$$

где  $Q_{bs \min}$  — минимальное усилие сдвига, воспринимаемое болтами растянутой зоны.

Расчетные сдвиговые усилия, воспринимаемые рычажными силами  $V$  определяются с учетом результатов, полученных в разделе 3.7. В интегральной форме величина  $Q_V$  найдется как

$$Q_V = \int_{L(\ell)}^{\ell_V} V_{L(\ell)} \cdot d\ell, \quad (12)$$

где  $\ell_V$  — протяженность зоны действия рычажных сил;  $V_L$  — величина рычажных сил.

На практике, в запас несущей способности, можно принимать  $Q_V = 0$ .

## Литература

СНиП II-23—81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М. ЦИТП. 1990. 96 с.

## 3.11. ОСТАТОЧНЫЕ СВАРОЧНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ВО ФЛАНЦЕВЫХ СОЕДИНЕНИЯХ

### 3.11.1. ХАРАКТЕР ОСТАТОЧНЫХ СВАРОЧНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ФЛАНЦЕВ

При приварке фланцев возникают остаточные сварочные напряжения, приводящие к появлению во фланцах грибовидности — одному из наиболее нежелательных дефектов изготовления конструкций (рис. 1).

Величина грибовидности фланцев в зоне болтов равна:

$$u_{in} = 0,5 L_{ef} \cdot \operatorname{tg} \alpha_i, \quad (1)$$

где  $L_{ef} = L - t$  — расчетное расстояние между болтами ( $t$  — толщина полки или стенки двутавра);  $\alpha$  — угол поворота фланца под действием остаточных сварочных деформаций.

Тангенс угла  $\alpha$  можно приближенно найти, используя выражение, приведенное в работе [1]:

$$\operatorname{tg} \alpha \approx \frac{0,075 k_f (b_1 + t_f)}{\left[ 0,075 b_1 + t_f + 3 \left( \frac{t_f}{b_1} \right)^3 \right]}, \quad (2)$$

где  $b_1 = k_f + 0,5t$  — для автоматической или полуавтоматической сварки;  $b_1 = k_f + 0,1(\text{см})$  — при ручной сварке.

Для фланцев толщиной от 16 до 36 мм величина грибовидности может достигать 1—2 мм в зоне постановки бол-

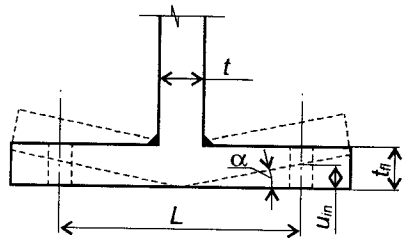


Рис. 1. Остаточные сварочные деформации в Т-образном фланце

тов, при общих деформациях фланцев по кромкам 3—4 мм. В зависимости от последовательности наложения сварных швов могут возникать различные формы деформированной поверхности фланца (рис. 2).

При наложении первого сварного шва изнутри растянутой полки, происходит отгиб фланца наружу (рис. 2 а). После наложения второго шва с внешней стороны полки, фланец частично деформируется в обратную сторону, но общий вид деформаций сохраняется. Общий габарит отправочной марки при этом может увеличиться на 5—8 мм. При монтаже выступающие части деформированных фланцев препятствуют сборке конструкций и поэтому такая форма грибовидности является нежелательной.

На рис. 2 б показан случай, когда первым накладывался шов с внешней стороны полки. Фланец при этом отгибается вовнутрь и, после наложения второго шва изнутри полки, практически сохраняет свое положение. Габарит отправочной марки при этом не изменяется и грибовидность фланцев практически не отражается на сборке конструкций.

Наиболее опасная форма грибовидности показана на рис. 2 в. В этом случае вся контактирующая поверхность фланцев имеет серповидную форму. Контакт между соприкасающимися фланцами происходит либо в одной точке в середине сечения (при выпуклой серповидности) или в двух точках напротив полок двутавра (при вогнутой серповидности), что является недопустимым.

В соответствии с действующими рекомендациями по проектированию фланцевых соединений [2], остаточные сварочные деформации фланцев недопустимы и поэтому при изго-

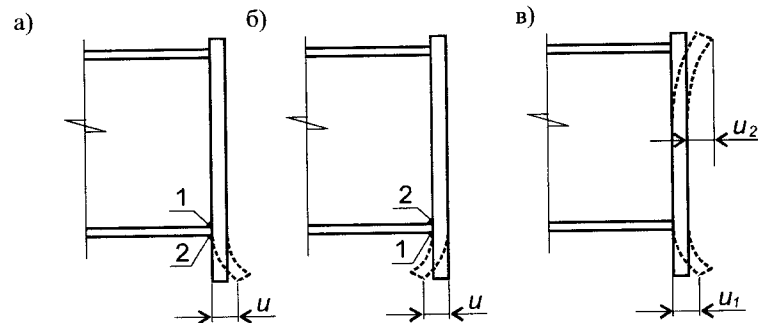


Рис. 2. Формы остаточных сварочных деформаций во фланцах

товлению следует принимать меры по их снижению или исправлению. Наиболее распространенными мерами являются сварка в кондукторах (прижимах), термическая правка, фрезеровка поверхностей фланцев, одновременная приварка двух фланцев при попарной сборке отдельных марок конструкций и т.д. Эти операции являются достаточно трудоемкими, а в случае фрезеровки и металлоемкими, так как здесь для достижения требуемой плоскостности фланцев необходимо снимать от 1 до 4—5 мм металла по всей поверхности.

Для изучения влияния остаточных сварочных деформаций на работу фланцевых соединений автором были проведены специальные исследования, в ходе которых изучалось:

- перераспределение усилий в болтах при их натяжении;
- деформации фланцев и соединяемых конструкций в целом при затягивании болтов;
- работа фланцевых соединений, имеющих остаточные сварочные деформации, под нагрузкой.

При сборке соединений были приняты следующие схемы затяжки болтов: последовательная односторонняя; последовательная двухсторонняя; смешанная. Затяжка болтов производилась динамометрическим ключом; определение усилий в болтах производилось при помощи индикаторов, установленных в специальные отверстия, просверленные по оси болта; деформации фланцев измерялись штангенциркулем и микрометром. Искажение геометрической оси конструкций при затяжке болтов регистрировалось при помощи накладного уровня, отвеса, штангенциркуля и натянутой струны.

В процессе сборки конструкций с грибовидными фланцами установлено:

#### А. По деформациям фланцев:

— для всех соединений, при толщине фланцев от 10 до 28 мм и зазорах между ними по кромкам от 6 до 1 мм соответственно, затягивание болтов с проектным усилием 25 тс приводило к закрытию зазоров по всей высоте соединения или в зоне их установки на части высоты двутавра;

— измерения щупом толщиной 0,1 мм показали, что в зоне болтов обеспечивался плотный контакт между фланцами;

#### Б. По усилиям в болтах:

— при стягивании фланцев болтами происходило снижение предварительного натяжения в соседних, ранее поставленных болтах. Потери натяжения существенно зависели от толщины фланца, величины грибовидности и, в среднем, составляли 20—30 %, т. е. 5—7 тс. Максимальная величина потерь составила 65 % (16,2 тс) для фланцев толщиной 22 мм при грибовидности 1,5 мм. Наибольшие потери предварительного натяжения при всех толщинах фланцев происходили в болтах, расположенных в зоне поясов;

— для толстых фланцев (22—28 мм) при затягивании болтов наблюдалось повышение на 8—15 % усилий в болтах, расположенных с противоположной стороны стенки или полки.

#### В. По общим деформациям соединяемых конструкций:

— в процессе затяжки болтов с одной стороны стенки двутавра происходило искажение общей геометрической оси соединяемых конструкций. Отклонение середины конструкций по отношению к опорным участкам составляло от 16 мм при толщине фланцев 22 мм и выше, до 30 мм для фланцев толщиной 10 мм (тангенс угла искажения оси 0,01—0,02). Затяжка болтов с противоположной стороны стенки практически выравнивала соединяемые элементы, причем в случае толстых фланцев (22 мм и более) остаточные искажения были больше и находились в пределах 2—3 мм (тангенс остаточного угла искажения оси 0,001—0,002). Для тонких фланцев остаточные искажения оси при указанном способе расстановки болтов отсутствовали. При последовательной двухсторонней и смешанной затяжке болтов искажения осей балок в горизонтальной плоскости не происходило;

— смещения полок соединяемых двутавров относительно друг друга не превосходило допустимой величины, регламентируемой [2] и равной 3 мм.

### 3.11.2. ВЛИЯНИЕ ОСТАТОЧНЫХ СВАРОЧНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ НА РАБОТУ ФЛАНЦЕВ ПОД НАГРУЗКОЙ

Далее определим влияние остаточных сварочных деформаций на несущую способность фланцевых соединений. Как и ранее, будем рассматривать Т-образный фланец, стянутый двумя высокопрочными болтами (рис. 3).

Исследуем два предельных случая работы Т-образного фланца:

1) Фланец плоский, т. е. не имеет остаточных сварочных деформаций (грибовидности). При затяжке болтов изгибные напряжения во фланце не возникают (рис. 3 а);

2) Фланец имеет начальную грибовидность, приводящую при затяжке болтов к появлению пластического шарнира в его средней зоне (рис. 3 б).

Для упрощения расчетов примем, что в обоих случаях фланец жестко защемляется затянутыми болтами. Это несколько снижает точность расчета, однако, для сравнительного анализа, такое допущение приемлемо.

Рассмотрим различные этапы работы Т-образного фланца при действии на него нагрузки  $P_f$ .

Деформации плоского фланца в упругой стадии работы  $u_{fl,el}$  определяются как для защемленной балки

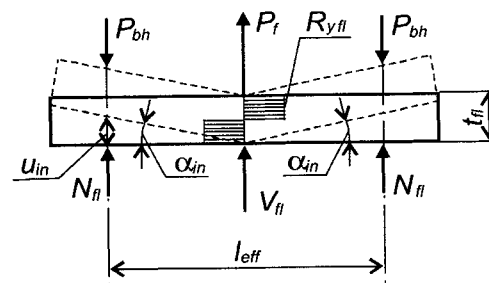


Рис. 3. Усилия в Т-образном фланце с остаточными сварочными деформациями



$$u_{fl\ell} = \frac{P_f \cdot L_{ef}^3}{16E \cdot a \cdot t_{fl}^3}, \quad (3)$$

где  $L_{ef}$  — расчетный пролет фланца;  $E$  — модуль упругости стали фланца;  $a$ ,  $t_{fl}$  — ширина и толщина Т-образного фланца;  $L_{ef}$  — расчетный пролет фланца.

Граничное значение усилия  $P_{fel}$  при котором начинается фибровая текучесть во фланце, определится как

$$P_{fel} = \frac{4R_{yfl} \cdot a \cdot t_{fl}^2}{3L_{ef}}, \quad (4)$$

где  $R_{yfl}$  — расчетное сопротивление стали фланца.

Таким образом, максимальная величина упругого прогиба  $[u_{fl\ell}]$  для гладкого фланца найдется по формуле:

$$[u_{fl\ell}] = \frac{R_{yfl} \cdot L_{ef}^2}{12E \cdot t_{fl}}. \quad (5)$$

Дальнейшее деформирование происходит в упруго-пластической стадии и, в момент образования пластического шарнира, прогиб фланца будет равен

$$u_{ful} = \frac{R_{yfl} \cdot L_{ef}^2}{5.4E \cdot t_{fl}}, \quad (6)$$

что в 2,222 раза больше его максимального упругого прогиба. При этом величина предельной нагрузки  $P_{ful}$  составит

$$P_{ful} = \frac{2R_{yfl} \cdot a \cdot t_{fl}^2}{L_{ef}}. \quad (7)$$

Работа фланца при наличии остаточных сварочных деформаций (грибовидности) более сложна. При затяжке болтов и закрытии зазора между фланцами, часть усилия предварительного натяжения болтов идет на изгибное деформирование фланцев (рис. 3). В результате этого, между фланцами, в их средней части, возникает реактивное усилие отпора

$$V_{fl} = \frac{R_{yfl} \cdot a \cdot t_{fl}^2}{L_{ef}}. \quad (8)$$

Оставшаяся часть предварительного натяжения болтов обжимает фланцы в зоне отверстий с усилием

$$N_{fl} = P_{bh} - 0,5V_{fl}. \quad (9)$$

Деформирование такого фланца начинается только в том случае, когда внешняя нагрузка превысит усилие  $V_{fl}$ , т.е. при  $P_f \geq V_{fl}$  и происходит в два этапа.

На первом этапе работа фланца в зоне болтов протекает упруго, а в средней части — в пластической стадии. Этот этап продолжается до нагрузки

$$P_f = \frac{5R_{yfl} \cdot a \cdot t_{fl}^2}{3L_{ef}}. \quad (10)$$

Деформации при этом растут линейно, до величины

$$u_{fl} = \frac{R_{yfl} \cdot L_{ef}^2}{6E \cdot t_{fl}}. \quad (11)$$

На втором этапе фланец деформируется нелинейно и, при нагрузке

$$P_{ful} = \frac{2R_{yfl} \cdot a \cdot t_{fl}^2}{L_{ef}}, \quad (12)$$

вызывающей в зоне болтов появление шарниров пластичности, прогиб фланца будет равен (работы [4], [5]),

$$u_{ful} = \frac{R_{yfl} \cdot L_{ef}^2}{2.7E \cdot t_{fl}}, \quad (13)$$

что в два раза больше, чем для плоского (гладкого) фланца, не имеющего грибовидности.

Кривые деформирования гладкого фланца и фланца с предельной грибовидностью, представлены на рис. 4.

Сравнивая предельные нагрузки для гладкого и грибовидного фланцев (рис. 4), можно заключить, что остаточная грибовидность не влияет на предельную несущую способность фланца, но увеличивает его деформативность до двух раз.

Развитие шарнира пластичности во фланце при затяжке болтов начнется когда начальная грибовидность превысит некоторое предельное значение

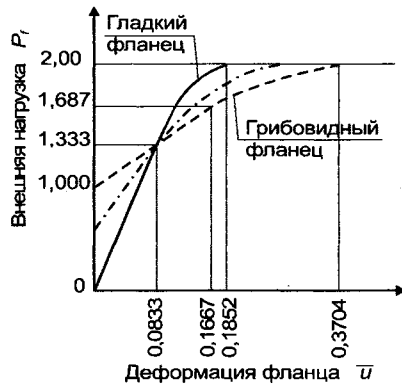


Рис. 4. Зависимости «нагрузка—деформация» для плоских (гладких) и грибовидных фланцев

$$u_{in} \geq u_{inul} = \frac{R_{yfl} \cdot L_{ef}^2}{2,7E \cdot t_{fl}} \quad (14)$$

При меньшей грибовидности, а именно при

$$u_{in} \leq u_{inel} = \frac{R_{yfl} \cdot L_{ef}^2}{6E \cdot t_{fl}}, \quad (15)$$

деформирование фланца будет происходить упруго, а в диапазоне  $u_{inel} < u_{in} < u_{inul}$  — упругопластически.

Очевидно, что при какой-то промежуточной грибовидности, приводящей при затяжке болтов к появлению в средней части фланца упруго-пластических деформаций, кривая деформирования такого фланца будет занимать некоторое промежуточное положение, как это показано на рис. 4.

Анализируя графики «деформация-нагрузка» для фланцев с различной грибовидностью, заметим следующее:

— отношение предельной деформации гладкого и грибовидного фланца к максимальной упругой постоянно для обоих случаев, т.е.

$$\frac{u_{ful}}{[u_{fel}]^*} = \frac{20}{9}; \quad (16 \text{ а})$$

— отношение предельной деформации фланца к его деформации  $[u_{fel}]^*$ , найденной в предположении абсолютно упругой работы стали, также постоянно для обоих случаев

$$\frac{u_{ful}}{[u_{fel}]^*} = \frac{40}{27}. \quad (16 \text{ б})$$

Используя полученные зависимости, можно приближенно найти деформации грибовидного фланца при окончании его упругой работы в зоне болтов и в момент наступления состояния предельного равновесия:

$$u_{fel} \approx \frac{[u_{fel}]^* \cdot R_{yfl} \cdot L_{ef}^2}{E \cdot t_{fl}}; \quad (17)$$

$$u_{ful} \approx 2,222 \cdot u_{fel}, \quad (18)$$

$$\text{где } [u_{fel}]^* = 0,055 \left( 1 - \frac{1}{2 - 1,5V_{fl}^*} \right), \text{ при } V_{fl}^* = \frac{V_{fl} \cdot L_{ef}}{R_{yfl} \cdot t_{fl}}. \quad (19)$$

Для случая  $u_{in} < [u_{inel}]$ , величина реактивного отпора найдется по формуле:

$$V_{fl} = \frac{4u_{in} \cdot a \cdot t_{fl}^3 \cdot E}{L_{ef}}. \quad (20)$$

При этом  $V_{fl}^* \leq 0,666$ . Если  $u_{inel} < u_{in} < u_{inul}$ , реактивный отпор фланцев находится как реакция консоли, деформирующейся в упругопластической стадии на величину  $u_{in}$  [6], [7]. При этом  $0,666 < V_{fl}^* \leq 1,0$ .

На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1. При приварке фланцев в них возникают остаточные сварочные деформации (грибовидность), величина и форма которых зависит от толщины фланцев, порядка наложения сварных швов, режима сварки и т.д.

2. Как показывают теоретические и экспериментальные исследования, грибовидность фланцев, при допущении пластических деформаций, не влияет на их предельную несущую

способность по первому предельному состоянию. Кроме того, наличие грибовидности в ряде случаев может положительно сказаться на работе самих фланцев и соединяющих их болтов при циклических нагрузках (эффект внутреннего предварительного напряжения).

3. Допущение остаточных сварочных деформаций позволяет избежать трудоемких операций по предотвращению или правке грибовидности.

4. При допущении грибовидности во фланцах, следует принимать определенные меры при сварке и монтажной сборке конструкций с целью предотвращения нежелательных форм остаточных сварочных деформаций (порядок наложения сварных швов, последовательность натяжения высокопрочных болтов, контроль их натяжения и т.д.).

## Литература

1. Сахновский М.М. Технологичность строительных сварных конструкций. Киев, «Будівельник», 1980. 264 с.
2. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций. ВНИПИ ПСК, ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова, М., 1988. 79 с.
3. Бирюлев В.В., Катюшин В.В., Силенко В.П. Экспериментальные исследования фланцевых соединений металлических балок на высокопрочных болтах. Ж. «Известия ВУЗов. Строительство и архитектура». № 6 1986. С. 18—23.
4. Paacker J.A., Morris L.J. Discussion of «A Limite State Design Method for The Tension Region of Bolted Beam to Column Connections» 'The Structural Division Engineer». Vol. 56A, No 8. London, England, Aug, 1978 y, pp. 217—223.
5. Sahmel P. Von. «Berechnung geschraubter Rahmenecken und Konsolanschlusse». «Der Stahlbau», 1954, No 3. S. 564—566.
6. Тимошенко С.П., Гере Дж. Механика материалов. Пер. с англ. М. Мир, 1976. 672 с.
7. Ходж Ф.Г. Расчет конструкций с учетом пластических деформаций. Пер. с англ. М. Машгиз, 1963. 380 с.

## 3.12. ФЛАНЦЕВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Фланцевые соединения сжатых элементов обычно конструируют по аналогии с соединениями, подверженными действию изгибающего момента и растягивающей продольной силы, но с уменьшенной толщиной фланцев и количеством болтов. При этом часто считается, что если в соединении нет растягивающих напряжений, то толщину фланцев и количество болтов можно уменьшить до минимума.

В ряде случаев такой подход к проектированию фланцевых соединений сжатых элементов может привести к негативным последствиям. Известно, что любое болтовое соединение обладает некоторой податливостью, определяемой податливостью самих болтов, соединительных элементов, смещением болтов в отверстиях и т. д. Податливость соединений определенным образом влияет на работу конструкций, и, в частности, приводит к перераспределению изгибающих моментов в рамных и других статически неопределимых конструкциях.

Фланцевые соединения, в силу своих конструктивных особенностей, обладают повышенной деформативностью по сравнению со сварными соединениями и болтовыми соединениями на накладках, что связано с изгибом фланцев как поперечно нагруженных пластин. В особой степени это проявляется при изгибе фланцевых соединений двутавровых элементов из плоскости стенки и, поэтому, в дальнейшем будут рассматриваться именно эти случаи.

Влияние податливости фланцевых соединений на работу сжатых элементов заключается в возможном уменьшении величины критической нагрузки по сравнению со сплошными элементами. Этот эффект может проявляться не только для сжатых конструкций типа колонн, стоек и др. (рис. 1 а), но и для сжатых поясов изгибаемых или сжато-изогнутых двутавровых элементов рам в виде снижения критических нагрузок при потере устойчивости по изгибно-крутильной форме (рис. 1 б).

В качестве примера рассмотрим работу центрально-сжатой шарнирно-опертой стойки, имеющей фланцевое соединение в средней части (рис. 2). Расчетную схему такой стойки

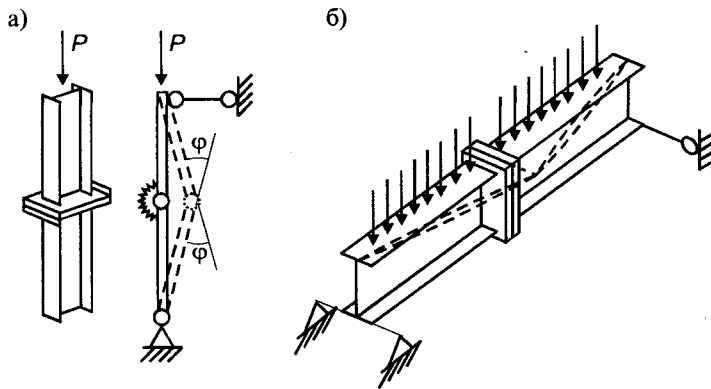


Рис. 1. Влияние податливости на работу сжатых и изгибаемых соединений

ки представим в виде двух стержней, соединенных между собой упруго-податливым шарниром, моделирующим фланцевое соединение. Податливость условного шарнира определяется размерами фланца, количеством болтов, их диаметром, расстановкой в соединении и усилиями предварительного натяжения.

Под действием сжимающей нагрузки, стойка может потерять устойчивость. В зависимости от податливости (жесткости) фланцевого соединения, возможны следующие варианты:

1. Жесткость шарнира достаточно велика и стойка теряет устойчивость, деформируясь как единый сплошной стержень (рис. 2 а).

2. Жесткость шарнира мала и стойка теряет устойчивость в соответствии со схемой на рис. 2 б, «переламываясь» в месте установки фланцевого соединения. Изгибными деформациями отдельных стержней при определении критической нагрузки в этом случае можно пренебречь;

3. Жесткость шарнира имеет некоторое промежуточное значение, при котором необходимо одновременно учитывать изгиб составляющих ее стержней и перегиб в месте фланцевого соединения (рис. 2 в).

Оценивая влияние податливости фланцевых соединений на устойчивость используем свойство симметрии и заменим шарнирно опертую стойку центрально-сжатой консолью, упруго заделанную одним концом (рис. 3).

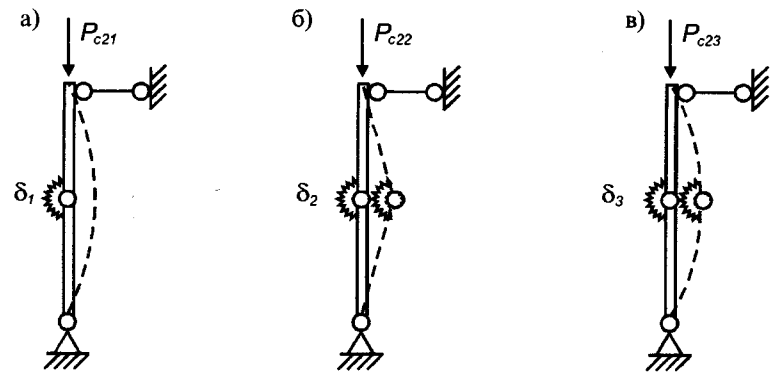


Рис. 2. Возможные формы потери устойчивости стоек с податливыми соединениями

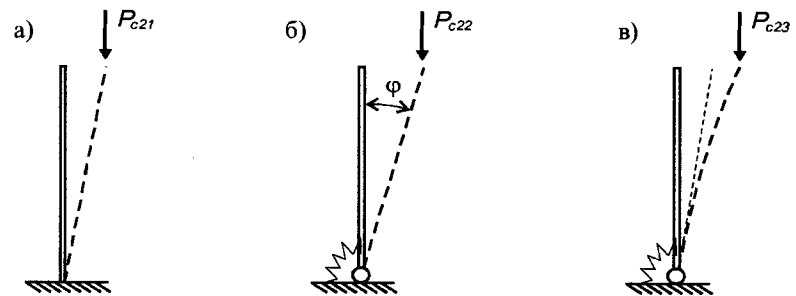


Рис. 3. Расчетные схемы сжатых элементов с податливыми соединениями

Критическая нагрузка  $P_{cr1}$  для первого случая (рис. 2 а) определяется по формуле Эйлера:

$$P_{cr1} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{4l^2}. \quad (1)$$

Для остальных случаев воспользуемся данными, приведенными в работе [1].

Так, во втором случае (рис. 2 б) критическая нагрузка  $P_{cr2}$  находится из нелинейного уравнения:

$$P_{cr2} = \frac{C_M}{l} \cdot \frac{\varphi}{\sin \varphi}, \quad (2)$$

где  $C_M$  — жесткость упругой заделки, равная моменту при повороте опорного сечения на единичный угол;  $\varphi$  — угол поворота стержня.

Для третьего случая (рис. 2 в), критическая нагрузка также определяется из нелинейного уравнения, имеющего вид:

$$k \cdot \ell \cdot \operatorname{tg}(k \cdot \ell) = \frac{\ell \cdot C_M}{E \cdot J}, \quad (3)$$

где  $k = \sqrt{\frac{P_{cr}}{E \cdot J}}$ .

В первых двух случаях (рис. 3 а, б), форма потери устойчивости определяется соотношением жесткости стержня и податливости его заделки. Для определения граничных значений жесткости шарнира при которой потеря устойчивости происходит по первой или второй схеме, в работе [1] вводится понятие относительной жесткости упругого шарнира

$$C_M = \frac{\ell \cdot C_M}{E \cdot J}. \quad (4)$$

Согласно работе [1], с точностью до 3 %, можно считать, что при  $C_M < 0,1$  потеря устойчивости происходит по второй схеме без изгибных деформаций стержня. При  $C_M > 70$  податливостью шарнира можно пренебречь, а устойчивость стержня рассчитывать по формуле Эйлера. В остальных случаях расчеты следует проводить по третьей схеме с учетом изгибных деформаций стержней и жесткости соединяющего их упругого шарнира.

В моделях сжатых стержней с податливыми соединениями, приведенными выше, считалось, что размеры поперечного сечения стержней пренебрежимо малы. Фактически, размеры поперечного сечения оказывают существенное влияние на величину критической силы. Аналогичный случай приведен в разделе 2.7, где рассматривалась задача расчета сжатых стоек, опертых на упругое основание. Расчеты проводились по критерию достижения фибровой текучести в прямоугольном сечении при одновременном действии продольной силы и изгибающего момента. Было выяснено, что

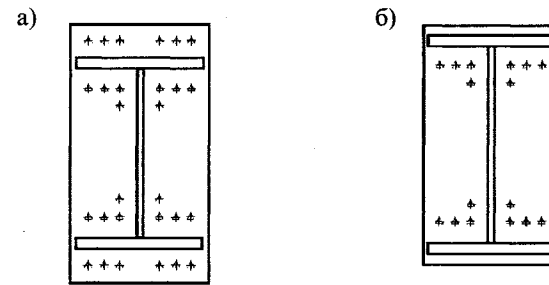


Рис. 4. Основные конструктивные решения фланцевых соединений сжатых элементов

при гибкости, не превышающей определенного значения и при опирании торца стержня на абсолютно жесткое основание, можно считать, что стержень имеет жесткую заделку, даже при отсутствии специальной опорной базы и анкерных болтов.

В силу симметрии фланцевого соединения, можно считать, что здесь реализуется модель абсолютно жесткого основания. Поэтому, при гибкости стержней, меньшей некоторого значения, можно пренебречь влиянием податливости фланцевых соединения на величину критической нагрузки соединяемых элементов. В частности, при  $R_y = 2450 \text{ кг/см}^2$  эта гибкость равна 105; при  $R_y = 3250 \text{ кг/см}^2$  — 91 и так далее.

Согласно действующим нормам, гибкость сжатых и сжато-изогнутых элементов ограничена величиной от 120 до 220, что значительно превышает определенную выше и поэтому при проектировании следует учитывать возможное влияние податливости фланцевых соединений на устойчивость этих элементов.

Для определения податливости фланцевого соединения двутавровых сечений рассмотрим два характерных случая, показанных на рис. 4. В первом случае болты устанавливаются внутри сечения и с наружной стороны полков (рис. 4 а), а во втором только внутри сечения (рис. 4 б).

Определение податливости (жесткости) фланцевого соединения при изгибе из плоскости двутавра представляет сложную задачу, связанную с неопределенностью распределения внутренних усилий в соединении и нелинейной рабо-

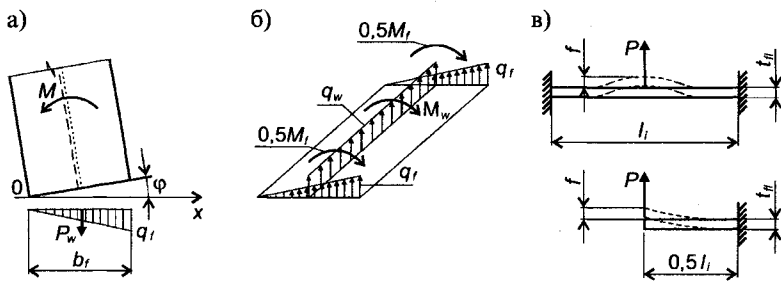


Рис. 5. К определению податливости фланцевого соединения из плоскости стенки двутавра

той самих фланцев при их изгибе. Для решения этой задачи введем упрощающие допущения (рис. 5):

1. Поворот соединения происходит вокруг оси, соединяющей наружные грани полки;

2. Повороту соединения препятствуют реактивные усилия, возникающие в околофланцевом сечении. Распределение реактивных усилий принимается линейным, а их величина зависит от толщины фланца, его расчетного пролета, расстояния от оси поворота соединения и угла этого поворота;

4. Реактивные усилия определяются как для зашпеленных или консольных пластин, нагруженных сосредоточенной силой посередине;

5. Работа зон фланца вблизи полки и стенки предполагается независимой.

6. Для учета фактической работы в теоретические формулы для определения податливости фланцевых соединений вводятся корректирующие коэффициенты, полученные путем численного моделирования.

При действии изгибающего момента  $M$  в плоскости полки двутавра, за счет деформаций фланцев, соединение поворачивается на угол  $\varphi$ . При этом, в околофланцевой зоне возникают реактивные усилия, препятствующие этому повороту. Условие равновесия соединения запишется в виде

$$M = M_f + M_w$$

где  $M_f$  и  $M_w$  — моменты, воспринимаемые фланцем в зоне полки и стенки двутавра соответственно.

Момент  $M_f$  определяется от реактивных усилий  $q_{f \max}$ , действующих вдоль полки двутавра

$$M_f = \frac{2}{3} q_{f \max} \cdot b_f^2 \quad (5)$$

Момент  $M_w$  найдем по результирующей сосредоточенной силе  $P_w$ ,

$$M_w = P_w \cdot \frac{b_f}{2}, \quad (6)$$

где  $P_w = q_w \cdot h_{ew}$ , при  $q_w$  — реактивные усилия, действующие вдоль стенки;  $h_{ew}$  — расчетный участок стенки на котором действуют реактивные напряжения  $q_w$ .

Для определения реактивных напряжений  $q_f$  и  $q_w$  рассмотрим участок фланца единичной ширины, нагруженный посередине сосредоточенной силой  $P$  и зашпеленный на опорах (рис. 5 в).

Деформация такой балки равна:

$$f = \frac{P \cdot \ell_i^3}{192E(1-\mu^2) \cdot J} = \frac{P}{16E(1-\mu^2)} \cdot \left( \frac{\ell_i}{t_{fl}} \right)^3,$$

где  $\ell_i$  — расчетный пролет фланца поперек полки или стенки;  $J$  — момент инерции единичной полоски фланца  $J = t_{fl}^3 / 12$ ;  $E, \mu$  — модуль упругости и коэффициент Пуассона стали фланца.

Сила, необходимая для деформирования расчетной балки на величину  $f$ , равна:

$$P = 16E(1-\mu^2) \left( \frac{t_{fl}}{\ell_i} \right)^3 \cdot f. \quad (8)$$

При  $f = 1$  найдем коэффициент жесткости фланца при изгибе:

$$k_i = 16E(1-\mu^2) \left( \frac{t_{fl}}{\ell_i} \right)^3. \quad (10)$$

Определим реактивные усилия, действующие в расчетном сечении:

— максимальные реактивные усилия  $q_f$ , действующие вдоль полок

$$q_{f \max} = 16E(1 - \mu^2) \left( \frac{t_{fl}}{\ell_{eff}} \right)^3 \cdot b_f \cdot \varphi; \quad (11 \text{ а})$$

— реактивные усилия, действующие вдоль стенки

$$q_w = 16E(1 - \mu^2) \left( \frac{t_{fl}}{\ell_{efw}} \right)^3 \cdot \frac{b_f}{2} \cdot \varphi. \quad (11 \text{ б})$$

Протяженность действия реактивных усилий вдоль стенки примем равной ее высоте  $h_w$  за вычетом участков вблизи полки шириной  $0,5\ell_{eff}$ .

Тогда реактивные моменты  $M_f$  и  $M_w$  будут равны:

$$M_f = \frac{32}{3} E(1 - \mu^2) \left( \frac{t_{fl} \cdot b_f}{\ell_{eff}} \right)^3 \cdot \varphi; \quad (12 \text{ а})$$

$$M_w = 4E(1 - \mu^2) \left( \frac{t_{fl}}{\ell_{efw}} \right)^3 \cdot b_f^2 \cdot (h_w - \ell_{eff}) \cdot \varphi. \quad (12 \text{ б})$$

Жесткость фланцевого соединения для отдельных участков вблизи полок и стенки найдем как величину момента при угле поворота соединения, равном единице, т.е. при  $\varphi = 1$

$$C_{Mf} = \frac{32}{3} E(1 - \mu^2) \left( \frac{t_{fl} \cdot b_f}{\ell_{ef}} \right)^3; \quad (13 \text{ а})$$

$$C_{Mw} = 4E(1 - \mu^2) \left( \frac{t_{fl}}{\ell_{ew}} \right)^3 \cdot b_f^2 \cdot (h_w - \ell_{ef}). \quad (13 \text{ б})$$

Суммарная изгибная жесткость фланцевого соединения будет равна:

$$C_M = C_{Mf} + C_{Mw}. \quad (14)$$

При  $\ell_{eff} \approx \ell_{efw} = \ell$ ;  $E = 2,1 \cdot 10^6$  кг/см<sup>2</sup> и  $\mu = 0,3$  формула (13) примет вид:

$$C_M = 9,23 \cdot 10^6 \beta \cdot \left( \frac{t_{fl} \cdot b_f}{\ell} \right)^3 \cdot \left( \frac{8}{3} + \frac{h_w - \ell}{b_f} \right), \text{ [кгсм]}. \quad (15)$$

где  $\beta$  — корректирующий коэффициент.

При постановке болтов только вдоль стенки, фланец в зоне полок не участвует в восприятии момента  $M$ , что существенно снижает жесткость соединения при изгибе. Изгибная жесткость соединения при этом будет равна:

$$C_M = 7,64 \cdot 10^6 \beta \cdot \left( \frac{t_{fl} \cdot b_f}{\ell_{ew}} \right)^3 \cdot \left( \frac{h_w}{b_f} \right), \text{ [кгсм]}. \quad (16)$$

В тех случаях, когда болты ставятся только с внутренней стороны полки (рис. 4), податливость фланца можно определять по приближенной схеме в виде консольной балки с вылетом  $0,5\ell_{eff}$  (рис. 5 г). Изгибная жесткость фланцевого соединения для этого случая определится как

$$C_{Mf} = \frac{32}{3} E(1 - \mu^2) \left( \frac{t_{fl} \cdot b_f}{\ell_{eff}} \right)^3 \quad (17 \text{ а})$$

$$\text{или } C_M = 2,55 \cdot 10^6 \beta \cdot \left( \frac{t_{fl} \cdot b_f}{\ell_{eff}} \right)^3, \text{ [кгсм]}. \quad (17 \text{ б})$$

При постановке болтов вдоль стенки к величине  $C_{Mf}$ , определяемой по формуле (17 б), следует добавить  $C_{Mw}$  из формулы (13 б).

Фактическая жесткость фланцевых соединений будет несколько ниже, чем определенная по приведенным выше формулам. В основном это обусловлено смещением оси поворота от края полки к середине сечения двутавра; влиянием по-

датливости болтов; неполным включением фланца в работу и т.д. Численное моделирование методом конечных элементов показывает, что корректирующий коэффициент для формул (13)–(17) имеет значение  $\beta \approx 0,5+0,7$  (в среднем  $\beta \approx 0,6$ ).

В качестве примера рассмотрим стойку из двутавра 40Б2 длиной 9 м с фланцевым соединением посередине. Геометрические параметры и характеристики двутавра и фланцевого соединения:  $h_w = 37,6$  см;  $b_f = 16,5$  см;  $J_y = 893$  см<sup>4</sup>;  $t_f = 1,6$  см;  $\ell_{ef} = \ell_{ew} = 9$  см. Изгибная жесткость фланцевого соединения для различных вариантов размещения болтов:

- вдоль стенки и с обеих сторон полков  $C_M = 6,2 \cdot 10^8$  кгсм;  $\bar{C}_M = 295$ ;
- только вдоль полки  $C_M = 2,63 \cdot 10^8$  кгсм;  $\bar{C}_M = 126$ ;
- только с внутренней стороны полков  $C_M = 3,8 \cdot 10^7$  кгсм;  $\bar{C}_M = 18,4$ .

Так как в первых двух случаях  $\bar{C}_M > 70$ , согласно [1] податливость фланцевого соединения не влияет на несущую способность стойки. В третьем случае  $C_M = 30,7 < 70$  и при расчете стойки следует учитывать податливость соединения.

Критическая нагрузка по Эйлеру для рассматриваемого стержня составляет 22,85 т. При учете податливости фланцевого соединения критическая нагрузка определенная из нелинейного уравнения (3) равна 19,9 т. Таким образом податливость соединения, в данном случае, приводит к уменьшению критической нагрузки на 13 %.

Обобщая вышесказанное, можно сделать следующие выводы:

1. Податливость фланцевых соединений, при определенных условиях, может приводить к уменьшению расчетной критической нагрузки для сжатых элементов (колонн, стоек и др.), а также сжатых поясов изгибаемых элементов.

2. Для предотвращения отрицательного влияния податливости фланцевых соединений на несущую способность элементов необходимо принимать конструктивные меры по уменьшению их податливости (расстановка болтов с двух сторон полков и вдоль стенки; увеличение толщины фланцев и т.д.);

3. Податливость фланцевых соединений может не учитываться, когда элементы раскреплены связями, крепящимися в непосредственной близости от фланцевого соединения.

## Литература

1. Алфутов Н.А. Основы расчета на устойчивость. Библиотека расчетчика. М. Машиностроение. 1991. 336 с.

### 3.13. ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ ФЛАНЦЕВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Ниже приводятся практические рекомендации по расчету фланцевых соединений двутавров при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил. Рекомендации разработаны в соответствии с теоретическими и экспериментальными данными, приведенными выше. Для удобства расчетов некоторые алгоритмы изменены; в ряде случаев использованы табличные данные, полученные в результате расчетов по полученным ранее формулам. В работе использованы рекомендации [1], [2] и [3].

Общая схема фланцевого соединения показана на рис. 1.

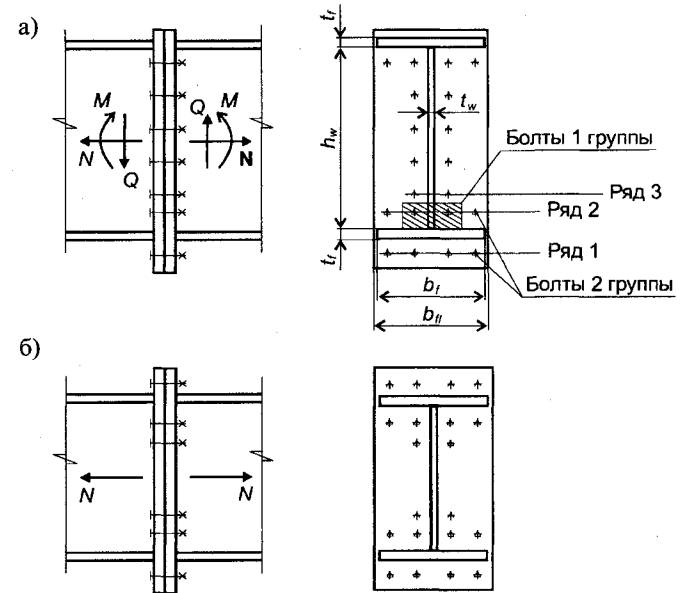


Рис. 1. Общая схема фланцевого соединения: а) при совместном действии изгибающих моментов и продольной силы; б) при действии продольной силы



### 3.13.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ И ПОЛОЖЕНИЯ НЕЙТРАЛЬНОЙ ОСИ ВО ФЛАНЦЕВОМ СОЕДИНЕНИИ НА ГРУЖЕННОМ ИЗГИБАЮЩИМ МОМЕНТОМ И ПРОДОЛЬНОЙ СИЛОЙ

Определение внутренних усилий и положения нейтральной оси во фланцевом соединении балок и рам производится в соответствии с представленными алгоритмами, где:

$M$ ,  $N$  — изгибающий момент и продольная сила, действующие на соединение;

$h_w$ ,  $t_w$ ,  $b_f$  и  $t_f$  — высота и толщина стенки, ширина и толщина полки двутавра;

$h_{ef} = h_w + t_f$  — расчетная высота сечения двутавра;

$d_b$  — диаметр высокопрочного болта;

$k_{ff}$ ,  $k_{fw}$  — катеты сварных швов вдоль растянутой полки и стенки;

$L_p$ ,  $L_w$  — расстояние между осями болтов поперек полки и стенки;

$L_{eff}$ ,  $L_{efw}$  — расчетные пролеты фланца поперек полки и стенки:

$$L_{eff} = L_f - t_f - 1,3k_{ff} - 0,5d_b; L_{efw} = L_w - t_w - 1,3k_{fw} - 0,5d_b$$

$\alpha = t_f \cdot b_f / t_w \cdot h_{ef}$  — отношение площадей полки и стенки;

$\beta_t = t_w / t_f$  — отношение толщины стенки к толщине полки;

$k_\ell = L_{eff} / L_{efw}$  — отношение расчетных пролетов фланца;

$\psi_0 = \alpha + 0,25$ ;  $\theta_0 = 2\alpha + 1$  — параметры соединения;

$\psi = M / R_y \cdot t_w \cdot h_{ef}^2$ ;

$\theta = N / R_y \cdot t_w \cdot h_{ef}$  — параметры нагруженности соединения изгибающим моментом и продольной силой;

$\omega = \psi / \psi_0$ ;  $\nu = \theta / \theta_0$  — коэффициенты относительной нагруженности сечения двутавра изгибающим моментом и продольной силой;

$\omega_\lambda$  — значение коэффициента  $\omega$ , при котором в стенке возникают пластические деформации;

$\omega_{\xi=0}$  — значение коэффициента  $\omega$ , при котором нейтральная ось соединения перемещается в сжатую полку;

$\nu_f$ ;  $\nu_p$ ;  $\nu_w$  — отношение напряжений, действующих в растянутой и сжатой полках и в растянутой зоне стенки к расчетному сопротивлению стали двутавра;

$\xi$  — относительная высота сжатой зоны соединения.

### Алгоритм определения положения нейтральной оси и внутренних усилий во фланцевом соединении, нагруженном изгибающим моментом и продольной силой

Определение параметров фланцевого соединения по приведенным выше формулам.	
$\omega_\lambda = \frac{\alpha \cdot \beta_t + 0,5(1 - \theta)}{\psi_0}$	
$\omega \leq \omega_\lambda$	$\omega > \omega_\lambda$
$\lambda = \frac{k_\ell}{\beta_t}$	Определение $\omega_{\max}$ по табл. 1
	$\lambda = \frac{\omega_{\max} - \omega}{\omega_{\max} - \omega_\lambda} \left( \frac{1}{\beta_t} - 1 \right) + 1$
$\omega_{\xi=0} = \frac{\alpha^2 + 0,5\lambda + 0,5\alpha \cdot \theta}{\psi_0(\alpha + \lambda)}$	
$\omega \geq \omega_{\xi=0}$	$\omega < \omega_{\xi=0}$
$\xi_{\max} = 0,5(1 - \theta)$	$\xi = 0$
$\xi = \xi_{\max} \frac{\omega - \omega_{\xi=0}}{\omega_{\max} - \omega_{\xi=0}}$	$\nu_p = \frac{\psi_0 \cdot \alpha(\alpha + \lambda) + 0,5\alpha \cdot \theta}{\alpha(\alpha + 0,5\lambda)}$
$\nu_f = \frac{\alpha + \xi + \theta}{\alpha + \lambda - \lambda \cdot \xi}$	$\nu_f = \frac{\theta + \alpha \cdot \nu_p}{\alpha + \lambda}$
$\nu_w = \lambda \cdot \nu_f \leq 1$	
Продолжение расчета (определение толщины фланца, расчет болтов, сварных швов и т.д.)	

Таблица 1. Максимальные значения коэффициента  $\omega_{\max} = f(\nu)$

$\nu$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\omega_{\max}$	1,0	0,99	0,94	0,87	0,76	0,65	0,52	0,38	0,26	0,13	0

### Алгоритм определения внутренних усилий во фланцевом соединении, нагруженном продольной силой

Определение параметров фланцевого соединения по приведенным выше формулам.	
$N_\lambda = R_y \cdot t_w \cdot h_w \left( 1 + \frac{2\beta_t \cdot \alpha}{k_\ell} \right)$	
$N \geq N_\lambda$	$N < N_\lambda$
$v_f = \frac{\theta_N - 1}{2\alpha}$	$\lambda = \frac{k_\ell}{\beta_t}$
$\lambda = \frac{1}{v_f}$	$v_f = \frac{\theta_N}{2\alpha + \lambda}$
$v_w = \lambda \cdot v_f \leq 1$	
Продолжение расчета (определение толщины фланца, расчет болтов, сварных швов и т.д.)	

#### 3.13.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТОЛЩИНЫ ФЛАНЦА

Толщина фланцев определяется по методу предельного равновесия с учетом действия касательных напряжений, неполного защемления фланцев из-за податливости болтов (интегральный коэффициент  $k_1$ ) и допустимого уровня развития упругих или пластических деформаций (коэффициент  $k_2$ ) по формуле:

$$t_{fl} = k_1 \cdot k_2 \cdot t_{fl0}, \quad (1)$$

где  $t_{fl0}$  — начальная толщина фланца, определяемая по методу предельного равновесия;

$$t_{fl0} = \sqrt{\frac{2v_f \cdot \Psi_V \cdot R_y}{\Psi_T \cdot R_{yfl}}}, \quad (2)$$

здесь:

Таблица 2. Значения коэффициента  $k_1$

$t_{fl0}$ , см	1,2	1,8	2,4	3,0	3,6
$L_{ef} = 6$ см	1,05	1,11	1,20	1,24	1,29
$L_{ef} = 9$ см	1,02	1,06	1,12	1,17	1,21

— для фланцевых соединений балок и рам при  $M \neq 0$  и  $N \neq 0$ :

$$\Psi_V = t_f (b_f + 0,5\lambda \cdot \beta_t \cdot (1 - \xi) \cdot h_{ef}); \quad (3a)$$

$$\Psi_T = 4 \frac{b_{fl}}{L_{ef}} + 1,5 \frac{k_\ell}{k_{he}}. \quad (3b)$$

Для фланцевых соединений с подкрепляющими ребрами и (или) при постановке болтов на части высоты стенки, параметры  $\Psi_V$  и  $\Psi_T$  определяется в соответствии с разделом 3.4.

— для фланцевых соединений растянутых двутавров при  $M = 0$  и  $N \neq 0$

$$\Psi_V = 2(t_f b_f + \lambda \cdot t_w \cdot h_{ef}); \quad (4a)$$

$$\Psi_T = 4 \frac{2b_{fl} + h_{ef} \cdot k_\ell}{L_{ef}}. \quad (4b)$$

$k_1$  — коэффициент, определяемый по табл. 2, в зависимости от начальной толщины фланца  $t_{fl0}$  и его расчетного пролета поперек полки  $L_{ef}$ ;  $k_2$  — коэффициент, зависящий от уровня допустимых напряжений или пластических деформаций во фланце:

— для упругой стадии

$$k_2 = \sqrt{\frac{1,5}{C_\sigma}}, \quad (5a)$$

где  $C_\sigma = \sigma_{lim} / R_{yfl}$ . Здесь  $\sigma_{lim} \leq R_y$  — допустимое напряжение во фланце, определяемое расчетом на хрупкую прочность, выносливость и т.д. При  $\sigma_{lim} = R_y$   $k_2 = 1,225$  — для упруго-пластической стадии

$$k_2 = \sqrt{\frac{1.5}{C_\epsilon}}, \quad (5)$$

при  $C_\epsilon = 1,5(1 - 1/3\epsilon_{\max}^2)$ ; здесь  $\epsilon'_{\max} = \epsilon_{\max} \cdot E / R_{\text{пл}}$  — максимальная относительная пластическая деформация, определяемая в соответствии с [4] и [5]. Для нормальных условий эксплуатации согласно [5]  $\epsilon' = 4,516$  и  $C_\epsilon = 1,475$ .

Окончательная толщина фланца назначается с учетом действующего сортамента на листовую сталь и конструктивных требований. Минимальную толщину фланцев рекомендуется принимать не менее 12 мм.

### 3.13.3. РАСЧЕТ ФЛАНЦЕВЫХ СОЕДИНЕНИЙ НА ПОПЕРЕЧНУЮ СИЛУ

а) При расчете фланцевых соединений на поперечную силу рассматривается три расчетных сечения (рис. 2):

— сечение соединяемых элементов в непосредственной близости от фланцев (сечение 1);

— сечение, проходящее по сварным швам, прикрепляющим фланец к конструкции (сечение 2);

— сечение, проходящее между контактирующими поверхностями фланцев (сечение 3).

Условие прочности соединения при действии поперечной силы

$$Q \leq Q_{ef,i}, \quad (6)$$

где  $Q$  — поперечная сила, действующая на соединение;  $Q_{ef,i}$  — расчетная поперечная сила, воспринимаемая  $i$ -м сечением.

б) Расчетная поперечная сила  $Q_{ef1}$ , воспринимаемая сечением 1:

— без подкрепляющего ребра

$$Q_{ef1} = \frac{2}{3} R_s \cdot t_w \cdot h_{ef}, \quad (7)$$

где  $t_w$  и  $h_w$  — толщина и высота стенки двутавра;  $R_s$  — расчетное сопротивление стали стенки на срезу

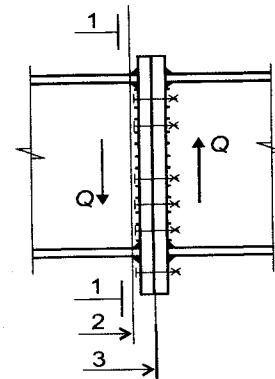


Рис. 2. К расчету фланцевого соединения на поперечную силу

— с подкрепляющим ребром

$$Q_{ef1} = \left( \frac{2}{3} \cdot t_w \cdot h_{ef} + t_s \cdot h_s \right) \cdot R_s, \quad (8)$$

где  $t_s$  и  $h_s$  — толщина и высота подкрепляющего ребра.

в) Расчетная поперечная сила  $Q_{ef2}$ , воспринимаемая сечением 2:

$$Q_{ef2} = \gamma_c \cdot \sum N_{wi} \cdot \ell_i, \quad (9)$$

где  $N_{wi}$  — несущая способность 1 см сварного шва, определяемая в соответствии с работой [4] или [6];  $\ell_i$  — расчетная длина  $i$ -го сварного шва (см);  $\gamma_c = 0,95$  — дополнительный коэффициент условия работы, учитывающий влияние изгибных напряжений во фланце на работу сварного шва.

г) Расчетная поперечная сила  $Q_{ef3}$ , воспринимаемая сечением 3:

$$Q_{ef3} = Q_{Np} + Q_{bp} + Q_{bs} + Q_V, \quad (10)$$

где  $Q_{Np}$  — поперечная сила, воспринимаемая силами трения между фланцами в сжатой зоне соединения:

$$Q_{Np} = \mu \cdot N_p, \quad (11)$$

здесь  $\mu$  — коэффициент трения. Для необработанных поверхностей фланцев  $\mu = 0,25$ ;  $N_p$  — контактные усилия между фланцами в сжатой зоне соединения

$$N_p = A_p \cdot R_y, \quad (12)$$

$$\text{где: при } \xi \neq 0: A_p = t_f \cdot b_f + \frac{1}{3} t_w \cdot h_{ef} \cdot \xi; \quad (13 \text{ а})$$

$$\text{при } \xi = 0: A_p = t_f \cdot b_f. \quad (13 \text{ б})$$

$Q_{bp}$  — поперечная сила, воспринимаемая болтами сжатой зоны соединения:

$$Q_{bp} = n_{bp} \cdot Q_{bh} \cdot \gamma_c, \quad (14)$$

где  $n_{bp}$  — количество болтов в сжатой зоне соединения;  $Q_{bh}$  — несущая способность высокопрочных болтов на сдвиг, определяемая согласно [4];  $\gamma_c = 0,95$  — коэффициент условия работы высокопрочных болтов в сжатой зоне соединения, учитывающий снижение предварительного натяжения этих болтов при нагружении соединения внешними усилиями;

$Q_{bs}$  — поперечная сила, воспринимаемая болтами растянутой зоны:

$$Q_{bs} = \mu \cdot \sum_1^{n_{bs}} N_{bs1(2)}, \quad (15)$$

где  $n_{bs}$  — количество болтов в растянутой зоне соединения;  $N_{bs1(2)}$  — контактные усилия обжатия фланцев болтами в растянутой зоне, определяемые отдельно для 1-й и 2-й групп болтов

$$N_{bs1(2)} = P_{bh} - (1 - \chi) \cdot N_{b1(2)}, \quad (16)$$

при  $P_{bh}$  — усилие предварительного натяжения высокопрочных болтов;  $\chi$  — коэффициент основной нагрузки для затянутых высокопрочных болтов. Для болтов М 24 из стали 40Х «Селект»  $\chi \approx 0,196 - 0,016 t_{fl}$ . Для болтов другого диаметра и марки стали величина  $\chi$  определяется в соответствии с разделом 3.9;  $N_{b1(2)}$  — нагрузки, передающиеся на

болты 1-й и 2-й групп;  $Q_V$  — поперечная сила, воспринимаемая силами трения, возникающими при действии рычажных сил в растянутой зоне соединения:

$$Q_V = \mu \cdot \sum_1^{n_{bs}} V_i, \quad (17)$$

где  $V_i$  — рычажные усилия:  
— в растянутой полке:

$$V_{fi} = a \cdot k_N \cdot v_f \cdot R_{yfl} \cdot C_{\sigma(\epsilon)}; \quad (18 \text{ а})$$

— в растянутой зоне стенки:

$$V_{wi} = c \cdot k_N \cdot \lambda \cdot v_f \cdot R_{yfl} \cdot C_{\sigma(\epsilon)}; \quad (18 \text{ б})$$

при  $a$  — расстояние между болтами вдоль полки, определяемое в соответствии с рисунком 1. Для болтов, расположенных вдоль стенки  $a = c$ ;  $C_{\sigma(\epsilon)}$  — параметр, зависящий от допустимого уровня развития упругих или пластических деформаций во фланце (см. п. 2 настоящего раздела).

Расчет фланцевых соединений балок и рам с учетом  $Q_{bs}$  и  $Q_V$  производится в том случае, когда усилий  $Q_{Np}$  и  $Q_{bp}$  недостаточно для восприятия поперечной силы  $Q$ . Для фланцевых соединений растянутых элементов расчетное усилие  $Q_V$  учитывается в том случае, когда усилия  $Q_{bs}$  недостаточно для восприятия внешней перерезывающей силы  $Q$ .

д) Расчет фланцевых соединений сжатых элементов на поперечную силу.

Для фланцевых соединений сжатых элементов расчет на поперечную силу производится по трем сечениям в соответствии с формулой (6) настоящего раздела:

— для первого расчетного сечения

$$Q_{ef} = R_s \cdot t_w \cdot h_w \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma}{R_y}\right)^2}, \quad (19)$$

где  $\sigma$  — напряжения в сжатом элементе, вычисляемое без учета коэффициента продольного изгиба;  $R_s$  — расчетное сопротивление стали стенки срезу.

— для второго расчетного сечения расчет производится в соответствии с пунктом «в»;

— для третьего расчетного сечения

$$Q_{ef} = Q_{Np} + Q_{bp}, \quad (20)$$

где  $Q_{Np}$  — определяется по формуле (11) при  $N_p = A \cdot \sigma$  и при  $A$ , равной полной площади сечения элемента;  $Q_{bp}$  — определяется по формуле (14) при  $n_{bp} = n_b$  — количество болтов в соединении.

### 3.13.4. РАСЧЕТ БОЛТОВ ФЛАНЦЕВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

а) Несущая способность высокопрочных болтов фланцевых соединений определяется по формуле:

$$N_{bef} = R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c, \quad (21)$$

где  $R_{bh}$  — расчетное сопротивление болтов, определяемое в соответствии с работами [3] и [4];  $A_{bn}$  — площадь сечения болта, нетто;  $\gamma_c$  — коэффициент условия работы высокопрочных болтов во фланцевом соединении, учитывающий влияние изгиба:  $\gamma_c = 0,95$ .

б) В зависимости от расположения в соединении болты делятся на три группы:

**Группа 1:** болты, расположенные во входящих углах, образованных полкой и стенкой двутавра, либо полкой и подкрепляющим ребром:

**Группа 2:** болты, расположенные на свободных участках фланца вдоль полки или в растянутой зоне соединения:

**Группа 3:** болты, расположенные в сжатой зоне фланцев.

Для соединений балок и рам обязательному расчету подлежат болты 1-й и 2-й групп 1-го и 2-го рядов, а при увеличенном шаге и болты, расположенные вдоль стенки (3-й и последующие ряды болтов).

Для фланцевых соединений растянутых элементов рассматриваются все болты.

в) Полное усилие, действующее на растянутые болты определяется по формулам:

— для болтов 1 группы:

$$N_{b1} = N_{bf} + N_{bw}; \quad (22)$$

— для болтов 2 группы:

$$N_{b2} = N_{bf} + N_{bv}; \quad (23)$$

где  $N_{bf}$  — усилие, передающееся с растянутой полки на отдельный болт

$$N_{bf} = \frac{v_f \cdot R_y \cdot A_f}{n_{bf}}, \quad (24)$$

$N_{bw}$  — усилие, передающееся на болты 1-й группы с примыкающего участка стенки (ребра):

$$N_{bw} = 0.5 \lambda \cdot v_f \cdot R_y \cdot c \cdot t_w, \quad (25)$$

$N_{bv}$  — дополнительная нагрузка на болты 2 группы от рывкающего усилия, возникающего в деформированном фланце

$$N_{bv} = a \cdot K_N \cdot v_f \cdot R_{yfl} \cdot C_{\sigma(\epsilon)} [\text{кг}], \quad (26)$$

где, в формулах (24)÷(26):  $v_f$  — относительное напряжение в растянутой полке;  $\lambda v_f$  — относительное напряжение в растянутой зоне стенки. При  $\lambda v_f > 1$  следует принимать  $\lambda v_f = 1$ ;  $A_f$  — площадь растянутой полки, см<sup>2</sup>;  $n_{bf}$  — количество болтов, расположенных с обеих сторон растянутой полки;  $a, c$  — расчетная длина участка полки ( $a$ ) или стенки ( $c$ ), примыкающей к рассматриваемому болту, см;  $R_y, R_{yfl}$  — расчетное сопротивление стали двутавра и фланца, кг/см<sup>2</sup>;  $C_{\sigma(\epsilon)}$  — параметр, определяемый согласно п. 2 настоящего раздела.

При упругой работе фланцев  $C_{\sigma(\epsilon)} = 1$ ;  $K_N$  — параметр, определяемый по табл. 3 при условии соблюдения расстояния от оси болта до края фланца не менее величины  $a_2$ ;

г) Проверка прочности болтов 1 и 2 групп производится по формуле:

$$N_{b1(2)} \leq N_{bef}, \quad (27)$$

где  $N_{b1(2)}$  — суммарное усилие в затянутом болте 1 или 2 группы от предварительного натяжения и действующих на него внешних нагрузок:

Таблица 3. Значения коэффициента  $K_N$  (1/см)

$t_p$ , см	1,2	1,6	2,0	2,4	2,8	3,2	3,6
$K_N$	0,061	0,080	0,096	0,112	0,133	0,149	0,163
$a_z$ , см	2,8	3,9	5,0	6,2	7,4	8,6	10,0

$$N_{bti} = P_{bh} + N_{bd1(2)}, \quad (28)$$

при  $P_{bh}$  — усилие предварительного натяжения болтов.  
— для болтов 1 группы:

$$N_{bd1} = N_{b1} \cdot \chi; \quad (29 \text{ а})$$

— для болтов 2 группы:

$$N_{bd2} = N_{b2} \cdot \chi. \quad (29 \text{ б})$$

д) Расчетное усилие предварительного натяжения высокопрочных болтов определяется по двум критериям:

— по критерию прочности болтов:

$$P_{bh \max} = N_{bef} - N_{bd1(2)}; \quad (30)$$

— по критерию сохранения контакта между фланцами в зоне болтов:

$$P_{bh \min} = N_{b1(2)} \cdot (1 - \chi) \cdot \gamma_{rel}, \quad (31)$$

где  $N_{b1}$  и  $N_{b2}$  — полное усилие, действующее на болты 1-й и 2-й групп, определяемое по формулам (22) и (23);  $\gamma_{rel} = 0,95$  — коэффициент, учитывающий релаксацию напряжений в затянутом болте.

Окончательно, величина предварительного натяжения болтов. При соблюдении условий (30) и (31) принимается одинаковой:  $P_{bh} \leq P_{bh \max}$ . При  $P_{bh \min} \geq P_{bh \max}$  следует либо принимать больший диаметр болтов, либо увеличивать их количество, либо применять болты из более прочной стали, либо изменять конструктивное решение или местоположение фланцевого соединения.

## 3.13.5. РАСЧЕТ СВАРНЫХ ШВОВ

В соответствии с работой [2], для прикрепления фланцев к конструкциям следует применять угловые сварные швы. Швы с К-образной разделкой кромки полок двутавра могут применяться при соответствующих обоснованиях.

Расчет сварных швов, прикрепляющих фланцы к соединяемым элементам, производится отдельно для полок, стенки и подкрепляющего ребра, в соответствии с работами [4] и [6] с учетом глубины проплавления корня шва на 2 мм по трем сечениям (рис. 3):

— по металлу шва (сечение 1):

$$\sigma_{wf} = \frac{N_w}{\beta_f \cdot (k_f + 0,2 \text{ см}) \cdot \ell_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c; \quad (32 \text{ а})$$

— по металлу границы сплавления с профилем (сечение 2):

$$\sigma_z = \frac{N_w}{\beta_z \cdot k_f \cdot \ell_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c; \quad (32 \text{ б})$$

— по границе сплавления шва с фланцем в направлении толщины проката (сечение 3):

$$\sigma_{th} = \frac{N_w}{(k_f + 0,14 \text{ см}) \cdot \ell_w} \leq R_{th} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c. \quad (32 \text{ в})$$

В формулах (32 а) + (32 в) приняты следующие обозначения:

$\ell_w$  — расчетная длина шва:

— для полок двутавра:

$$\ell_w = 2(b_f - 1 \text{ см});$$

— для стенки двутавра:

$$\ell_w = 2(h_w - 1 \text{ см});$$

— для подкрепляющего ребра:

$$\ell_w = 2(h_s - 1 \text{ см});$$

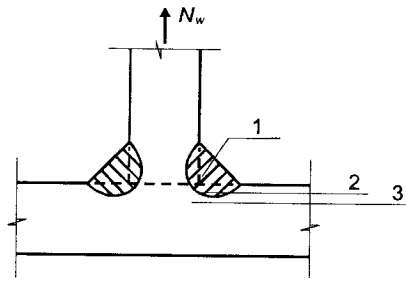


Рис. 3. Схема расчетных сечений сварных швов

$N_w$  — усилие, действующее на рассматриваемый шов;  
— для полки двутавра:

$$N_w = v_f \cdot R_y \cdot b_f \cdot t_f$$

— для стенки двутавра:

$$N_w = \lambda \cdot v_f \cdot R_y \cdot (1 - \xi) h_{ef} \cdot t_w$$

— для подкрепляющего ребра:

$$N_w \approx \lambda \cdot v_f \cdot R_y \cdot h_s \cdot t_s$$

где  $b_f$ ,  $h_w$  и  $h_s$  — ширина полки и высота стенки двутавра и подкрепляющего ребра соответственно;  $t_f$ ,  $t_w$  и  $t_s$  — толщина полки, стенки двутавра и подкрепляющего ребра соответственно;  $\gamma_{wf}$ ,  $\gamma_{wz}$ ,  $\gamma_c$ ,  $\beta_f$ ,  $\beta_z$  — коэффициенты, определяемые в соответствии с работой [4];  $R_{wf}$ ,  $R_{wz}$  — расчетные сопротивления угловых швов условному срезу по металлу шва и металлу границы сплавления с профилем, определяемые согласно [4];  $R_{th}$  — расчетное сопротивление стали фланца в направлении толщины проката, определяемое в соответствии с работами [3] и [4];  $\gamma_c$  — коэффициент условия работы сварного шва фланца, учитывающий дополнительные напряжения в шве от изгиба фланца ( $\gamma_c \approx 0,9 \div 0,95$ ).

Сварные швы вдоль стенки профиля дополнительно рассчитываются на совместное действие усилий, определяемых в формулах (32 а, б, в) и поперечной силы  $Q$ , действующей на соединение по формулам:

$$\tau_f = \sqrt{\sigma_{wf}^2 + \tau_{wf}^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c; \quad (33 \text{ а})$$

$$\tau_z = \sqrt{\sigma_{wz}^2 + \tau_{wz}^2} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c; \quad (33 \text{ б})$$

$$\tau_{th} = \sqrt{\sigma_{th}^2 + \tau_{th}^2} \leq R_{th} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c, \quad (33 \text{ в})$$

где  $\tau_f$ ,  $\tau_{wz}$ ,  $\tau_{th}$  определяются по формулам (32 а)+(32 б) путем подстановки  $Q$  вместо  $N$ .

## Литература

1. Проектирование фланцевых соединений на высокопрочных болтах балок и рам, ферм с поясами из двутавров и тавров. (В.В. Бирюлев, В.В. Катюшин, А.В. Бажанов, В.П. Силенко). НИСИ им. В.В. Куйбышева. Новосибирск, 1986. 32 с.
2. Руководство по проектированию, изготовлению и сборке монтажных фланцевых соединений стропильных ферм с поясами из широкополочных двутавров. ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова. М. 1982. 52 с.
3. Рекомендации по расчету, проектированию и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций. М. ЦБНТИ. 1989. 52 с.
4. СНиП II-23—81\* Стальные конструкции. Нормы проектирования. М. 1989. 96 с.
5. Рекомендации по расчету стальных конструкций на прочность по критериям ограниченных пластических деформаций. Изд. 2-е, доп. и перераб. ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова. М., 1985. 36 с.
6. Пособие по расчету и конструированию сварных соединений стальных конструкций (к главе СНиП II-23—81). ЦНИИСК им. В.В. Кучеренко. М. 1984. 40 с.

## 4. ПРОГОНЫ В ЗДАНИЯХ С КАРКАСАМИ ИЗ РАМ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

### 4.1. СИСТЕМЫ ПРОГОНОВ В ЗДАНИЯХ С КАРКАСАМИ ИЗ РАМ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

Прогонны являются одними из важнейших конструкций здания, на которые приходится существенная часть общей массы каркаса. Как справедливо отмечал Н.С. Стрелецкий: «...прогон является ведущим звеном всей конструкции шатра и как таковой он заслуживает первейшего внимания» [1]. Действительно, эффективность конструктивных решений системы прогонов во много определяет общий расход стали на каркас и это связано даже, не столько с самими прогонами, но, в большей степени, с основными несущими конструкциями.

Рассмотрим каркас здания пролетом  $L$ , состоящий из основных несущих рам и кровельных прогонов сплошного сечения (рис. 1). Проанализируем изменение общей массы каркаса  $M_{\Sigma}$ , равной сумме масс рам  $M_p$  и прогонов  $M_{np}$  при изменении шага самих рам  $b$ .

С увеличением шага рам растет пролет прогонов  $b$ . При этом масса прогонов также начинает расти, причем здесь можно выделить как бы два этапа. Как показано в данной работе (раздел 4.2), при относительно небольшом пролете прогона, его масса определяется прочностью и увеличивается прямо пропорционально пролету (участок 1 на графике). При достижении некоторого пролета, сечение прогона определяется его предельными деформациями, а масса будет ускоренно расти пропорционально пролету в степени  $4/3$  (участок 2). Указанные зависимости довольно хорошо описывают изменение массы прогонов из гнутых и прокатных профилей.

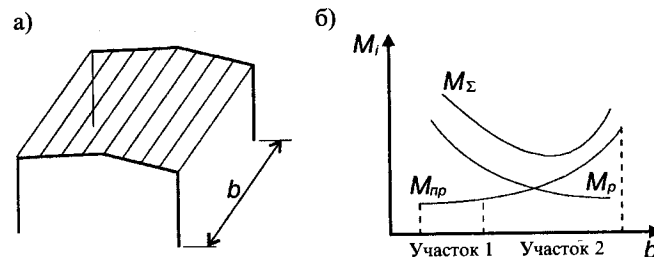


Рис. 1. К определению эффективного шага рам

Увеличение шага приводит и к увеличению массы одной рамы. Однако, расход стали от рам на  $1 \text{ м}^2$  здания уменьшается приблизительно пропорционально степени  $2/3$  от увеличения шага (нагрузки на раму). Здесь действует правило: чем больше шаг рам, тем меньше расход стали на них. Следует отметить еще и тот положительный факт, что при увеличении шага рам, определяющим фактором, влияющим на их сечение, становится расчет на прочность, а факторы связанные с деформативностью и конструктивными ограничениями, оказывают все меньшее влияние.

Из этого видно, что одним из основных сдерживающих факторов на пути уменьшения суммарной массы каркаса является ускоряющийся рост массы прогонов. Оптимальным путем является применение эффективных статических схем прогонов, позволяющих одновременно уменьшить их массу и намного увеличить критический пролет, когда сечение прогона определяется общей деформативностью.

Для различных зданий общая доля стеновых и кровельных прогонов по массе составляет от 25 до 40%. Таким образом, повышение эффективности прогонной системы зданий является одним из основных путей снижения общей металлоемкости здания. В целом, здесь возможны следующие основные варианты:

1. Уменьшение массы прогонов за счет применения эффективных сечений;
2. Уменьшение расчетных усилий в прогоне и его деформаций, а следовательно, его массы, за счет применения эффективных расчетных схем.



3. Включение прогонов в общую работу каркаса и уменьшение, за счет этого, массы других конструкций, выполняющих ранее эти функции;

4. Комбинация различных вариантов.

Беспрогонные системы каркасов здесь не рассматриваются.

При выборе статических схем и конструктивных решений прогонов следует учитывать то, что их число в зданиях достигает многих сотен и тысяч, что на одно из первых мест выдвигает требования простоты их изготовления и монтажа. Ниже будут рассматриваться только прогоны сплошного сечения, выполняемые из прокатных или гнутых профилей.

Повышение экономичности профилей прогонов, в основном связано с использованием тонкостенных гнутых сечений. Этим вопросам посвящены обширные исследования, например, [3], и др. и поэтому здесь они не рассматриваются.

Эффективным путем снижения массы прогонов является применение неразрезных схем. В основном различают два типа неразрезных схем: без локального увеличения сечения над опорами и с локальным увеличением сечения. Такие схемы широко применяются при строительстве зданий из деревянных конструкций, для которых из-за низкого модуля упругости древесины, вопросы деформативности стоят очень остро [2].

Неразрезные прогоны без локального увеличения сечения над опорами обычно выполняются по двухпролетной схеме  $2 \times 6$  м, что обусловлено обычными транспортными габаритами, равными 12 м (рис. 2 а). Применение многопролетных прогонов без локального усиления связано с необходимостью устройства относительно сложного монтажного стыка, что в условиях массового применения прогонов нецелесообразно.

Основным преимуществом двухпролетных прогонов является их пониженная деформативность по сравнению с однопролетными. Так, деформации двухпролетной балки в 2,5 раза меньше, чем деформации однопролетной балки такого же сечения. Используя зависимости, полученные в данной работе (раздел 4.2) можно определить, что максимальное снижение массы двухпролетных прогонов при этом составит  $2,5^{0,33} = 1,36$  раз.

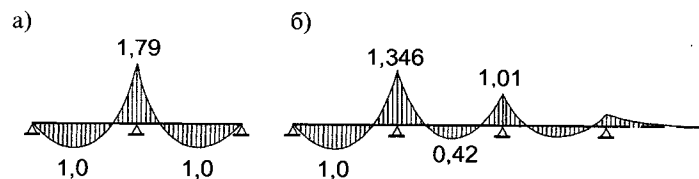


Рис. 2. Изгибающие моменты в неразрезных двух- и многопролетных прогонах

Таким образом, применение двухпролетных прогонов без локального усиления сечения над опорой выгодно при относительно небольших нагрузках, когда определяющим является второе предельное состояние.

Вместе с тем, анализ эпюры изгибающих моментов в двухпролетных прогонах показывает, что определяющим является опорный момент, действующий на относительно небольшом участке над средней опорой. При этом опорный момент в 1,79 раза превышает пролетный (рис. 2 а), что приводит к излишним запасам несущей способности прогонов в пролете, а следовательно, к повышенному расходу стали.

Дальнейшего снижения массы прогонов можно достигнуть за счет применения неразрезных многопролетных прогонов с перехлестом отдельных отправочных элементов на опорах (рис. 2). В этом случае на опоре образуется двойное сечение, что в большей степени соответствует распределению изгибающих моментов в неразрезных балках.

Среди зарубежных производителей зданий из стальных конструкций наибольшее применение неразрезные прогоны нашли в зданиях фирмы «BUTLER», «Robertson» и др. При этом прогоны имеют Z-образное сечение, которые позволяет вкладывать прогоны друг в друга при их перехлесте над опорами (рис. 3 а). Аналогичные решения применяются и в зданиях промышленной компании ВЕНТАЛЛ (Россия).

При отсутствии Z-профилей неразрезные прогоны можно выполнять из прокатных или гнутых швеллеров. Это решение широко применяется на объектах фирмы УНИКОН (рис. 3 б). Необходимо отметить, что благодаря развитому в поперечном направлении симметричному опорному сечению, образованному из двух швеллеров, появляется возможность увеличить несущую способность прогонов на опорах

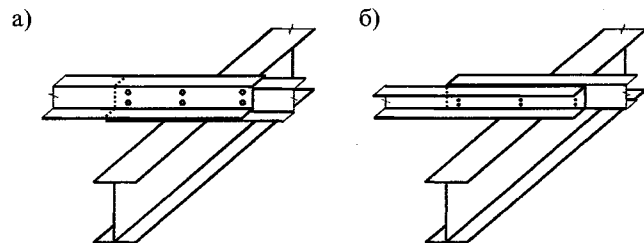


Рис. 3. Нерезные прогоны из Z-образных профилей и швеллеров

за счет учета пластической стадии работы (в среднем на 7—12 %), а также увеличить крутильную жесткость и общую устойчивость таких прогонов по изгибно-крутильной форме.

Применение нерезных двух- или многопролетных прогонов требует особого подхода к определению нагрузок на основные рамы каркаса, а также к расчету самих прогонов.

Наиболее близкой расчетной схемой будет нерезная балка с податливыми монтажными соединениями, опирающаяся на упруго-податливые опоры. Опорные реакции такой балки являются нагрузкой для расчета самих рамных конструкций. На величину опорных реакций будут оказывать влияние следующие факторы:

- различие в деформациях рамы вдоль пролета, особенно в середине пролета и вблизи стоек;
- различия в деформациях соседних рам, обусловленные разницей опорных реакций прогонов как нерезных балок;
- существенные различия в деформациях рамы и конструкций торцевого фахверка, на которые опирается крайний нерезной прогон.

Первым фактором можно пренебречь, так как жесткость опор вдоль каждой нитки прогонов одинакова, а следовательно, будут примерно одинаковы и опорные реакции (за исключением крайних пролетов).

Как показывают расчеты, наибольшее влияние на перераспределение изгибающих моментов в нерезных прогонах оказывает последний фактор. Однако и здесь возможны конструктивные мероприятия, которые в значительной мере могут компенсировать это негативное влияние.

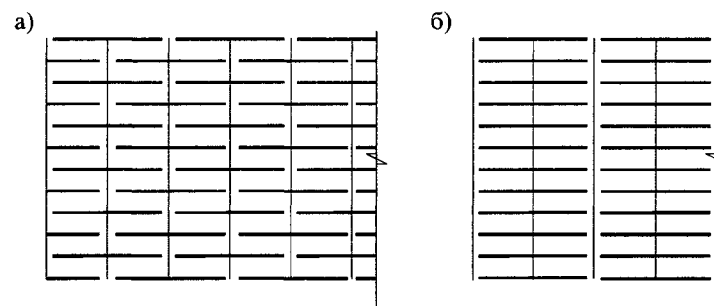


Рис. 4. Схемы расположения двухпролетных прогонов

Таким образом, наиболее существенным является различие в величине опорных реакций прогона, которые, в данном случае, могут быть определены как для обычной нерезной балки на жестких опорах. Погрешность применения такой расчетной схемы не превышает 5—8 %, что является вполне достаточным при сравнительном анализе.

Наибольшая неравномерность опорных реакций наблюдается у двухпролетных прогонов. Для одиночного двухпролетного прогона разница нагрузки на среднюю опору в 3,33 раза больше, чем на крайнюю. Для цепочки таких прогонов эта разница меньше, но все же достигает 1,67 раза (рис. 4 б).

Таким образом, рамы, находящиеся под средней опорой двухпролетных прогонов нагружены в 1,67 раза больше, чем соседние. Это приводит либо к перерасходу стали на рамы, либо к необходимости изготовления различных рам, под конкретную нагрузку, действующую на них.

В качестве оптимального решения, может быть рассмотрена расстановка двухпролетных прогонов в шахматном порядке, как это показано на рис. 4 а. При этом нагрузки на каждую из рам примерно выравниваются, что позволяет их сделать одинаковыми и относительно легкими. Крайние однопролетные прогоны, необходимые при такой схеме, выполняются усиленными.

Для многопролетных прогонов с равными пролетами перегрузка второй опоры (рамы) составляет приблизительно 16 % по сравнению с последующими рамами. Такая разница в загрузке приводит к некоторому утяжелению рам (около 8—10 %) и в ряде случаев, например, для коротких

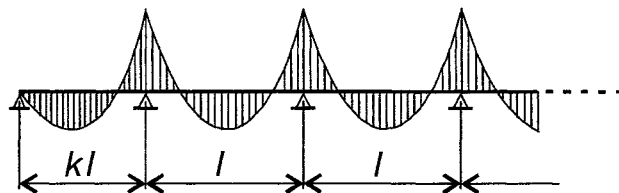


Рис. 5. Изгибающие моменты в прогонах с уменьшенным крайним пролетом

зданий с малым числом рам, может не учитываться. Для длинных зданий, суммарный перерасход стали на рамы может быть значительным, и поэтому следует принимать определенные меры для его сокращения.

Также, в многопролетных прогонах с одинаковыми пролетами, наиболее нагруженным является первый пролет, где изгибающие моменты в 1,7 раза превышают изгибающие моменты в средних пролетах. Назначение сечений всей цепочки прогонов по максимальному моменту приводит к большому перерасходу металла.

Снижение расхода стали на рамы и прогоны, при сохранении одинакового шага, можно добиться следующими способами:

1. Для снижения расхода стали на рамы: индивидуальный подбор сечения первой, второй и остальных рам в соответствии с действующими на них нагрузками;

2. Для снижения расхода стали на прогоны:

— установка в первом пролете усиленных прогонов, подобранных в соответствии с действующими усилиями;

— увеличение толщины сечений в первом пролете для прогонов из гнутых профилей;

— применение стали повышенной прочности для прогонов первого пролета;

— установка дополнительных прогонов в первом пролете.

Универсальным способом, позволяющим добиться снижения расхода стали одновременно на прогоны и рамы, является уменьшение первого и последнего шагов рам по сравнению с промежуточными и уменьшением за счет этого крайних пролетов неразрезных прогонов. Это позволяет выровнять как изгибающие моменты в прогонах, так и их

опорные реакции, т.е. нагрузки на рамы. На рис. 5 показано распределение изгибающих моментов и опорных реакций для равнопролетных прогонов и прогонов с уменьшенным крайним пролетом ( $k < 1$ ).

Величина коэффициента  $k$  назначается из условий:

$$M_{np1} \approx M_{npi} \approx 0,5M_{on2} \approx 0,5M_{oni}, \quad (1)$$

где  $M_{np1}$ ,  $M_{npi}$  — изгибающие моменты в первом и следующих пролетах;  $M_{on2}$ ,  $M_{oni}$  — изгибающие моменты на второй и следующих опорах.

Для неразрезных прогонов из швеллеров при упругопластической работе опорных участков, имеющих форму двутавра, формула (1) приобретает вид:

$$M_{np1} \approx M_{npi} \approx 0,5c_x \cdot M_{on2} \approx 0,5c_x \cdot M_{oni}, \quad (2)$$

где  $c_x \geq 1$  — коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в сечениях и определяемые согласно [4]: для прокатных швеллеров  $c_x \approx 1,1$ ; для гнутых швеллеров  $c_x \approx 1,12$ ; для Z-образных прогонов следует принимать  $c_x = 1,0$ .

При работе прогонов в упруго-пластической стадии следует учитывать соответствующее перераспределение изгибающих моментов. Однако, из-за удвоенного опорного сечения эффект от этого перераспределения будет почти в два раза меньше, чем для балок постоянного сечения, и им можно пренебречь.

Знак приближенного равенства в формуле (1) означает, что добиться абсолютного выравнивания изгибающих моментов только за счет изменения крайнего пролета не удастся, но следует стремиться к тому, чтобы их разница не превышала дискретности сортамента прогонов из гнутых или горячекатаных профилей.

Для статического расчета неразрезных прогонов приводится таблица, по данным которой можно определить изгибающие моменты в прогонах, их опорные реакции и деформации:

— изгибающие моменты:

$$M_i = q \cdot L^2 \cdot M_i^*, \quad (3)$$

Таблица 1. Данные для определения усилий и деформаций в неразрезных прогонах при упругой стадии работы

$k$	Моменты в пролетах		Моменты на опорах		Опорные реакции			Деформации прогонов	
	$M_1^*$	$M_2^*$	$M_B^*$	$M_C^*$	$R_A^*$	$R_B^*$	$R_C^*$	$f_1^*$	$f_2^*$
$k = 1,0$	0,078	0,034	0,106 0,053	0,074 0,039	0,394	1,134	0,96	0,0064	0,0016
$k = 0,9$	0,060	0,038	0,093 0,046	0,081 0,041	0,35	1,06	0,99	0,0040	0,0022
$k = 0,85$	0,052	0,040	0,087 0,043	0,082 0,041	0,32	1,03	1,00	0,0030	0,0025
$k = 0,8$	0,044	0,042	0,082 0,041	0,084 0,042	0,30	1,00	1,00	0,0021	0,0027

Для  $M_B^*$  и  $M_C^*$  верхнее число — суммарный изгибающий момент, нижнее число — расчетный изгибающий момент для подбора сечения прогона.

$$\text{— опорные реакции: } R_i = q \cdot L \cdot R_i^*; \quad (4)$$

$$\text{— деформации: } f_i = q_n \cdot L^4 \cdot f_i^*. \quad (5)$$

где  $L$  — пролет рядового прогона;  $k$  — отношение крайнего и рядового пролетов;  $q$ ,  $q_n$  — расчетная и нормативная распределенные нагрузки, действующие на прогон.

Как видно из таблицы, максимальное выравнивание изгибающих моментов достигается при  $k \approx 0,8$ .

## Литература

1. Стрелецкий Н.С. «Новые идеи и возможности в металлических промышленных конструкциях» в книге «Избранные труды». М., Стройиздат. 1975. 424 с.
2. Деревянные конструкции. Под ред. Г.Г. Карлсена. М. Стройиздат. 1961. 644 с.
3. Гнутые профили проката. Справочник. Под ред. И.С. Тришевского. М. Металлургия. 1980. 352 с.
4. СНиП II—23—81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М. ЦИТП. 1991. 96 с.
5. Брудка Я., Лубиньски М. Легкие стальные конструкции. М. Стройиздат, 1974. 342 с.

## 4.2. ОСНОВНЫЕ ЗАВИСИМОСТИ МЕЖДУ НАГРУЗКОЙ И ПАРАМЕТРАМИ СЕЧЕНИЙ ГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ

Для определения оптимальных статических схем прогонов, рассмотрим основные зависимости между внешними усилиями, действующими на прогоны и параметрами их сечений. Далее будут рассмотрены только прогоны из холодногнутой профилей. Основное внимание уделим относительной эффективности той или иной статической схемы — разрезной и неразрезной; с равными и с различными пролетами. При этом будем учитывать только усилия, действующие в плоскости стенки прогона, считая, что его раскрепление из плоскости изгиба достаточны для обеспечения общей устойчивости.

Рассмотрим наиболее распространенные прогоны в виде гнутых швеллеров и Z-профилей (рис. 1).

Моменты сопротивления  $W_x$  и инерции  $J_x$  для этих сечений одинаковы, и поэтому полученные результаты будут относиться к ним одновременно. Влияние отгибов, обеспечивающих местную устойчивость полок и закруглений в месте сопряжения полок и стенки на геометрические характеристики профилей незначительно и для данного анализа может не учитываться.

Геометрические характеристики гнутых профилей определим по приближенным формулам:

$$\text{— площадь сечения } A \approx (2B + H) \cdot t; \quad (1 \text{ а})$$

$$\text{— момент сопротивления } W_x \approx \frac{t \cdot H^2}{6} + t \cdot B \cdot H; \quad (1 \text{ б})$$

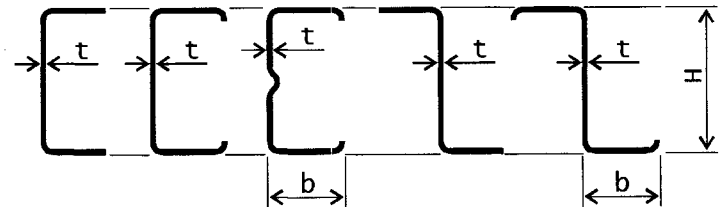


Рис. 1. Основные типы сечений прогонов из гнутых профилей

$$\text{— момент инерции } J_x \approx \frac{t \cdot H^3}{12} + \frac{t \cdot B \cdot H^2}{2}; \quad (1 \text{ в})$$

$$\text{— развертка сечения } L \approx 2B + H. \quad (1 \text{ г})$$

В дальнейшем, геометрические характеристики сечений будем определять при условной единичной толщине ( $t = 1$ ), что вполне допустимо для тонкостенных сечений. Геометрические характеристики профилей с единичной толщиной обозначим через  $A_1$ ,  $W_1$  и  $J_1$  соответственно.

Определим оптимальное соотношение между высотой сечения и шириной полки профиля при заданной ширине развертки  $L$ , исходя из условий максимальной несущей способности при изгибе.

Из формулы (1 г), найдем ширину полки

$$B = 0,5(L - H). \quad (2)$$

Тогда момент сопротивления сечения будет равен

$$W_1 = \frac{H^2}{6} + \frac{L - H}{2} \cdot H = 0,5L \cdot H - \frac{H^2}{3}. \quad (3)$$

Для нахождения максимума  $W_1$ , найдем производную от (3) по  $H$  и, приравнявая ее нулю

$$\frac{dW_1}{dH} = 0,5L - \frac{2H}{3} = 0, \quad (4)$$

найдем, что максимальный момент сопротивления для гнутых швеллеров и  $Z$ — профилей достигается при

$$H = 0,75L; \quad B = 0,125L. \quad (5)$$

Подставляя полученные величины  $H$  и  $B$  в формулу (1 б), найдем

$$W_{\max} = \frac{3}{16} t \cdot L^2 \quad (6 \text{ а})$$

$$\text{или, при } t = 1 \quad W_{\max 1} = \frac{3}{16} L^2. \quad (6 \text{ б})$$

Учитывая формулу (6 а), выразим площадь сечения профиля через момент сопротивления  $W_x$ .

$$A = t \cdot L = t \cdot \sqrt{\frac{16W_{\max}}{3t}} \quad (7 \text{ а})$$

или

$$A = 4 \cdot \sqrt{\frac{W_{\max} \cdot t}{3}}. \quad (7 \text{ б})$$

$$\text{При } t = 1 \quad A_1 = 4 \cdot \sqrt{\frac{W_{\max 1}}{3}}. \quad (8)$$

Аналогично найдем параметры сечения, исходя из его максимальной жесткости на изгиб в главной плоскости при  $J_x \rightarrow \max$ . Из формулы (1 в) с учетом формулы (2), опуская промежуточные выкладки, получим:

$$J_x = \frac{t \cdot L \cdot H^2}{2} - \frac{5t \cdot H^3}{12}. \quad (9)$$

Максимум  $J_x$  найдем, взяв производную от формулы (9), и приравняем ее нулю:

$$\frac{dJ_x}{dH} = t \cdot L \cdot H - \frac{15}{12} t \cdot H^2 = 0, \quad (10)$$

откуда найдем

$$H = 0,8L; \quad B = 0,1L. \quad (11)$$

Определим  $J_{\max}$  с учетом формулы (11):

$$J_{\max} = \frac{t \cdot (0,8L)^2}{12} + \frac{t \cdot (0,1L) \cdot (0,8L)^2}{2} \quad (12 \text{ а})$$

$$\text{или } J_{\max} = \frac{44}{375} t \cdot L^3. \quad (12 \text{ б})$$

Найдем ширину развертки сечения исходя из его максимальной жесткости

$$L = \sqrt[3]{\frac{375}{44} \cdot \frac{J_{\max}}{t}} \quad (13)$$

Так как  $A = t \cdot L$ , выразим площадь сечения профиля через максимальный момент инерции  $J_{\max}$ , т.е.

$$A = t \cdot \sqrt[3]{\frac{375}{44} \cdot \frac{J_{\max}}{t}} = \sqrt[3]{\frac{375}{44} \cdot t^2 \cdot J_{\max}} \quad (14)$$

$$\text{или } A_1 = \sqrt[3]{\frac{375}{44} \cdot J_{\max}} \quad (15)$$

Обобщим полученные результаты:

**а) Зависимости параметров сечения по прочности:**

1. Площадь сечения швеллерного или Z-образного гнутого профиля, подобранного из условия максимальной несущей способности, пропорциональна изгибающему моменту в степени 1/2.

2. Оптимальная высота сечения гнутого профиля из условия максимальной несущей способности в плоскости изгиба равна  $0,75L$ , где  $L$  — ширина исходного листа.

3. Увеличение толщины профиля отрицательно сказывается на его экономичности пропорционально степени 1/2.

4. Для определения относительной эффективности той или иной статической схемы прогонов, исходя из их прочности, в качестве относительного критерия можно использовать соотношение расчетных изгибающих моментов или расчетных моментов сопротивления в виде:

$$K_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{M_i}{M_0}} = \sqrt{\frac{W_i}{W_0}} \quad (16)$$

где  $M_i$  — изгибаемый момент в исследуемой статической схеме;  $M_0$  — изгибаемый момент в базовой статической схеме;  $W_i$  — требуемый момент сопротивления сечения исследуемой статической схемы;  $W_0$  — требуемый момент сопротивления сечения базовой статической схемы.

**б) Зависимости параметров сечения по жесткости:**

1. Площадь сечения гнутого профиля зависит от требуемого момента инерции в степени 1/3.

2. Изменение толщины исходного листа влияет на площадь сечения гнутого профиля в степени 2/3.

3. Оптимальная высота сечения равна  $0,8L$ , что близко к оптимальной высоте сечения, определенной по его максимальной несущей способности ( $0,75L$ ).

4. Для определения относительной эффективности той или иной статической схемы прогонов исходя из их деформативности, в качестве относительного критерия можно использовать соотношение требуемых моментов инерции в виде

$$K_{\text{eff}} = \sqrt[3]{\frac{J_i}{J_0}} \quad (17)$$

где  $J_i$  — требуемый момент инерции сечения исследуемой статической схемы;  $J_0$  — требуемый момент инерции сечения базовой статической схемы.

Выше были получены оптимальные размеры изгибаемых гнутых профилей, исходя из их максимальной несущей способности ( $H = 0,75L$ ,  $B = 0,125L$ ) и жесткости ( $H = 0,8L$ ,  $B = 0,1L$ ). Однако, при таких соотношения размеров  $H$  и  $B$  профили будут крайне неустойчивы из плоскости изгиба. Поэтому, на практике, обычно увеличивают ширину полок гнутых профилей с целью увеличения их крутильной жесткости и, следовательно, общей устойчивости из плоскости изгиба. Исследуем то, как влияет отклонение параметров сечений от оптимальных на экономичность гнутых профилей.

Введем параметр  $\alpha = H/L$ . Высота профиля и ширина его полок будут равны

$$H = \alpha \cdot L; \quad B = \frac{L - H}{2} = \frac{L}{2} \cdot (1 - \alpha) \quad (18)$$

Найдем момент сопротивления сечения с учетом формулы (11):

$$W_x = t \cdot \left( \frac{H^2}{6} + B \cdot H \right) = t \cdot \left( \frac{(\alpha \cdot L)^2}{6} + \frac{L}{2} (1 - \alpha) \cdot \alpha \cdot L \right),$$

$$\text{откуда } W_x = t \cdot \left( \frac{\alpha \cdot L^2}{2} - \frac{(\alpha \cdot L)^2}{3} \right) = t \cdot L^2 \left( \frac{\alpha}{2} - \frac{\alpha^2}{3} \right) \quad (19)$$

Таблица 1

$\alpha$	0,5	0,55	0,6	0,75	0,85	0,95	1,00
$y(\alpha)$	0,166	0,174	0,180	0,188	0,184	0,174	0,167
$\Delta\%$	-11,1	-7,1	-4,0	0,0	-1,8	-7,1	-11,1
$\Delta A, \%$	+5,4	+3,5	+2,0	0,0	+0,9	+3,5	+5,4

В качестве проверки полученного ранее результата, возьмем производную от формулы (19) и, приравняв ее нулю, найдем величину  $\alpha$ , при которой момент сопротивления будет максимален

$$\frac{dW_x}{d\alpha} = \frac{L^2}{2} - \frac{2}{3}\alpha \cdot L^2 = 0,$$

откуда  $\alpha = 0,75$ , что совпадает с предыдущим результатом.

Для определения чувствительности  $W_x$  к изменению  $\alpha$  исследуем выражение, стоящее в скобках формулы (19), в диапазоне значений  $\alpha$  от 0,5 до 1

$$y(\alpha) = \frac{\alpha}{2} - \frac{\alpha^2}{3}. \quad (20)$$

В табл. 1 приведены абсолютные и относительные значения функции  $y(\alpha)$ , а также относительные изменения площади сечения профиля  $\Delta A(\%)$ , определяемые в соответствии с формулой (16).

Как видно из таблицы, изменение  $\alpha$  от 0,5 до 1 приводит к изменению площади сечения всего на 5,4%. Это позволяет придать сечению форму, оптимальную не только с позиций максимальной несущей способности при изгибе, но и по другим критериям: жесткости при кручении или изгибе из плоскости стенки, не отклоняясь значительно от предельных оптимальных значений, найденных ранее. Изменение изгибной жесткости при изменении  $\alpha$  будет еще слабее, так как здесь вступает в силу зависимость в степени 1/3.

#### 4.3. СРАВНЕНИЕ СТАТИЧЕСКИХ СХЕМ ПРОГОНОВ

Проведем сравнение различных статических схем прогонов, применяемых в зданиях с рамными конструкциями,

ми, используя полученные ранее зависимости площади сечения  $A$  от момента сопротивления  $W_x$  и момента инерции  $J_x$  для сечений из гнутых швеллеров и Z-профилей. При этом введем допущения, вполне обоснованные для данного анализа:

1. Осадка рам под прогонами считается равной нулю, т.е. опоры прогонов считаются жесткими;

2. Некоторая податливость болтовых соединений неразрезных прогонов не учитывается;

3. При определении напряжений в прогонах, учитываются только изгибающие моменты, действующие в плоскости стенки. Считается, что прогоны надежно закреплены от потери устойчивости из плоскости изгиба и от скручивания;

4. На прогоны действует равномерно распределенная нагрузка  $q$ , одинаковая для всех пролетов;

5. При статических расчетах не учитывается перехлест прогонов над опорами, т.е. вводится одинаковая жесткость  $EJ$  по всей длине прогонов. Это допущение основано на учете взаимного компенсирующего влияния зазоров в болтовых соединениях и удвоенной жесткости прогонов в зоне перехлеста на распределение изгибающих моментов;

6. При расчете прогонов на прочность в местах перехлеста неразрезных прогонов над опорами учитывается суммарный момент сопротивления двойного сечения.

7. Для прогонов, имеющих усиленный первый пролет, учитывается фактическая изгибная жесткость и моменты сопротивления сечений для каждого пролета.

8. Для определения усилий и деформаций используется однопролетная схема для разрезных прогонов и пятипролетная для неразрезных.

9. Величина первого пролета для неразрезных прогонов принята равной  $\ell$  или  $k \cdot \ell$ . Согласно расчетам, при  $k \approx 0,8$ , достигается максимальное выравнивание изгибающих моментов и опорных реакций в неразрезных прогонах.

10. При определении показателей эффективности той или иной статической схемы прогонов, дискретность реального сортамента сечений не учитывается, т.е. считается, что сечения подбираются в точном соответствии с требуемыми характеристиками  $W_x$  или  $J_x$ .

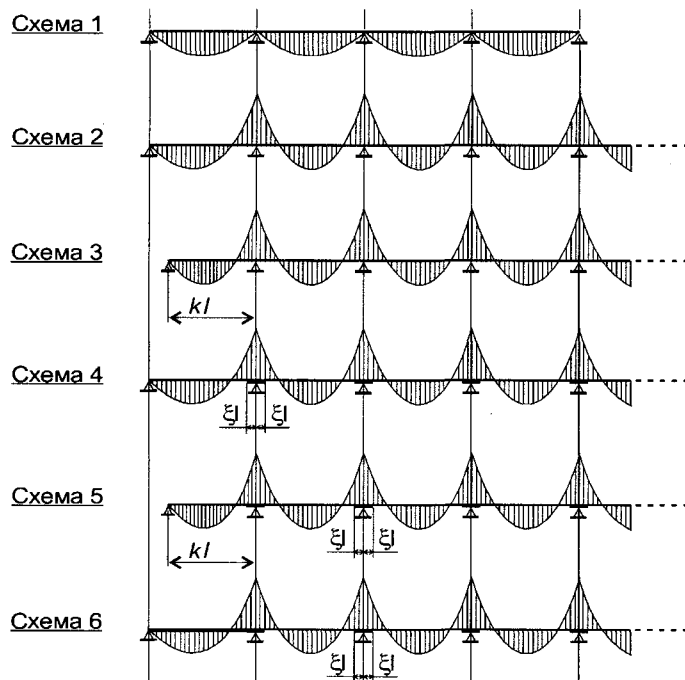


Рис. 1. Статические схемы прогонов и эпюры изгибающих моментов

На рис. 1 представлены различные схемы прогонов, которые могут применяться в зданиях:

1. Традиционные разрезные прогоны;
2. Неразрезные прогоны постоянного сечения с равными пролетами;
3. Неразрезные прогоны постоянного сечения с уменьшенным первым пролетом;
4. Неразрезные прогоны с равными пролетами и перехлестами на опорах;
5. Неразрезные прогоны с уменьшенным первым пролетом и с перехлестами на опорах;
6. Равнопролетные неразрезные прогоны с перехлестами на опорах и усиленным первым пролетом.

Изгибающие моменты в прогонах определяются путем статического расчета. Расчетные изгибающие моменты определяются следующим образом:

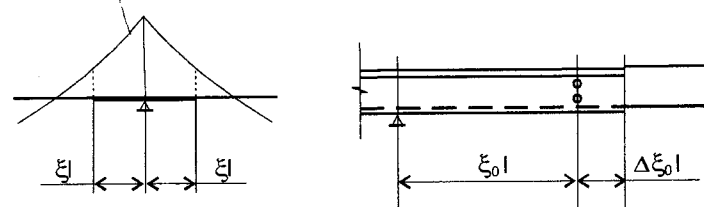


Рис. 2. Определение длины перехлеста неразрезных прогонов

— для прогонов разрезной и неразрезной схем с постоянным сечением в пролете или на опоре (схемы 1, 2 и 3):

$$M_{ef} = M_{max} \quad (1 а)$$

где  $M_{max}$  — максимальный изгибающий момент в прогоне;

— для прогонов с перехлестами на опоре (схемы 4 и 5):

$$M_{ef} = \max \{ M_{pr}; 0,5 M_{op} \}; \quad (1 б)$$

— для прогонов с перехлестами и с усиленным первым пролетом

$$M_{ef} = \max \{ M_{pr}; 0,5 M_{prl}; 0,5 M_{op} \}, \quad (1 в)$$

где  $M_{prl}$ ,  $M_{pr}$ ,  $M_{op}$  — изгибающие моменты в первом, рядовом пролете или на опоре соответственно.

В табл. 1 представлены величины расчетных моментов для различных схем прогонов, определенные путем статических расчетов и принятых по формулам (1 а)–(1 в).

Для определения относительной эффективности различных схем прогонов, необходимо учесть дополнительный расход металла на перехлесты прогонов. Обозначим величину перехлеста в виде  $\xi \cdot \ell$ , где величина  $\xi$  определяется из условия прочности прогона в месте обрыва (рис. 2).

В этом месте изгибающий момент  $M_{lim}$  не должен превышать предельный момент, определяемый по условию прочности прогона, т.е.

$$M_{lim} \leq M_{ef}. \quad (2)$$

Для обеспечения прочности в месте обрыва, величина  $\xi \cdot \ell$  должна быть несколько больше, чем найденная теоретически по условию (2), т.е.



$$\xi \cdot \ell = \xi_0 \cdot \ell + \Delta\xi_0 \cdot \ell. \quad (3)$$

Здесь  $\Delta\xi_0 \cdot \ell$  — добавочная часть перехлеста, приблизительно равная высоте сечения прогона  $h$ . Так как для неразрезных прогонов  $h/\ell \approx 1/30 \div 1/35$ , то  $\Delta\xi_0 \approx 0,03$ .

В дальнейшем, величину перехлестов неразрезных прогонов будем назначать одинаковой и максимальной по всей цепочке прогонов каждой статической схемы.

В табл. 1 представлены максимальные величины  $\xi_0$ , определенные для прогонов различных статических схем, а также значения суммарного относительного перехлеста  $\xi = \xi_0 + \Delta\xi_0$ .

Показатель относительной эффективности прогонов различных схем по условию прочности найдем с учетом результатов, полученных в предыдущем разделе и с учетом увеличения их массы из-за перехлестов

$$K_w = (1 + 2\xi) \sqrt{\frac{M_i}{M_0}}, \quad (4)$$

где  $M_i$  и  $M_0$  — изгибающие моменты в исследуемом и базовом прогоне соответственно.

В качестве базовых примем прогоны традиционной разрезной схемы. В табл. 1, приведены данные относительной эффективности рядовых прогонов различных схем. Как видно, наиболее эффективными являются прогоны схем 5 и 6, для которых возможно уменьшение массы на 22—26 % по сравнению с обычными разрезными прогонами. Здесь, однако, следует внести некоторые уточнения, связанные с полной конструктивной схемой всей цепочки прогонов. Так например, для схемы 6 следует дополнительно учесть увеличенное сечение прогонов в крайних пролетах. Более подробный анализ проведем, приняв какую-то определенную длину здания, например  $6 \times 10 = 60$  м. Результаты анализа также представлены в табл. 1. Как видно, при учете фактического расположения прогонов и зон их перехлестов показатели эффективности несколько изменяются, но в целом картина сохраняется.

Таблица 1. Параметры и показатели эффективности (металлоемкости) прогонов различных статических схем

Параметр	Статическая схема прогонов					
	1	2	3	4	5	6
$M_{ef}/q \cdot \ell^2$	0,125 <sup>1</sup>	0,105 <sup>2</sup>	0,0837 <sup>3</sup>	0,078 <sup>1</sup>	0,0443 <sup>1</sup>	0,0478 <sup>2</sup>
$\xi_0$	0	0	0,115	0,06	0,09	0,11
$\xi$	0	0	0	0,09	0,12	0,14
$K_w$ <sup>4)</sup>	1,000	0,917	0,818	0,932	0,738	0,767
$K_w$ (60 м) <sup>5)</sup>	1,000	0,917	0,852	0,918	0,726	0,774
$f \cdot q \ell^2 / EJ$ <sup>6)</sup>	0,013	0,0065	0,0027	0,0065	0,0027	0,0035
$f_{rel}$ <sup>7)</sup>	1	0,501	0,206	0,501	0,206	0,266
$K_f$ <sup>8)</sup>	1	0,794	0,591	0,937	0,732	0,823

Примечания. 1) в первом пролете; 2) на первой промежуточной опоре; 3) на второй промежуточной опоре; 4) показатель эффективности по критерию прочности для рядовых прогонов; 5) показатель эффективности по критерию прочности для здания длиной  $6 \times 10 = 60$  м; 6) абсолютные значения деформаций; 7) относительные значения деформаций; 8) показатель эффективности по критерию деформативности для рядовых прогонов.

Помимо расчетов по первому предельному состоянию (расчеты на прочность), при проектировании прогонов необходимо выполнение условий второго предельного состояния, т.е. ограничение по деформациям. Для однопролетных прогонов условие деформативности часто является определяющим и увеличение их сечения, а значит и массы, часто снижает экономические показатели.

Рассмотрим эффективность прогонов с точки зрения их деформативности. В табл. 1 приведены относительные прогибы прогонов различных статических схем

$$f = k_f \cdot \frac{q \cdot \ell^4}{E \cdot J}, \quad (5)$$

где  $k_f$  — численный коэффициент, определяемый для каждой статической схемы.

По аналогии с предыдущим анализом и с учетом данных предыдущего раздела, введем показатель эффективности различных статических схем прогонов:

$$K_J = (1 + 2\xi) \cdot \sqrt[3]{\frac{f_i}{f_0}}, \quad (6)$$

где  $f_i$  и  $f_0$  — деформации в исследуемом и базовом прогоне соответственно.

Как видно из таблицы, неразрезные прогоны позволяют снизить расход стали при расчете по второму предельному состоянию на 25—40%. Это позволяет существенно сократить расход стали на прогоны, а в ряде случаев, при необходимости увеличения шага рам, делает их просто незаменимыми.

#### 4.4. РАБОТА ПРОГОНОВ В ОБЩЕЙ СВЯЗЕВОЙ СИСТЕМЕ

В некоторых случаях прогоны кровли или стен могут выполнять одновременно две функции:

1). Передавать внешние воздействия с ограждающих конструкций на рамы основного каркаса;

2). Участвовать в общей связевой системе при передаче усилий от ветровых, крановых и иных внешних нагрузок, а также воспринимать поперечные усилия, возникающие в основных конструкциях каркаса при их работе на сжатие.

Как в первом, так и во втором случаях, в прогонах, участвующих в работе общей связевой системе, возникают дополнительные продольные сжимающие или растягивающие усилия, определяемые либо обычным статическим или динамическим расчетом, либо по специальным расчетным методикам как условные поперечные силы  $Q_{fic}$ . Кроме того, при использовании гибких связей в прогонах могут действовать постоянные сжимающие усилия, вызванные предварительным натяжением связей.

В любом случае необходимо решать две задачи:

1. Определение возможности и целесообразности включения прогонов в общую связевую систему;

2. Расчет изгибаемых прогонов при включении их в работу общей связевой системы, с учетом дополнительных сжимающих сил от внешних или условных поперечных сил.

Первый вопрос относится скорее к области оптимального проектирования и, по опыту, включение легких прогонов

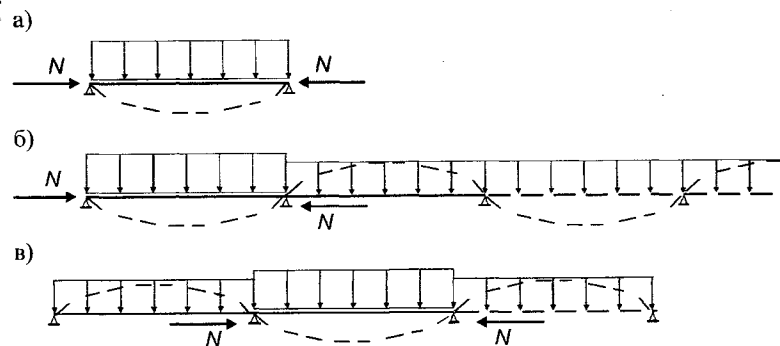


Рис. 1. Расчетные схемы прогонов при включении их в общую связевую систему: а) однопролетный прогон; б) многопролетный прогон при сжатии крайнего пролета; в) многопролетный прогон при сжатии среднего пролета

в работу общей связевой системы целесообразно для зданий с относительно небольшими пролетами.

Рассмотрим вопросы, связанные с расчетом сжато-изогнутых прогонов на прочность и устойчивость.

Основные расчетные схемы прогонов, участвующих в работе общей связевой системе каркаса можно представить рис. 1. При этом, в запас устойчивости, будем считать, что дополнительные прогибы сжато-изогнутого участка неразрезного прогона от продольной силы приблизительно совпадают с деформациями от поперечной нагрузки  $q$ .

Расчетную схему прогона, участвующего в общей связевой системе в качестве распорки представим в виде упруго-защемленного стержня, находящегося под действием поперечной нагрузки  $q$  и продольной сжимающей силы  $N$ . В зависимости от схемы прогона, упругие опоры могут отсутствовать, т.е. их жесткость равна нулю (рис. 1 а); находится с одной стороны (рис. 1 б) или с двух сторон рассматриваемого прогона (рис. 1 в). На рис. 2 показана обобщенная схема упруго защемленного сжато-изогнутого стержня.

В соответствии с нормами, сжато-изогнутые стержни должны быть рассчитаны на прочность и устойчивость.

Прочность сжато-изогнутого прогона проверяется по формуле:

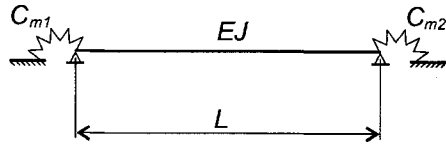


Рис. 2. Обобщенная расчетная схема сжато-изогнутого прогона

$$\sigma_{\Sigma} = \frac{M + \Delta M}{W} + \frac{N}{A}, \quad (1)$$

где  $M$  — изгибающий момент в прогоне от поперечной нагрузки  $q$ ;  $N$  — продольная сила, действующая в прогоне как в распорке связевой системы;  $\Delta M$  — дополнительный момент, возникающий в деформированном прогоне от продольной силы  $N$ ;  $R_y$  — расчетное сопротивление стали;  $\gamma_c$  — коэффициент условия работы:  $\gamma_c \leq 1$ .

Дополнительный изгибающий момент  $\Delta M$  в прогоне от продольной силы  $N$  равен:

$$\Delta M = f_{\Sigma} \cdot N, \quad (2)$$

где  $f_{\Sigma}$  — суммарный прогиб сжато-изогнутого прогона от действия поперечной и продольной нагрузок.

Согласно работе [1], при малых деформациях полный прогиб  $f_{\Sigma}$  найдется как

$$f_{\Sigma} = \frac{f_q}{1 - \alpha}, \quad (3)$$

где  $f_q$  — прогиб от поперечной нагрузки  $q$

$$f_q = k \frac{q \cdot L^4}{E \cdot J}, \quad (4)$$

при  $k$  — коэффициент, зависящий от статической схемы прогона:  $k = 0,013$  — для однопролетного прогона;  $k = 0,0052$  — для крайнего пролета двухпролетного прогона;  $k \approx 0,0063$  — для крайнего пролета многопролетного прогона;  $k = 0,0026$  — для среднего пролета многопролетного прогона;

$\alpha = N/N_{cr}$ , где  $N_{cr}$  критическая нагрузка для сжатого участка прогона, определяемая по формуле:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ}{(\mu \cdot L)^2}, \quad (5)$$

Здесь  $\mu$  — коэффициент расчетной длины, определяемый в зависимости от степени упругого защемления опор. Определение  $\mu$  для различных схем прогонов дано ниже.

Устойчивость сжато-изогнутого прогона в плоскости изгиба проверяется в соответствии с действующими нормами [1] по формуле

$$\frac{N}{\phi_e A} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (6)$$

Коэффициент продольного изгиба при внецентренном сжатии  $\phi_e$  определяется в зависимости от гибкости стержня  $\lambda$ , которая, в свою очередь, зависит от расчетной длины стержня  $L_{ef}$

$$L_{ef} = \mu \cdot L.$$

Для однопролетного стержня, упруго защемленного с двух сторон, коэффициент  $\mu$  может быть определен по приближенной формуле, приведенной в работе [3]:

$$\mu = 0,5 \sqrt{\frac{(n_1 + 4,8)(n_2 + 4,8)}{(n_1 + 2,4)(n_2 + 2,4)}} \leq 1, \quad (7)$$

$$\text{при } n_{1(2)} = \frac{C_{m1(2)} \cdot L}{EJ}, \quad (8)$$

где  $C_{m1(2)}$  — коэффициент жесткости упругого защемления, равный значению реактивного момента, возникающего в опорном сечении 1 или 2 при повороте его на угол, равный 1.

Для разрезного прогона  $C_{m1(2)} = 0$ ,  $\mu = 1$ .

Для крайнего пролета неразрезных прогонов (рис. 1 б)  $C_{m1} = 0$  и, по аналогии с формулой (7),

$$\mu = 0.707 \sqrt{\frac{n_2 + 4,8}{n_2 + 2,4}} \leq 1,0, \quad (9)$$

Для неразрезных прогонов коэффициент  $\mu$  зависит от числа пролетов, подходящих к рассматриваемому участку слева и (или) справа. Как показывают расчеты, коэффициент  $\mu$  можно определять, включая в работу только по одному соседнему пролету слева и (или) справа от рассматриваемого участка. При этом ошибка в определении  $\mu$  не превышает 1,5 % и идет в запас устойчивости. Для крайнего пролета неразрезных прогонов расчетная схема представлена на рис. 3 а; для среднего пролета на рис. 3 б.

Угол поворота  $\varphi$  опорного сечения шарнирно-опертой балки с изгибной жесткостью  $EJ_i$  при действии опорного момента  $M_i$  (рис. 3 б) найдется по формуле:

$$\varphi = \frac{M_i \cdot L_i}{3EJ_i}. \quad (10)$$

В соответствии с формулой (8), найдем коэффициенты  $C_{m(2)}$  при  $\varphi = 1$

$$C_{m(2)} = \frac{3EJ_i}{L_i}. \quad (11)$$

По величине  $C_{m(2)}$  определим параметр  $n_{1(2)}$

$$n_{1(2)} = \frac{C_{m(2)} \cdot L}{EJ}$$

$$\text{или } n_{1(2)} = \frac{3EL_i \cdot L}{E \cdot J \cdot L_i}. \quad (12)$$

При  $L = L_i$  и  $EJ = EJ_i$  найдем, что  $n_2 = 3$ . При этом коэффициент расчетной длины для крайнего пролета неразрезного прогона, входящего в связевой блок каркаса,  $\mu = 0,85$ ; для среднего пролета неразрезного прогона  $\mu = 0,72$ . В тех случаях, когда прогоны выполняют роль распорок по всей длине здания (передача ветрового давления с фахверка или условных поперечных сил с несущих рам на связевой блок,

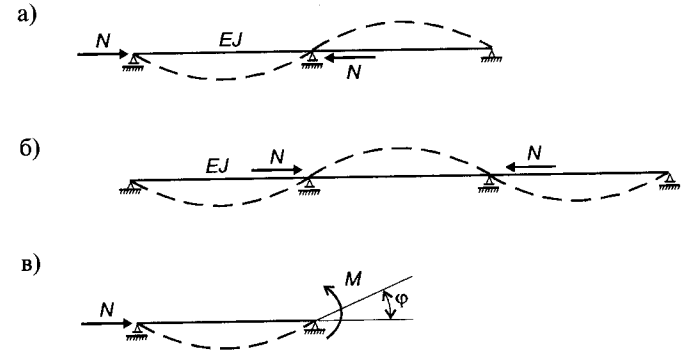


Рис. 3. К определению коэффициента  $\mu$  для неразрезных прогонов

находящийся в середине здания и т.д.), для них следует принимать  $\mu = 1$ .

Помимо обеспечения прочности и устойчивости сжато-изогнутых прогонов в плоскости изгиба, необходимо обеспечивать их устойчивость из плоскости изгиба. Для этого прогон должен иметь развитое сечение или соответствующее раскрепление тяжами, профлистом кровли и т. д. Расстояние между точками раскрепления прогона приближенно определим из условия равноустойчивости прогона в плоскостях максимальной  $EJ_{max}$  и минимальной  $EJ_{min}$  жесткостей по формуле

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ_{max}}{(\mu L)^2} = \frac{\pi^2 EJ_{min}}{a^2}, \quad (13)$$

откуда найдем

$$a = \mu \cdot L \sqrt{\frac{J_{min}}{J_{max}}} \quad (14 \text{ а})$$

или, обозначая подкоренное выражение как  $k_L$ , запишем

$$a = \mu \cdot L \cdot k_L. \quad (14 \text{ б})$$

В табл. 1, при  $\mu = 1$  приведены расстояния  $a$  для прогонов из прокатных швеллеров.

Как видно из табл. 1, расстояние между точками раскрепления сжато-изогнутого прогона не должно превышать

Таблица 1. Относительное расстояние  $k_L$  между точками раскрепления прогонов из прокатных швеллеров

Швеллер, №	12	14	16	18	20	22	24
$J_{\max}$ , см <sup>4</sup>	304	491	747	1090	1520	2110	2900
$J_{\min}$ , см <sup>4</sup>	31,2	45,4	63,3	86,0	113	151	208
$k_L = \sqrt{J_{\min} / J_{\max}}$	0,320	0,30	0,29	0,28	0,27	0,27	0,27

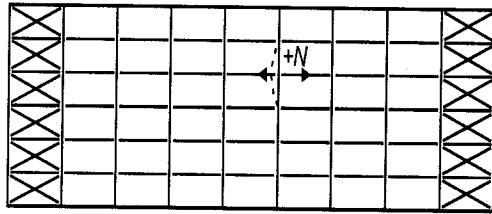


Рис. 4. Работа прогонов как растяжек для раскрепления поясов рам

0,32÷0,27 от пролета  $L$ . С учетом поддерживающего влияния двойного сечения в месте перехлеста неразрезных прогонов над опорами, это расстояние можно увеличить до 1/3.

Эффективность работы прогонов при их включении в общую связевую систему можно увеличить за счет устройства по торцам здания дополнительных горизонтальных связей в уровне верхнего пояса рамы (рис. 4).

В этом случае прогоны, находящиеся между этими связями, работают как растяжки, раскрепляющие верхние пояса рам и рассчитываются как растянуто-изгибаемые элементы. Такое решение особенно эффективно для относительно длинных зданий и наличии промежуточных горизонтальных связей по покрытию.

## Литература

1. Тимошенко С.П. «Устойчивость упругих систем». М. ОГИЗ. 1946. 532 с.
2. СНиП II—23—81\* стальные конструкции. Нормы проектирования. М. ЦИТП. 1991. 96 с.
3. Пособие по проектированию стальных конструкций (СНиП II—23—81\*). М. ЦИТП. 1989 г. 149 с.

## 4.5. ПРОГОНЫ СО СВЯЗЕВЫМИ ПОДКОСАМИ

При раскреплении пояса рамы, расположенного с противоположной стороны от пояса, на котором размещены прогоны покрытия или стен, наряду с различными диафрагмами, распорками и т.д., применяются подкосы, соединяющие раскрепляемый пояс и прогоны. Связевые подкосы могут устанавливаться либо с двух сторон от сечения рамы (рис. 1 а), либо с одной стороны (рис. 1 б).

В первом случае могут использоваться как жесткие подкосы, работающие на сжатие и растяжение, так и гибкие подкосы, работающие только на растяжение. Во втором случае устанавливаются только жесткие подкосы. Односторонняя установка жестких связевых подкосов имеет отрицательные стороны, так как приводит либо к неравномерному нагружению прогонов в соседних пролетах, либо к возникновению боковой сил, смещающей раскрепляемый пояс рамы. Ниже будут рассмотрены прогоны с двусторонними гибкими подкосами.

Такие подкосы выполняются из полосы, круглого прутка или легкого уголкового профиля. Несмотря на кажущееся несоответствие между небольшим сечением подкосов и сечением раскрепляемой рамы, их применение весьма эффективно. Так, в работе [1], в результате экспериментальных исследований, установлено, что раскрепление нижнего пояса рам типа «Канск» позволяет повысить их несущую способность на 20 %, практически без увеличения металлоемкости.

Для выработки практических рекомендаций по проектированию связевых гибких подкосов, рассмотрим их совместную работу с прогонами кровли. На рис. 2, представлена общая схема такой конструкции. Согласно этой схеме в работе прогонов с гибкими связевыми подкосами можно выделить следующие стадии:

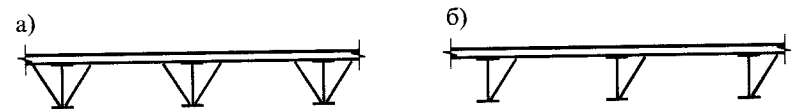


Рис. 1. Установка связевых подкосов к прогонам для раскрепления сжатого пояса рамы

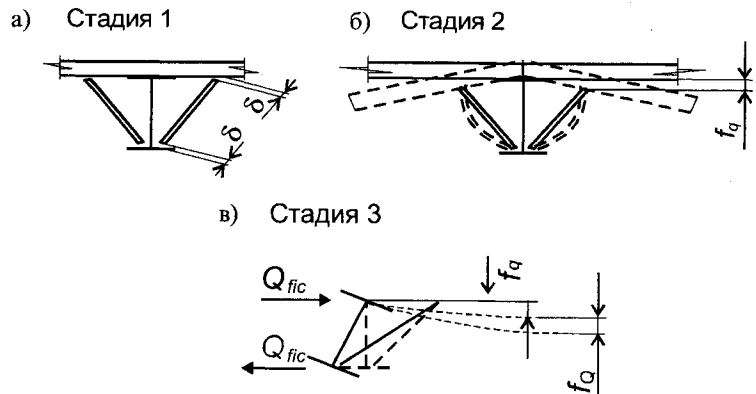


Рис. 2. Работа прогонов со связевыми подкосам

**Стадия 1.** Монтаж прогонов и подкосов. При этом считаем, что прогибы прогонов, деформации подкосов и боковые перемещения раскрепляемого пояса рам равны нулю. Болтовые соединения подкосов к прогонам и раме имеют зазоры  $\delta$  с каждой стороны подкоса (рис. 2 а).

**Стадия 2.** На прогон действует распределенная нагрузка  $q$  от собственного веса несущих и ограждающих конструкций, снега и т.д. Деформации прогона в месте крепления подкосов имеют величину  $f_q$ . Так как расстояние между точками крепления подкоса к прогону и к раме уменьшается, подкос выпучивается в сторону. На рис. 2 б, схематично показана деформация подкосов в вертикальной плоскости (в случае применения подкосов из полосы, ориентированной вертикально, подкос деформируется в горизонтальной плоскости). Ввиду малой изгибной жесткости гибких подкосов, силами сжатия, возникающих в них, пренебрегаем. Также считаем, что изгибающие моменты в раме приводят к растяжению ее верхнего пояса и сжатию нижнего.

**Стадия 3.** Под действием внешней нагрузки, сечение рамы из-за имеющихся неточностей изготовления, эксцентриситетов приложения нагрузки и др., начинает закручиваться вокруг раскрепленного прогонами верхнего растянутого пояса. При этом в системе «сечение рамы— прогон» возникает крутящий момент, который можно разложить на пару сил  $Q_{fic}$ , действующих в уровне верхнего и

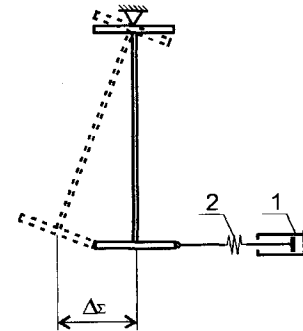


Рис. 3. Модель связевого подкоса

нижнего поясов сечения рамы. Для восприятия этой силы и передачи ее на прогон, один из выпучившихся подкосов должен растянуться, а зазоры в его болтовых соединениях закрыться (рис. 2 в). При этом, под действием сил передающихся с полки рамы, этот подкос получает дополнительные продольные деформации растяжения, а прогон, к которому он прикреплен — деформации изгиба.

Таким образом, при создании расчетной модели системы подкосных гибких связей, раскрепляющих раму от кручения и прикрепленных к прогонам, следует учитывать следующие факторы:

1. Возможность свободных поворотов раскрепляемой рамы вследствие наличия зазоров в болтовых соединениях и деформаций прогонов под внешней нагрузкой  $q$ ;

2. Упругие деформации подкосов и прогонов под действием нагрузки  $Q_{fic}$ , возникающей при кручении сечения рамы вокруг верхнего пояса. Деформациями сечения рамы и вертикальными перемещениями ее нижнего пояса при повороте можно пренебречь.

3. Выключение сжатых подкосов из работы.

На рис. 3, представлена расчетная модель подкосных связей, в достаточной степени учитывающая требования, изложенные выше.

Модель состоит из жесткого контура сечения рамы, шарнирно прикрепленного в месте крепления прогонов. Раскрепление контура от поворота осуществляется системой, состоящей из двух элементов:

— элемент 1 в виде свободно перемещаемого штока, моделирующий свободные перемещения  $\Delta_f$  нижнего пояса вследствие зазоров в болтовых соединениях и деформаций прогонов под внешней нагрузкой  $q$ ;

— элемент 2 в виде упругой пружины, моделирующий несвободные перемещения нижнего пояса  $\Delta_{nf}$ , обусловленные упругими деформациями прогона и растянутого подкоса под действием усилий, вызванных поворотом рамы.

Суммарные перемещения  $\Delta_\Sigma$  раскрепляемого пояса рамы найдутся как

$$\Delta_\Sigma = \Delta_f + \Delta_{nf}, \quad (1)$$

где  $\Delta_f$  — свободные перемещения раскрепляемого пояса:

$$\Delta_f = \Delta_q + \Delta_\delta, \quad (2)$$

$\Delta_{nf}$  — несвободные перемещения точки крепления под действием поперечной силы  $Q_{fic}$ :

$$\Delta_{nf} = \Delta_Q + \Delta_S. \quad (3)$$

В формулах (2) и (3):  $\Delta_q$  — перемещения, обусловленные изгибными деформациями прогона под действием поперечной нагрузки  $q$ ;  $\Delta_\delta$  — перемещения, обусловленные наличием зазоров  $\delta$  болтовых соединений подкоса;  $\Delta_Q$  — перемещения, обусловленные деформациями прогона при действии поперечной нагрузки  $Q_{fic}$ , передающейся с раскрепляемого пояса рамы;  $\Delta_S$  — перемещения, обусловленные продольными деформациями растянутого подкоса.

Решая поставленную задачу, можно определить необходимые параметры поперечных связей, препятствующих изгибно-крутильной форме потери устойчивости рам, а именно:

— определить поперечную силу  $Q_{fic\Sigma}$  с учетом свободных перемещений раскрепляемой конструкции;

— определить фактическую жесткость предлагаемой системы поперечных связей  $\alpha$  для определения возможности ее применения при раскреплении рамных конструкций.

В предлагаемой модели перемещения  $\Delta_\delta$  и  $\Delta_S$  могут быть определены на основании простых геометрических соображений. Перемещения  $\Delta_q$  и  $\Delta_Q$  в значительной степени

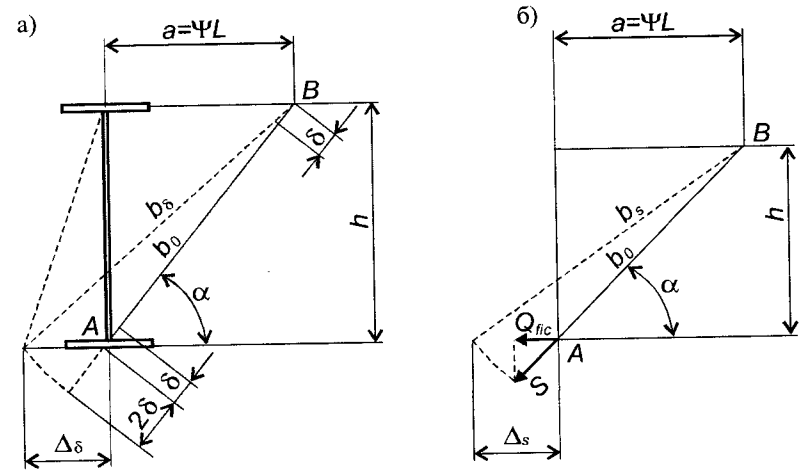


Рис. 4. К определению перемещений  $\Delta_\delta$  и  $\Delta_S$

зависят от статической схемы прогонов, направления и последовательности кручения сечений рам и будут рассмотрены позже.

Определение  $\Delta_\delta$  производится в соответствии со схемой, представленной на рис. 4 а.

Начальное расстояние между точками  $A$  и  $B$  крепления подкоса обозначим через  $b_0$ . После выборки зазоров в болтовых соединениях, расстояние между этими точками увеличится на суммарную величину этих зазоров, т.е. на  $2\delta$  и станет равным

$$b_\delta = b_0 + 2\delta$$

Тогда, пренебрегая изменением расстояния  $h$  при повороте сечения рамы, перемещение  $\Delta_\delta$  найдем как

$$\Delta_\delta = \sqrt{b_\delta^2 - h^2} - a \quad (4 а)$$

$$\text{или } \Delta_\delta = \sqrt{(b_0 + 2\delta)^2 - h^2} - a. \quad (4 б)$$

Величину  $\Delta_S$  найдем в соответствии с рис. 5, пренебрегая изменением угла наклона подкоса  $\alpha$  при его деформировании продольной силой  $S$ , равной

$$S = \frac{Q_{fic}}{\cos \alpha}.$$

Удлинение подкоса при действии на него силы  $S$  равно:

$$\Delta b = \frac{S \cdot b_0}{EA} = \frac{Q_{fic} \cdot b_0}{EA \cos \alpha},$$

где  $EA$  — модуль упругости материала и площадь сечения подкоса.

Полная длина подкоса

$$b_S = b_0 + \Delta b = b_0 \left( 1 + \frac{Q_{fic}}{EA \cos \alpha} \right).$$

Перемещение  $\Delta_S$ , по аналогии с формулой (4 а), найдется как

$$\Delta_S = \sqrt{b_0^2 \left( 1 + \frac{Q_{fic}}{EA \cos \alpha} \right)^2 - h^2} - a. \quad (5)$$

Прежде чем перейти к определению перемещений  $\Delta_q$  и  $\Delta_Q$ , рассмотрим некоторые различия в работе поперечных связей, определяемые статической схемой прогонов и направлением закручивания рамных конструкций под нагрузкой.

На рис. 5 представлены различные варианты раскрепления рам:

- разрезными прогонами (рис. 5 а);
- рядовыми неразрезными прогонами (рис. 5 б);
- крайними неразрезными прогонами при наличии торцовых рам здания (рис. 5 в);
- крайними прогонами, опирающимися с одной стороны на фахверковые конструкции, а с другой — на раскрепляемую раму (рис. 5 г).

Для каждого варианта, на рис. 5, показаны наиболее невыгодные для прогонов направления кручения раскрепляемых рам под действием внешней нагрузки. При этом направления кручения сечений рам приняты таким образом, чтобы максимально увеличить суммарные нагрузки от них на про-

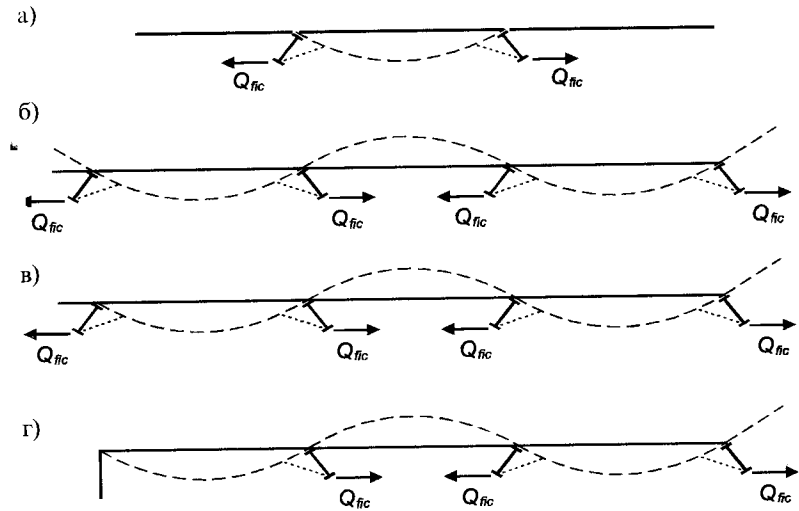


Рис. 5. Расчетные схемы для определения деформаций и усилий при раскреплении рам связевыми подкосами

гоны. Анализ показывает, что представленные схемы закручивания рам и деформирования прогонов соответствуют принципу минимальной внутренней энергии упругой системы, что делает их наиболее реальными из возможных.

Для схемы, представленной на рис. 5 в принято, что поперечные силы  $Q_{fic}$ , передающиеся с торцевой и последующей рам равны, хотя торцовая рама загружена гораздо меньше, чем вторая. Это объясняется тем, что при рациональном проектировании торцовая рама может иметь меньшие сечения, чем обычные рядовые и тогда условные поперечные силы для них будут приблизительно равны. В тех случаях, когда сечения всех рам одинаковы, следует использовать схему, представленную на рис. 5 г.

Расчетные схемы для определения деформаций и усилий в различных ситуациях представлены на рис. 6. При этом для неразрезных прогонов, на основании предварительных расчетов, количество соседних пролетов ограничено одним слева и (или) справа. Погрешность, вызванная таким ограничением невелика и составляет около 3—5 %.



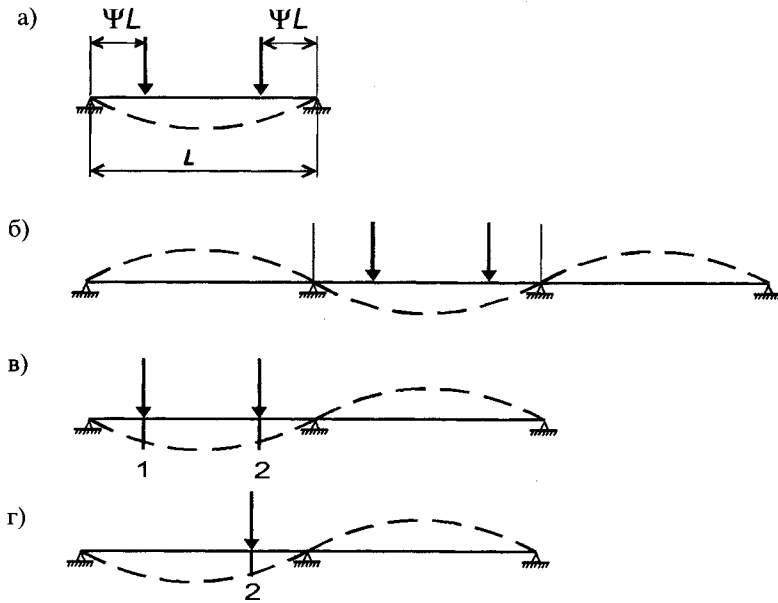


Рис. 6. Эквивалентные расчетные схемы для определения деформаций и усилий в прогонах

Вначале найдем перемещение  $\Delta_q$ , возникающее под действием внешней нагрузки  $q$  и приводящей к вертикальному перемещению точки крепления подкоса к прогону на расстоянии  $f_q$ . Общая схема для определения  $\Delta_q$  представлена на рис. 7. При этом считаем, что после деформирования прогона под нагрузкой, расстояние между точками крепления подкоса к прогону и раме остается постоянным.

В соответствии с рис. 7, расстояние  $a_q$  равно

$$a_q = \sqrt{b_0^2 - h_q^2}$$

При  $h_q = h - f_q$  и  $\Delta_q = a_q - a$ , найдем величину смещения раскрепляемой точки рамы

$$\Delta_q = \sqrt{b_0^2 - (h - f_q)^2} - a. \quad (6)$$

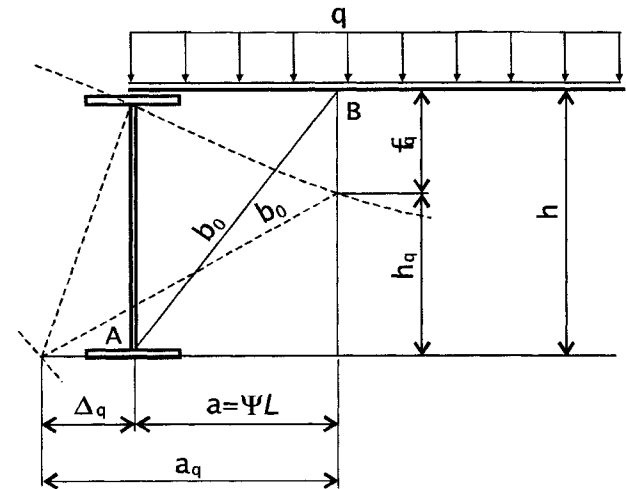


Рис. 7. Расчетная схема для определения перемещения  $\Delta_q$

Прогиб  $f_q$  для различных статических схем прогонов под действием равномерно распределенной нагрузки  $q$  определится по формуле:

$$f_q = k \frac{q \cdot L^4}{EJ}. \quad (7)$$

Тогда выражение (6) примет вид:

$$\Delta_q = \sqrt{b_0^2 - \left( h - k \frac{qL^4}{EJ} \right)^2} - a. \quad (8a)$$

или, пренебрегая малыми величинами второго порядка и преобразовывая, найдем

$$\Delta_q = \sqrt{b_0^2 - h^2 + 2h \cdot k \frac{qL^4}{EJ}} - a. \quad (8б)$$

Коэффициенты  $k$  для различных статических схем прогонов и при различных значениях  $\psi = a/L$  приведены в табл. 1.

Таблица 1. Значения коэффициента  $k$ 

Схемы прогонов	Коэффициент $k$ при $\psi = a/L$			
	$\psi = 0,05$	$\psi = 0,10$	$\psi = 0,15$	$\psi = 0,20$
Рис. 6 а	$0,207 \cdot 10^{-2}$	$0,404 \cdot 10^{-2}$	$0,599 \cdot 10^{-2}$	$0,773 \cdot 10^{-2}$
Рис. 6 б	$0,94 \cdot 10^{-4}$	$0,338 \cdot 10^{-3}$	$0,677 \cdot 10^{-3}$	$0,107 \cdot 10^{-2}$
Рис. 6 в,*	$0,118 \cdot 10^{-2}$	$0,232 \cdot 10^{-2}$	$0,337 \cdot 10^{-2}$	$0,430 \cdot 10^{-2}$
	$0,419 \cdot 10^{-3}$	$0,103 \cdot 10^{-2}$	$0,178 \cdot 10^{-2}$	$0,259 \cdot 10^{-2}$

\* Верхняя строка для сечения 1, нижняя для сечения 2

Как видно из приведенных данных, жесткость неразрезных прогонов в несколько раз выше, чем разрезных, что позволяет пропорционально повысить общую жесткость связей, раскрепляющих рамы от закручивания. Тем самым, в большей степени обеспечиваются требования по минимальной предельной жесткости этих связей.

Перемещение  $\Delta_Q$ , вызванное действием силы  $Q_{fic}$  найдется аналогично перемещению  $\Delta_q$  по (8 б), а именно

$$\Delta_Q = \sqrt{b_0^2 - h^2 + 2h \cdot f_\psi \frac{P_Q L^3}{EJ}} - a. \quad (9)$$

$$\text{При } P_Q = Q_{fic} \frac{h}{a}, \quad (10)$$

$$\text{найдем } \Delta_Q = \sqrt{b_0^2 - h^2 + 2 \frac{h^2}{a} \cdot f_\psi \frac{Q_{fic} L^3}{EJ}} - a. \quad (11)$$

Значения коэффициента  $f_\psi$  приведены в табл. 2. Там же приведены коэффициенты для определения прогибов прогонов различных статических схем в середине пролета ( $f_L$ ) и изгибающих моментов в месте крепления подкоса ( $M_\psi$ ), в пролете ( $M_L$ ) и на опоре ( $M_0$ ). При этом прогибы определяются по формуле

$$f = f_\psi \cdot \frac{P_Q \cdot L^3}{EJ}, \quad (12)$$

изгибающие моменты

$$M = M_\psi \cdot P_Q \cdot L, \quad (13)$$

где  $f_\psi$  и  $M_\psi$  — коэффициенты, определяемые по табл. 2.

Обобщая полученные результаты, окончательно найдем суммарные перемещения раскрепляемого пояса рамы

$$\Delta_\Sigma = \Delta_f + \Delta_{nf} = \Delta_q + \Delta_\delta + \Delta_Q + \Delta_S, \quad (14)$$

$$\text{где } \Delta_q = \sqrt{b_0^2 - \left(h - k \frac{qL^4}{EJ}\right)^2} - a; \quad \Delta_\delta = \sqrt{(b_0 + 2\delta)^2 - h^2} - a;$$

$$\Delta_Q = \sqrt{b_0^2 - h^2 + 2 \frac{h^2}{a} \cdot f_\psi \frac{Q_{fic} L^3}{EJ}} - a;$$

$$\Delta_S = \sqrt{b_0^2 \left(1 + \frac{Q_{fic}}{EA \cos \alpha}\right)^2} - h^2 - a.$$

Используя уравнения (14) можно определить поперечную силу  $Q_{fic\Sigma}$  с учетом свободных перемещений раскрепляемого элемента (см. раздел 6.10 настоящей работы). Величина свободного перемещения  $f_f$  при этом найдется как:

$$f_f = \Delta_q + \Delta_\delta, \quad (15)$$

а начальная погибь элемента в соответствии с работой [2]

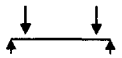

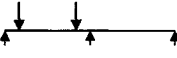

$$f_0 = \frac{i}{20} + \frac{L}{750}.$$

Также, по этим формулам можно найти величину несвободных перемещений, необходимую для определения жесткости поперечных связей

$$\Delta_{nf} = \Delta_Q + \Delta_S.$$

По величине несвободных перемещений  $\Delta_{nf}$  и поперечной силы  $Q_{fic\Sigma}$  определим фактическую жесткость попереч-

Таблица 2. Коэффициенты для расчета прогонов и подкосов поперечных связей

Схема приложения нагрузок $P_Q$	Параметр	$\psi = a/L$			
		0,05	0,10	0,15	0,20
	$f_\psi$	0,00117	0,00433	0,0090	0,0147
	$f_L$	0,00625	0,0123	0,0182	0,0237
	$M_\psi$	0,05	0,10	0,15	0,20
	$M_L$	0,05	0,10	0,15	0,20
	$M_0$	—	—	—	—
	$f_\psi$	0,0005	0,0019	0,0041	0,0070
	$f_L$	0,0027	0,0056	0,0086	0,0120
	$M_\psi$	0,0215	0,0460	0,0735	0,104
	$M_L$	0,0215	0,0460	0,0735	0,104
	$M_0$	0,0285	0,0540	0,0765	0,096
	$f_\psi^*$	0,00087	0,00322	0,00666	0,0108
		0,00062	0,00241	0,00524	0,0089
	$f_L$	0,0040	0,00811	0,00122	0,00162
	$M_\psi^*$	0,0427	0,0881	0,136	0,76
		0,0162	0,0393	0,0687	0,104
	$M_L$	0,0295	0,0637	0,102	0,138
	$M_0$	0,0356	0,0675	0,0956	0,120
	$f_\psi$	0,000395	0,00148	0,0031	0,0051
	$f_L$	0,00171	0,00356	0,00549	0,0074
	$M_\psi$	0,0255	0,0515	0,0734	0,102
	$M_L$	—	—	—	—
	$M_0$	0,0232	0,0428	0,0590	0,0720

\* Верхняя строка для сечения 1, нижняя для сечения 2 (см. рис. 6 в, г).

ных связей, раскрепляющих сжатый пояс рамы с учетом деформаций самого подкоса и прогона, к которому он прикрепляется, а именно

$$\alpha = \frac{Q_{fic\Sigma}}{\Delta_{nf}} \quad (16)$$

Фактическая жесткость связей должна быть больше минимальной, т.е.

$$\frac{Q_{fic\Sigma}}{\Delta_{nf}} \geq \frac{4A_{ef} \cdot R_y \cdot \varphi}{L} \quad (17)$$

### Литература

1. ЦНИИПроектстальконструкция. «Исследование и совершенствование сплошностенчатых рамных конструкций типов «Минтяжстрой» и «Канск». Отчет по теме 746. М. 1986. 86 с.
2. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23—81\*). М. ЦИТП. 1989. 149 с.

### 4.6. ВЛИЯНИЕ ПОДАТЛИВОСТИ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ НА РАБОТУ НЕРАЗРЕЗНЫХ ПРОГОНОВ

При монтаже неразрезных прогонов в их стыках над опорами, обычно используются болты нормальной точности. Зазор между такими болтами и краем отверстия составляет около 2—3 мм. Наличие зазора приводит к перемещению прогонов относительно друг друга в зоне стыка и перераспределению изгибающих моментов в сторону уменьшения опорных и увеличения пролетных моментов (рис. 1). Этот факт зачастую является основанием для критического отношения к таким конструктивным решениям прогонов.

Вначале рассмотрим влияние податливости болтовых соединений на работу рядового прогона, сопряженного с

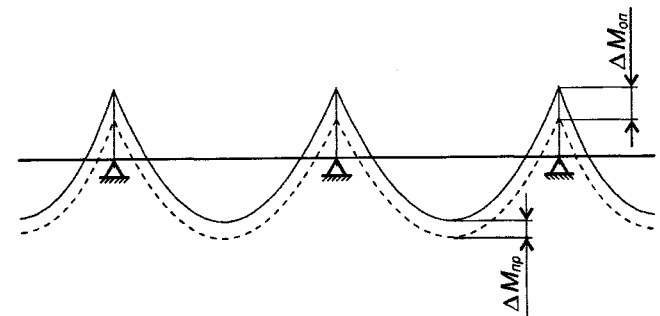


Рис. 1. Перераспределение усилий в неразрезных прогонах

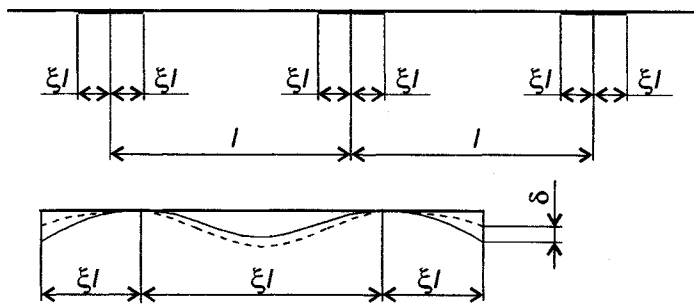


Рис. 2. Деформирование рядового неразрезного прогона с податливыми болтовыми соединениями

обеих сторон с такими же прогонами и загруженного равномерно распределенной нагрузкой (рис. 2).

Под действием нагрузки происходит деформирование прогона как многопролетной неразрезной балки. Однако, из-за зазора  $\delta$  между болтами и кромками отверстий на конце прогона, происходит его перемещение в обратном направлении (рис. 2 б). На рис. 3 показана модель неразрезного прогона в виде двухконсольной балки, сопряженной с соседними прогонами.

Величина этого перемещения, в среднем, равна

$$\delta \approx 0,5(d_0 - d_b), \quad (1)$$

где  $d_0$  и  $d_b$  — диаметр отверстия и болта соответственно.

При этом, консоль прогона длиной  $\xi l$  поворачивается на угол

$$\tau = \frac{\delta}{\xi \cdot l}. \quad (2)$$

Поворот концевых сечений прогона на угол  $\tau$  эквивалентен приложению к опорным сечениям моментов  $M_A$  и  $M_B$ . Угол поворота опорного сечения  $A$  найдется как

$$\tau_A = \frac{M_A \cdot l}{3EJ} + \frac{M_B \cdot l}{6EJ} \quad (3 а)$$

или, при  $\tau_A = \tau_B = \tau$  и  $M_A = M_B = \Delta M$

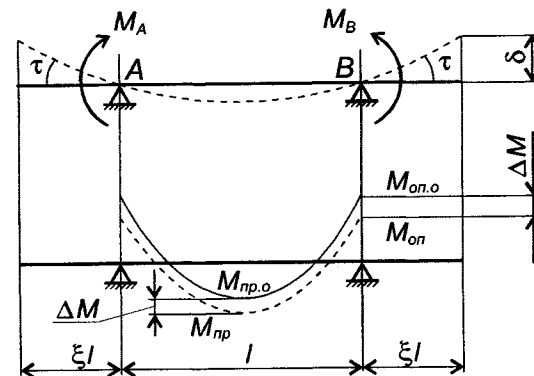


Рис. 3. Расчетная схема рядового неразрезного прогона

$$\tau = \frac{\Delta M \cdot l}{2EJ}. \quad (3 б)$$

Принимая во внимание формулу (2), получим

$$\frac{\Delta M \cdot l}{2EJ} = \frac{\delta}{\xi \cdot l},$$

откуда

$$\Delta M = \frac{2\delta EJ}{\xi \cdot l^2}. \quad (4)$$

Найдем опорные и пролетные моменты в прогоне с учетом поворота его консолей (рис. 4)

$$M_{on} = M_{on,0} - \Delta M;$$

$$M_{np} = M_{np,0} + \Delta M. \quad (5)$$

Рядовой средний прогон можно рассматривать как заземленную балку, при этом опорные и пролетные изгибающие моменты будут равны:

$$M_{on} = \frac{q \cdot l^2}{12} \quad (6)$$

$$M_{np} = \frac{q \cdot l^2}{24}$$

Используя равенство (5), получим выражения для определения изгибающих моментов на опоре и в пролете рядовых неразрезных прогонов с учетом податливости скрепляющих их болтовых соединений:

$$\begin{aligned} M_{on} &= \frac{q \cdot \ell^2}{12} - \frac{2\delta EJ}{\xi \cdot \ell^2}; \\ M_{np} &= \frac{q \cdot \ell^2}{24} + \frac{2\delta EJ}{\xi \cdot \ell^2}. \end{aligned} \quad (7)$$

Анализируя полученные выражения, можно сделать следующие выводы:

1. Изгибная жесткость прогона  $EJ$  и величина зазора между болтами и отверстиями  $\delta$  влияют на перераспределение изгибающих моментов пропорционально первой степени;

2. Увеличение пролета прогона  $\ell$  позволяет уменьшить влияние податливости соединения пропорционально квадрату пролета;

3. Увеличение длины перехлеста  $\xi$  прямо пропорционально уменьшает влияние податливости соединений на перераспределение изгибающих моментов.

Из второго выражения (7), можно получить предельную величину зазора  $\delta_{lim}$ , при котором прогоны работают как обычные разрезные

$$\delta_{lim} = \frac{q \cdot \xi \cdot \ell^4}{24EJ}. \quad (8)$$

Так, для прогона пролетом  $\ell = 6$  м из швеллера 24 ( $J = 2900 \text{ см}^4$ ) при нагрузке  $q = 10 \text{ кг/см}$  и  $\xi = 0,1$  предельная величина зазора составляет  $\delta_{lim} = 0,887 \text{ см}$ . Это соответствует зазору между болтом и кромкой отверстия  $\delta_{lim} = 1,77 \text{ см}$ , что в 5—8 раз превышает зазоры, принятые в обычной строительной практике. Таким образом, можно предположить, что влияние податливости болтовых соединений на работу неразрезных прогонов окажется незначительным.

Оценим влияния податливости болтовых соединений, предположив, что сечение прогонов подобрано в точном соответствии с действующими усилиями. Выразим опорный ( $M_n$ ) и пролетный ( $M_p$ ) моменты через предельную несую-

щую способность прогонов (учитывая удвоенное опорное сечение)

$$M_n = 2W \cdot R_y; \quad M_p = W \cdot R_y \quad (9)$$

или, с учетом формулы (6)

$$\begin{aligned} 2W \cdot R_y &= \frac{q \cdot \ell^2}{12}; \\ W \cdot R_y &= \frac{q \cdot \ell^2}{24}. \end{aligned} \quad (10)$$

Преобразовывая формулу (7) с учетом формулы (10), получим значения расчетных моментов на опоре и в пролете

$$\begin{aligned} M_{n.ef} &= 2WR_y - \frac{2\delta EJ}{\xi \cdot \ell^2}; \\ M_{p.ef} &= WR_y + \frac{2\delta EJ}{\xi \cdot \ell^2}. \end{aligned} \quad (11 \text{ а})$$

или

$$\begin{aligned} M_{n.ef} &= 2WR_y \left\{ 1 - \frac{\delta EJ}{WR_y \xi \cdot \ell^2} \right\}; \\ M_{p.ef} &= WR_y \left\{ 1 + \frac{2\delta EJ}{WR_y \xi \cdot \ell^2} \right\}. \end{aligned} \quad (11 \text{ б})$$

Поделим (11 б) на  $R_y$  и учитывая (8), при

$$\begin{aligned} M_n &= 2W \cdot R_y = \frac{q \cdot \ell^2}{12}; \\ M_p &= W \cdot R_y = \frac{q \cdot \ell^2}{24}, \end{aligned}$$

получим выражения для определения расчетных моментов сопротивления сечений прогонов на опоре и в пролете, определяемых с учетом податливости болтового соединения

$$W_{n.ef} = W_n \left( 1 - \frac{\delta EJ}{WR_y \xi \cdot \ell^2} \right) \quad (12 \text{ а})$$

$$W_{p.ef} = W_n \left( 1 + \frac{2\delta EJ}{WR_y \xi \cdot \ell^2} \right)$$

Выражения в скобках обозначим через поправочные коэффициенты  $K_{on}$  и  $K_{np}$  и получим:

$$W_{n.ef} = W_{on} K_{on} \quad (12 \text{ б})$$

$$W_{p.ef} = W_{on} K_{np}$$

Найдем величину поправочных коэффициентов для наиболее распространенных величин входящих в них параметров, а именно:  $R_y = 2450 \text{ кг/см}^2$ ;  $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$ ;  $\xi = 0,1$ ;  $\delta = 0,15 \text{ см}$ . Также учтем, что  $J/W = h/2$ , где  $h$  — высота сечения прогона, равная для неразрезных прогонов  $(1/30—1/35)\ell$ .

Подставляя эти величины в формулу (12 а), получим:

$$K_n \approx 1 - \frac{21,5}{\ell};$$

$$K_p \approx 1 + \frac{43}{\ell}, \quad (13)$$

где  $\ell$  — пролет прогона, см.

Оценим величину поправок по величине расчетных изгибающих моментов, возникающих из-за податливости болтовых соединений для прогонов, подобранных в соответствии с действующими усилиями. Так, например, при пролете  $\ell = 6 \text{ м}$  для перечисленных выше условий, опорный момент уменьшится на 3,5% ( $K_n = 0,964$ ), а пролетный увеличится на 7,2% ( $K_p = 1,072$ ).

Выше были рассмотрены рядовые неразрезные прогоны. Как показывают расчеты, часто определяющими являются прогоны, расположенные в первом пролете (рис. 4). Проведем аналогичные исследования и для них.

Дополнительный изгибающий момент в опорном сече-

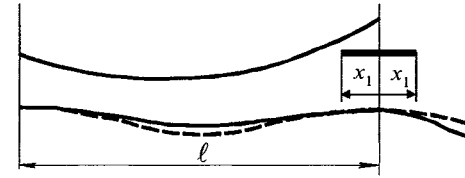


Рис. 4. Расчетная схема крайнего неразрезного прогона

нии при его повороте вследствие податливости болтового соединения найдется по аналогии с формулой (4)

$$\Delta M = \frac{3\delta EJ}{\xi \ell^2}. \quad (14)$$

Пролетный изгибающий момент от действия распределенной нагрузки и поворота опорного сечения вследствие податливости болтового соединения найдется в соответствии с рис. 4:

$$M_{\Sigma(x)} = M_{on} \frac{x}{\ell} - \frac{q \cdot \ell}{2} \cdot x + \frac{qx^2}{2} - \frac{\Delta M}{\ell} \cdot x. \quad (15)$$

Найдем максимум  $M_{\Sigma(x)}$ , продифференцировав формулу (15):

$$\frac{dM_{\Sigma(x)}}{dx} = \frac{M_{on}}{\ell} - \frac{q \cdot \ell}{2} + qx - \frac{\Delta M}{\ell} = 0$$

откуда

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{\Delta M}{q \cdot \ell} - \frac{M_{on}}{q \cdot \ell}. \quad (16)$$

Учитывая формулу (12), и находя опорный момент как

$$M_{on} = \eta \cdot q \cdot \ell^2,$$

где  $\eta = 0,125$  — для 2-х пролетных прогонов;  $\eta = 0,10$  — для 3-х пролетных прогонов;  $\eta = 0,107$  — при числе пролетов более 3, найдем расстояние от опоры, где суммарный изгибающий момент в прогоне имеет максимальное значение

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{3\delta \cdot EJ}{q \cdot \xi \cdot \ell^3} - \eta \cdot \ell \quad (17 \text{ а})$$

$$\text{или } x = l \cdot (0,5 - \eta) + \frac{3\delta \cdot EJ}{q \cdot \xi \cdot l^3}. \quad (17 \text{ б})$$

По аналогии с ранее рассмотренным случаем, найдем приближенное выражение для определения расстояния  $x$  при тех же параметрах, которые были использованы при выводе формулы (13)

$$x \approx l \cdot (0,5 - \eta) + \frac{12000}{l^2}, \quad (18)$$

где  $l$  — пролет прогона, см.

При  $l > 6$  м, последним членом уравнения (18) можно пренебречь. Для различных статических схем прогонов с пролетом 6 м найдем:  $x/l = 0,408$ ;  $x/l = 0,433$ ;  $x/l = 0,426$  — при числе пролетов 2, 3 и более 3-х соответственно.

Проведя дальнейшие вычисления, найдем приближенные выражения для определения поправочных коэффициентов к пролетному и опорному изгибающему моменту для многопролетных прогонов (число пролетов более 3-х):

$$K_{np} \approx 1 + \frac{67,5}{l}; \quad (19)$$

$$K_{on} \approx 1 - \frac{67,5}{l}.$$

Помимо расчетов на прочность неразрезных прогонов, необходима и проверка их деформативности. Очевидно, что податливость болтовых соединений должна увеличивать общие деформации прогона. Обратимся к расчетной схеме рис. 5.

Деформации в середине пролета прогона от действия моментов, действующих на левой и правой опоре найдутся как

$$\Delta f = \frac{2Ml^2}{16EJ}. \quad (20)$$

Так как, по аналогии с формулой (4),

$$M = \frac{2\delta EJ}{\xi l^2},$$

найдем

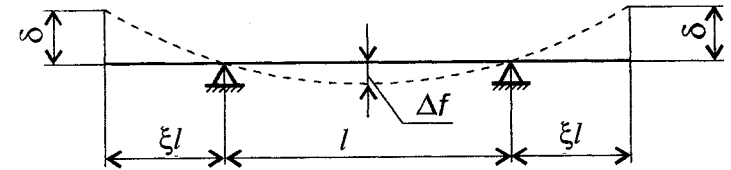


Рис. 5. Дополнительные деформации неразрезных прогонов с податливыми болтовыми соединениями

$$\Delta f = \frac{2 \cdot 2\delta EJ}{\xi l^2} \cdot \frac{l^2}{16EJ}$$

или, для средних пролетов неразрезных прогонов

$$\Delta f = \frac{\delta}{4\xi}. \quad (21 \text{ а})$$

То же, для крайних пролетов

$$\Delta f = \frac{\delta}{8\xi}. \quad (21 \text{ б})$$

Для практических величин  $\delta = 0,15$  см и  $\xi = 0,1$ , дополнительный прогиб  $\Delta f$  невелик и равен 0,3745 см, что при пролете 6 м составляет всего 1/1600 пролета. Для крайних пролетов дополнительный относительный прогиб еще в 2 раза меньше. Таким образом можно сделать вывод, что для реальных неразрезных прогонов можно пренебречь дополнительными прогибами вызванными податливостью болтовых соединений.

Выше были получены точные и приближенные формулы для определения изгибающих моментов и деформаций для неразрезных прогонов с учетом податливости скрепляющих их болтовых соединений. Вместе с тем представляют интерес более простые рекомендации, позволяющие рассчитывать многопролетные прогоны с достаточной для практики точностью. Установлено, что для практических расчетов применимы следующие рекомендации:

1. Изгибающие моменты в пролетах и на опорах неразрезных прогонов с перехлестами на опорах, а также их деформации, допустимо определять как для обычных неразрезных балок без учета их локального усиления. Это обус-

ловлено взаимно компенсирующим влиянием на перераспределение усилий переключений и податливости болтовых соединений в месте стыка;

2. Подбор и проверку сечений неразрезных прогонов по прочности следует выполнять по одиночному сечению в пролете и по удвоенному на опоре при действии изгибающих моментов, определенных согласно п. 1.

3. Для относительно жестких прогонов, а также при наличии больших зазоров в болтовом соединении или небольших переключках, следует производить статические расчеты прогонов с использованием точных формул, представленных в настоящем разделе.

#### 4.7. РАСЧЕТ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ НЕРАЗРЕЗНЫХ ПРОГОНОВ

Расчет болтовых соединений неразрезных прогонов производится в соответствии со схемой, представленной на рис. 1.

Усилие, действующее на болты, равно:

$$N_b = \frac{M_{on} - M_b}{\xi l}, \quad (1)$$

где  $M_{on}$  — изгибающий момент на опоре. В практических расчетах принимается равным максимальному моменту по всей нитке неразрезных прогонов (обычно на второй опоре);  $M_b$  — изгибающий момент в месте установки болтов.

Для различных статических схем прогонов (при принятой для них, согласно разделу 4.3, величине переключка  $\xi l$ ), усилие  $N_b$  найдется следующим образом:

— для равнопролетных неразрезных прогонов

$$N_b = 0,27ql; \quad (2)$$

— для неразрезных прогонов с уменьшенным крайним пролетом  $l = 0,8l$

$$N_b = 0,39ql; \quad (3)$$

— для неразрезных равнопролетных прогонов с усиленным первым пролетом

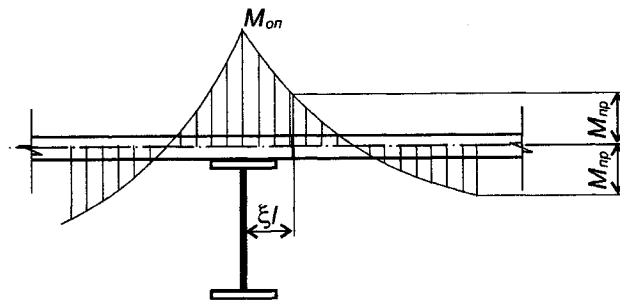


Рис. 1. К расчету соединений неразрезных прогонов

$$N_b = 0,51ql. \quad (4)$$

Расчет болтовых соединений на срез и смятие производится в соответствии с действующими нормами. Расстановку болтов следует выполнять с учетом обеспечения совместной работы прогонов и предотвращения деформациям из плоскости изгиба при кручении прогонов. Для этого болты желательно размещать на максимальных расстояниях от нейтральной оси сечения прогона. В особой степени это относится к неразрезным прогонам из швеллеров.

Как показано на рис. 2, в месте сопряжения прогонов из швеллеров линия действия силы  $N_b$  не совпадает с центром изгиба швеллера, находящимся на расстоянии  $x_0$  от стенки.

Вследствие этого, в соединении возникает крутящий момент

$$M_t = N_b \cdot x_0. \quad (5)$$

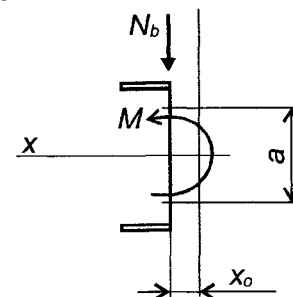


Рис. 2. Дополнительные усилия в месте сопряжения неразрезных прогонов из швеллеров



Таблица 1. Расстояние до центра изгиба для прокатных швеллеров

Номер швеллера	14	16	18	20	22	24
$x_0$ , см	1,58	1,68	1,83	1,94	2,07	2,1

Для прокатных швеллеров расстояние  $x_0$  приведено в табл. 1, а для гнутых определяется по формуле, приведенной в работе [1]:

$$x_0 = \frac{b^2 h^2 t}{4J_x}, \quad (6)$$

где  $b$ ,  $h$ ,  $t$  — толщина, ширина полки и высота стенки швеллера соответственно;  $J_x$  — момент инерции сечения относительно оси  $X$ .

Усилие от крутящего момента воспринимается болтами, соединяющими швеллера. Величина этого усилия равна

$$P_M = \frac{M_t}{a}. \quad (7)$$

Обычно усилие  $P_M$  невелико, и для его восприятия достаточно болтов, соединяющих швеллера на опоре.

В качестве дополнительного скрепления в месте перехлеста швеллеров, рекомендуется при послойной сборке кровли устанавливать самонарезающие винты или дюбели, прикрепляющие нижний профлист в шахматном порядке, попеременно к одному и другому швеллерам.

## Литература

1. Тимошенко С.П. Теория кручения и устойчивости тонкостенных стержней открытого поперечного сечения. В книге «Устойчивость стержней, пластин и оболочек». М. Наука, 1971. С. 670—727.

## 4.8. ВЛИЯНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ РАМ НА РАБОТУ НЕРАЗРЕЗНЫХ ПРОГОНОВ

В случаях, когда не предусмотрены специальные меры, в неразрезных прогонах, особенно в их крайних пролетах, возникают дополнительные изгибающие моменты и поперечные силы, связанные с деформациями рам каркаса. В максимальной степени этот эффект проявляется для прогонов, расположенных в пролетных участках рам и практически отсутствует в зонах, где ригель рамы опирается на крайние и промежуточные стойки. Наиболее опасны случаи, когда вместо крайних рам устанавливается жесткий в вертикальном направлении торцовый фахверк. Здесь разница в вертикальных осадках первой и второй опор прогонов приблизительно в 2—2,5 раза превышает разницу осадок опор для зданий с торцовыми рамами. Схема деформаций и эпюра дополнительных изгибающих моментов в неразрезных прогонах, возникающих при перемещениях рам под нагрузкой представлена на рис. 1.

В дальнейшем будем рассматривать влияние деформаций рам на работу наиболее опасного, в этой ситуации, крайнего пролета неразрезного прогона. Учитывая, что часто применяются схемы каркасов с уменьшенным крайним шагом рам, крайний пролет прогона обозначим через  $kl$ , где  $k \leq 1$ .

Положительное влияние на уменьшение дополнительных моментов от осадки рам может оказать податливость болтовых соединений неразрезных прогонов, обусловленная

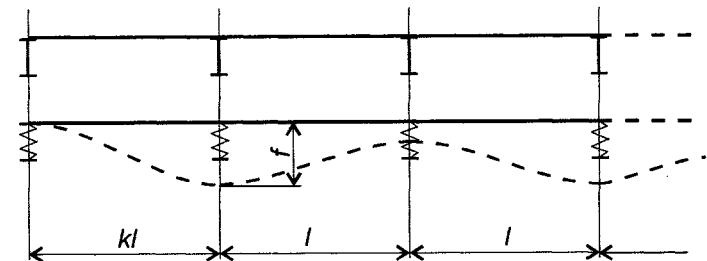


Рис. 1. Схема деформаций и вызываемые ими изгибающие моменты в неразрезных прогонах при осадках рам

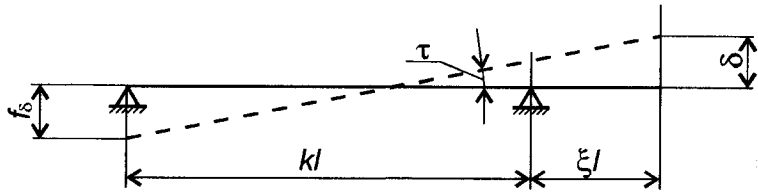


Рис. 2. Разгрузка неразрезных прогонов за счет податливости болтовых соединений

наличием зазоров между телом болта и кромками отверстий. Для оценки этого влияния рассмотрим однопролетный шарнирно опертый прогон с консолью, правая опора которого перемещается вверх на расстояние, равное зазору  $\delta$ , а левая вниз на величину  $f_\delta$  (рис. 2).

Максимальное свободное перемещение  $f_\delta$  найдется как

$$f_\delta = k \cdot l \cdot \text{tg} \tau \quad (1 \text{ а})$$

или, из-за малости угла  $\tau$

$$f_\delta = k \cdot l \cdot \tau. \quad (1 \text{ б})$$

При  $\tau = \delta / \xi \cdot l$  величина предельной свободной деформации найдется как

$$f_\delta = \frac{k\delta}{\xi}. \quad (2)$$

Как видно из формулы (2), величина предельного свободного перемещения  $f_\delta$  зависит только от величины зазора  $\delta$  и относительной длины консоли прогона  $\xi$  и не зависит от величины его пролета. Это позволяет обобщить полученные выше выводы на любые пролеты прогонов. Так, при  $\delta = 0,15$  см;  $\xi = 0,1$ ;  $k = 1$ ; получим  $f_\delta = 1,5$  см.

В то же время, деформации рам могут достигать достаточно больших величин. Так, по действующим нормам для различных пролетов рам, предельно допустимые деформации будут равны: при  $L = 18$  м,  $f_{lim} = 7,7$  см; при  $L = 24$  м,  $f_{lim} = 9,6$  см; при  $L = 36$  м,  $f_{lim} = 12$  см; при  $L = 48$  м  $f_{lim} = 16$  см и т.д.

Сравнивая величину свободной деформации прогонов с деформациями рам, увидим, что первые составляют 5—10 % от последних. Таким образом, податливость болтовых соединений прогонов несколько разгружает их при осадке опор, которыми являются рамы.

Расчетную величину деформации рам, учитываемую при определении дополнительных изгибающих моментов в прогонах найдем с учетом разгружающего эффекта податливых болтовых соединений:

$$f_{ef} = f_0 - f_\delta, \quad (3)$$

где  $f_0$  — разница деформаций соседних рам, являющихся опорами неразрезных прогонов.

При наличии торцевого фахверка величина  $f_0$  равна деформациям рамы, установленной непосредственно за фахверком. Если вместо торцевого фахверка установлена рама такого же сечения, как и рядовые, деформацию  $f_0$  следует умножить на поправочный коэффициент 0,6 при равных шагах рам и приблизительно на 0,65—0,7 при величине крайнего шага рам, равного 0,9 или 0,8 величины пролета рядового прогона соответственно.

Влияние осадки опор на работу неразрезных прогонов рассмотрим на примере многопролетной балки у которой крайняя опора получает принудительное смещение на величину  $f_{ef}$ . Остальные опоры не перемещаются относительно друг друга, что вполне отражает реальную работу неразрезного прогона, опирающегося на вторую, третью и последующую рамы, имеющих приблизительно одинаковые прогибы. На рис. 3 представлена расчетная схема такой балки и эпюра изгибающих моментов, возникающих при перемещении крайней опоры.

Дополнительные изгибающие моменты на опорах  $B$  и  $C$  найдем как

$$M_i = k_i \cdot \frac{EJ}{l^2} \cdot f_{ef}, \quad (4)$$

где коэффициент  $k_i$  для прогонов с различным числом пролетов представлен в табл. 1.

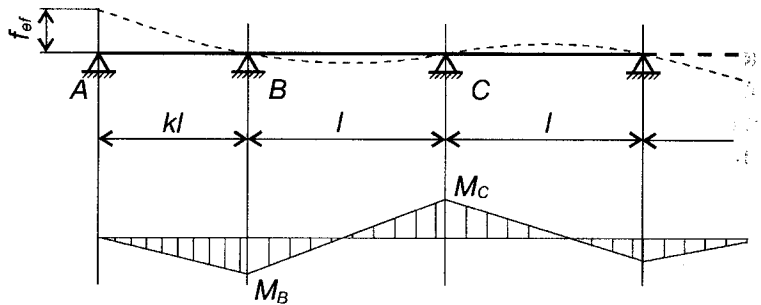


Рис. 3. Расчетная схема неразрезного прогона при осадке крайней опоры

Таблица 1. Значения коэффициента  $k_i$ 

Количество пролетов	2	3	4	5
$k_b$ для опоры B	1,5	1,6	1,61	1,61
$k_c$ для опоры C	—	0,4	0,43	0,43

Расчетные моменты в неразрезных прогонах, возникающие при осадке рам, находятся по формулам:

— для первого пролета:

$$M_{ef} = M_0 + 0,4k_b \frac{EJ}{\ell^2} f_{ef}, \quad (5)$$

где  $M_0$  — расчетный пролетный момент в прогоне, полученный обычным статическим расчетом; 0,4 — относительное расстояние от крайней опоры до точки максимума эпюры  $M$  в крайнем пролете.

— для опоры B:

$$M_{ef,b} = M_{0,b} + k_b \frac{EJ}{\ell^2} f_{ef}; \quad (6)$$

— для опоры C:

$$M_{ef,c} = M_{0,c} + k_c \frac{EJ}{\ell^2} f_{ef}. \quad (7)$$

В формулах (6) и (7) изгибающие моменты на опорах B и C —  $M_{0,b}$  и  $M_{0,c}$  определяются без учета податливости опор.

Как показывают расчеты, влияние осадки крайней опоры на второй и последующие пролеты не существенно и им можно пренебречь.

Для уменьшения влияния перемещений рам на работу прогонов можно рекомендовать следующее:

1. Задание очертания верха крайней рамы или балок торцевого фахверка в соответствии с наружным контуром второй рамы, определенном с учетом ее деформаций под нагрузкой;

2. Специальную разбивку отверстий в зоне сопряжения прогонов, позволяющую задать требуемый подъем крайнего прогона;

3. Увеличение диаметра отверстий в узлах сопряжения прогонов на второй опоре с целью увеличения возможных свободных перемещений крайнего прогона и уменьшения расчетных деформаций  $f_{ef}$ , определяемых в соответствии с формулой (3). Этот подход, как и рекомендация 2, требует тщательных расчетов, исполнения и монтажа;

4. Увеличение шага рам с целью уменьшения относительной жесткости системы прогонов за счет увеличения их длины. Дополнительные усилия в прогонах при этом уменьшаются пропорционально квадрату их длины. Учитывая, что с увеличением пролета увеличивается и сечение прогонов, уменьшение дополнительных усилий будет происходить не так быстро;

5. Уменьшение шага прогонов и применение за счет этого сечений с относительно меньшей изгибной жесткостью, что также приводит к уменьшению дополнительных усилий в прогонах.

В практической работе наиболее предпочтительным является первый способ, который в сочетании с четвертым и пятым способами позволяет практически ликвидировать негативное влияние деформаций рам на работу прогонов.

В случаях, когда не приняты меры, уменьшающие или компенсирующие дополнительные усилия в неразрезных прогонах при деформировании рам, на крайнюю раму или торцевой фахверк передаются дополнительные вертикальные силы  $\Delta P$ , величину которых можно определить по формуле:

$$\Delta P = \frac{M_b}{\ell} = k_b \frac{EJ}{\ell^3} f_{ef}, \quad (8)$$

где  $M_b$  — изгибающий момент на второй опоре неразрезного прогона (опора  $B$ ), возникающий при перемещении крайней опоры на величину  $f_{ef}$ .

Одновременно с догрузением крайней рамы или торцевого фахверка, происходит разгрузка второй рамы приблизительно на величину  $\Delta P$ . В практических расчетах это разгрузка обычно не учитывается.

## 4.9. СТЕНОВЫЕ ПРОГОНЫ

### 4.9.1. ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ И ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТЕНОВЫХ ПРОГОНОВ

Стеновые прогоны относятся ко второстепенным конструкциям здания и поэтому их проектированию обычно не уделяется такого внимания как несущим рамам, прогонам кровли и другим ответственным конструкциям. Вместе с тем, потенциальные возможности стеновых прогонов в повышении общей эффективности каркаса далеко не исчерпаны.

По характеру силовых воздействий, стеновые прогоны можно разделить на следующие группы (рис. 1):

1. Прогоны или ветровые ригели, воспринимающие только горизонтальные нагрузки от ветра  $q_x$ . Нагрузки от веса стен  $q_x$  передаются либо на цоколь здания, либо на специальные поддерживающие конструкции.

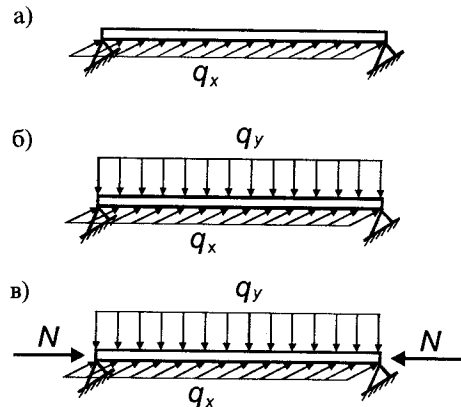


Рис. 1. Схемы нагружения стеновых прогонов

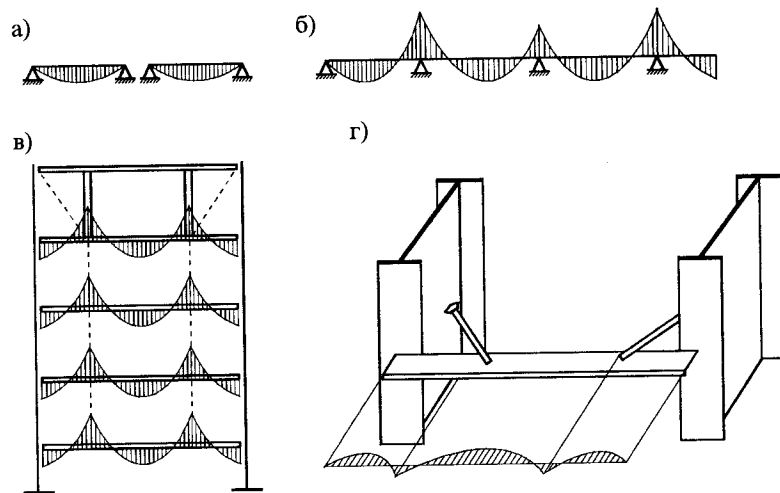


Рис. 2. Статические схемы стеновых прогонов

2. Прогоны, воспринимающие как горизонтальные нагрузки от ветра  $q_x$ , так и вертикальные нагрузки от стен  $q_y$ .

3. Прогоны, участвующие в работе общей связевой системы здания и обеспечивающие раскрепление несущих конструкций каркаса (стойки рам, колонны и т.д.) от потери устойчивости по изгибной или изгибно-крутильной форме.

По статическим схемам стеновые прогоны можно разделить следующим образом:

1. Разрезные прогоны (рис. 2 а).
2. Неразрезные прогоны (рис. 2 б).
3. Разрезные и неразрезные прогоны с тяжами и распорками для восприятия вертикальной нагрузки  $q_y$  (рис. 2 в).
4. То же, с горизонтальными подкосами для восприятия горизонтальной нагрузки  $q_x$  (рис. 2 г).
5. Разрезные и неразрезные прогоны с подкосами, служащими для раскрепления стоек рам или фахверка от изгибно-крутильной формы потери устойчивости (рис. 2 г).
6. Смешанные статические схемы

В зависимости от характера работы стеновых прогонов, для них применяются различные типы сечений:

— открытые сечения (прокатные или гнутые швеллеры, Z-профили; гнутые сигма-профили и др.);

— замкнутые сечения из прокатных или гнутых швеллеров, из гнутосварных труб прямоугольного или квадратного сечения);

— сложные сечения, выполняющие одновременно несущие и ограждающие функции.

Прогоны с открытыми сечениями применяются при преимущественном действии горизонтальной нагрузки. При наличии вертикальной нагрузки, такие прогоны обычно закрепляются вертикальными тяжами или подпорками. Имеются примеры открытых сечений прогонов, в виде профиля составленного из двух гнутых швеллеров (рис. 3 в). Вертикальный швеллер воспринимает вертикальные нагрузки от стен, а горизонтальный — нагрузки от ветра.

Замкнутые сечения применяются в прогонах, воспринимающих значительные вертикальные нагрузки (надоконные или надворотные прогоны или прогоны, расположенные в местах горизонтальных стыков стеновых панелей и др.), а также при использовании прогонов в качестве сжатых распорок связей системы каркаса.

Расчет стеновых прогонов открытого профиля незначительно отличается от расчета кровельных прогонов и базируется на принципах механики тонкостенных конструкций, в частности, на работах В.З. Власова [1],[2], детально изложенных применительно к кровельным прогонам Д. В. Бычковым [3]. Дальнейшее изложение будет базироваться на этих работах с некоторыми изменениями и дополнениями.

В отличие от нагрузок на кровельные прогоны, нагрузки  $q_y$  и  $q_x$  на стеновой прогон в вертикальной и горизонтальной плоскостях действуют независимо друг от друга. Кроме того, горизонтальная нагрузка от ветра может иметь различные направления действия в зависимости от направления ветра. Последний фактор приводит к тому, что для стеновых прогонов трудно подобрать такое сечение и его ориентацию, при которых можно было бы уменьшить или выгодно использовать кручение для уменьшения суммарных нормальных напряжений в сечении, как это иногда делается при проектировании кровельных прогонов. В качестве примера, на рис. 3 показан случай, когда изменение направления горизонтальной нагрузки может увеличивать или уменьшать

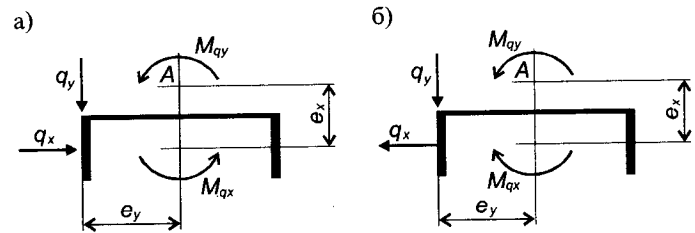


Рис. 3. Сечения стеновых прогонов и действующие в них нагрузки и усилия

кручение прогона. Эта схема справедлива и для других типов сечений.

Таким образом, при расчетах стеновых прогонов следует учитывать максимально возможное воздействие кручения на напряженное состояние сечения, а при проектировании, ориентировать сечение прогонов исходя только из условий технологичности монтажа и удобства дальнейшей эксплуатации конструкций.

#### 4.9.2. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ СТЕНОВЫХ ПРОГОНОВ

Наличие вертикальной и горизонтальной нагрузок, одновременно действующих на стеновые прогоны, приводит к определенным трудностям при подборе их сечения. В работе [3] предложен способ, позволяющий определить требуемые характеристики сечения кровельных прогонов относительно простым способом. В данном разделе приводится методика подбора сечений стеновых прогонов для различных статических схем и типов сечения, разработанная с учетом работы [3].

При действии на тонкостенный элемент изгибающих моментов  $M_x$ ,  $M_y$  и бимоента  $B_w$ , максимальные суммарные напряжения в сечении находятся по формуле:

$$\sigma_{\Sigma} = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{B_w}{W_w}, \quad (1)$$

где  $W_x$ ,  $W_y$  — моменты сопротивления сечения относительно главных осей сечения;  $W_w$  — секториальный момент сопротивления.

Приравнявая максимальные суммарные напряжения расчетному сопротивлению стали и выноса  $W_x$ , получим:

$$\frac{1}{W_x} \left( M_x + M_y \frac{W_x}{W_y} + B_\omega \frac{W_x}{W_\omega} \right) = R_y, \quad (2)$$

откуда найдем требуемый момент сопротивления сечения относительно оси  $X$ :

$$W_x = \frac{1}{R_y} \left( M_x + M_y \frac{W_x}{W_y} + B_\omega \frac{W_x}{W_\omega} \right). \quad (3 а)$$

Вводя обозначения  $\psi_y = W_x / W_y$  и  $\psi_\omega = W_x / W_\omega$ , окончательно получим:

$$W_x = \frac{1}{R_y} (M_x + \psi_y M_y + \psi_\omega B_\omega). \quad (3 б)$$

По формуле (3 б) можно напрямую определять требуемый момент сопротивления сечения прогона при действии вертикальной и горизонтальной нагрузок, а также кручения, вызываемого этими нагрузками.

Для замкнутых сечений, влиянием бимоента  $B_\omega$  можно пренебречь и тогда формула для определения требуемого момента сопротивления  $W_x$  запишется как:

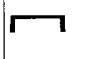
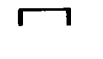




$$W_x = \frac{1}{R_y} (M_x + \psi_y M_y). \quad (3 в)$$

При использовании формул (3 б) и (3 в) необходимы значения входящих в них величин. Параметры  $\psi_y$  и  $\psi_\omega$  определяются только типом сечения прогонов, а изгибающие моменты  $M_x$  и  $M_y$  — только статической схемой и действующими внешними нагрузками  $q_x$  и  $q_y$ . Сложнее обстоит дело с определением бимоента  $B_\omega$ , величина которого зависит как от статической схемы прогонов, так и от их сечения.

Вначале определим параметры  $\psi_y$  и  $\psi_\omega$ .

Размеры прокатных швеллеров строго определены сор-

Таблица 1. Параметры  $\psi_y$  и  $\psi_\omega$

Параметр	прокат	гнут.	гнут.	прокат	прокат	гнут.
						
$\psi_y$	6,75	2,25 $\alpha$	2 $\alpha$	1,33	0,75	$\frac{(1+3\alpha)}{(\alpha^2+3\alpha)}$
$\psi_\omega$	$\approx 1,0$	1/10 $\alpha$	1/15 $\alpha$	—	—	—

таментом и поэтому величины  $\psi_y$  и  $\psi_\omega$  определяются достаточно просто и приблизительно равны  $\psi_y \approx 6,75$  и  $\psi_\omega \approx 1,0$ . Для гнутых профилей соотношение между высотой сечения  $H$  и шириной  $B$  может меняться, что влечет за собой изменение параметров  $\psi_y$  и  $\psi_\omega$ . Обозначим это соотношение через  $\alpha = B/H$ . Обычно величина  $\alpha$  находится в пределах от 0,4 до 0,6. Для такого диапазона изменения  $\alpha$  в табл. 1 приведены приближенные значения  $\psi_y$  и  $\psi_\omega$  для гнутых швеллеров и Z-профилей. Там же приведены значения этих параметров для других типов прогонов, применяемых в стеновых прогонах.

Далее определим величину бимоента  $B_\omega$ , входящего в формулы (3 б) и (3 в), частично используя данные работы [3]. В соответствии с этим, величина бимоента может быть найдена по формуле:

$$B_\omega = 0,01\alpha_\omega \cdot q \cdot e \cdot L^2, \quad (4)$$

где  $q$  — равномерно распределенная нагрузка, действующая на балку;  $e$  — эксцентриситет нагрузки  $q$  относительно центра изгиба сечения;  $L$  — пролет балки;  $\alpha_\omega$  — параметр, зависящий от изгибно-крутильной жесткости балки, схемы ее нагружения и закрепления.

При одновременном действии на стеновой прогон нагрузок  $q_x$  и  $q_y$ , формула (4) примет вид:

$$B_\omega = 0,01\alpha_\omega (q_x \cdot e_x + q_y \cdot e_y) \cdot L^2, \quad (5)$$

где  $e_x$  и  $e_y$  — эксцентриситеты нагрузок  $q_x$  и  $q_y$  относительно центра изгиба сечения.

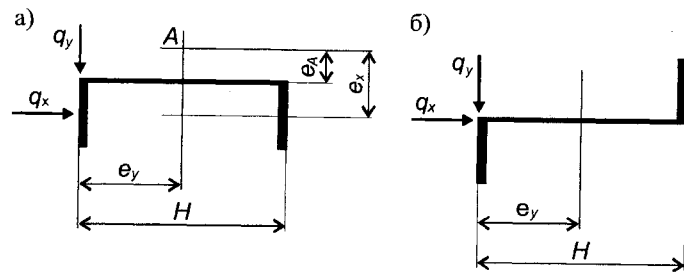


Рис. 4. Схемы для определения эксцентриситетов  $e_x$  и  $e_y$  для сечений из швеллера и Z-профиля

На рис. 4 показана схема определения эксцентриситетов  $e_x$  и  $e_y$  для сечений из швеллера и Z-профиля.

Эксцентриситет  $e_y$  от вертикальной нагрузки одинаков для обоих сечений, и равен:

$$e_y = 0,5H, \quad (6 \text{ а})$$

Эксцентриситет  $e_x$  от горизонтальной нагрузки  $q_x$  для сечения из швеллера найдется как

$$e_x = 0,5B + e_A, \quad (6 \text{ б})$$

где  $e_A$  — расстояние от стенки швеллера до центра изгиба сечения (точка А).

Для Z-профиля будем считать, что плоскость действия силы  $q_x$  находится в плоскости его стенки и поэтому  $e_x = 0$ . Тогда формула (5) примет вид:

$$B_{\omega} = 0,05\alpha_{\omega} \cdot H \cdot q_y \cdot L^2. \quad (7)$$

Принимая для разрезных прогонов из Z-профилей соотношение  $H/L \approx 1/35$ , а для неразрезных —  $H/L \approx 1/45$ , найдем:

— для разрезных прогонов

$$B_{\omega} = \frac{\alpha_{\omega} \cdot q_y \cdot L^3}{700}; \quad (8 \text{ а})$$

— для неразрезных прогонов

$$B_{\omega} = \frac{\alpha_{\omega} \cdot q_y \cdot L^3}{900}. \quad (8 \text{ б})$$

Таблица 2. Расстояние от стенки до центра изгиба прокатных швеллеров

Швеллер	10	12	14	16	18	20	22	24
$e_A$ , см	1,34	1,48	1,58	1,68	1,83	1,94	2,07	2,10
$B$ , см	4,6	5,2	5,8	6,4	7,0	7,6	8,2	9,0
$e_x = e_A + B$ , см	3,64	4,08	4,48	4,88	5,33	5,74	6,17	6,60
$e_x/H$	0,36	0,34	0,32	0,31	0,30	0,29	0,28	0,28

Для сечений из прокатных швеллеров расстояние от стенки до центра изгиба определены по данным сортамента и приведены в табл. 2.

В соответствии с данными таблицы, для прокатных швеллеров можно, в среднем, принять  $e_x \approx 0,31H$ . Тогда, би-момент  $B_{\omega}$  найдется как

$$B_{\omega} = 0,01\alpha_{\omega}(0,31 \cdot q_x + 0,5 \cdot q_y) \cdot H \cdot L^2. \quad (9)$$

Используя принятые ранее зависимости между высотой сечения  $H$  и пролетом прогона  $L$ , найдем для прогонов из прокатных швеллеров:

— для разрезных прогонов

$$B_{\omega} = \frac{1}{3500}\alpha_{\omega}(0,31q_x + 0,5q_y) \cdot L^3; \quad (10 \text{ а})$$

— для неразрезных прогонов

$$B_{\omega} = \frac{1}{4500}\alpha_{\omega}(0,31q_x + 0,5q_y) \cdot L^3. \quad (10 \text{ б})$$

Для сечений в виде гнутых швеллеров, расстояние от стенки до центра изгиба равно:

$$e_A = \frac{B^2}{2B + \frac{H}{3}} \quad (11 \text{ а})$$

или, при  $\alpha = B/H$

$$e_A = \frac{\alpha^2 \cdot H}{2\alpha + 0,333}. \quad (11 \text{ б})$$

Для практического диапазона  $0,4 < \alpha < 0,6$  величина эксцентриситета  $e_A$  приближенно равна

$$e_A \approx 0,38\alpha \cdot H. \quad (12)$$

С учетом формул (6 а) и (12), найдем эксцентриситет  $e_x$

$$e_x = 0,5B + 0,38\alpha H = 0,5\alpha H + 0,38\alpha H$$

или, окончательно

$$e_x = 0,88\alpha \cdot H. \quad (13)$$

Повторяя предыдущие рассуждения, запишем формулы для определения бимоента  $B_\omega$  для сечений из гнутых швеллеров:

— для разрезных прогонов

$$B_\omega = \frac{1}{3500} \alpha_\omega (0,88q_x + 0,5q_y) \cdot L^3; \quad (14 а)$$

— для неразрезных прогонов

$$B_\omega = \frac{1}{4500} \alpha_\omega (0,88q_x + 0,5q_y) \cdot L^3. \quad (14 б)$$

Далее найдем параметр  $\alpha_\omega$ , зависящий от изгибно-крутильных характеристик стержня и его статической схемы. Согласно работам [1]—[3],  $\alpha_\omega = f(kL)$ , где параметр  $k$  определяется по формуле:

$$k = \sqrt{\frac{GJ_d}{EJ_\omega}}, \quad (15)$$

где  $E$  и  $G$  — модуль упругости и модуль сдвига материала прогона. Для стали  $G/E = 0,385$ ;  $J_d$  — момент инерции сечения при свободном кручении;  $J_\omega$  — секториальный момент инерции сечения.

Для прокатных швеллеров, характеристика  $k$  дана в специальных сортаментах и приведена в табл. 3. Как видно из таблицы, для прокатных швеллеров, с достаточной для практики точностью, можно принять:

Таблица 3. Характеристика  $k$  для прокатных швеллеров

Номер швеллера	12	14	16	18	20	22	24
$k, 1/\text{см}$	0,043	0,035	0,030	0,026	0,022	0,020	0,018
$1/2H, \text{см}$	0,042	0,036	0,031	0,028	0,025	0,023	0,020

$$k \approx \frac{1}{2H}. \quad (16)$$

Таким образом, для прогонов из прокатных швеллеров найдем:

— для разрезных прогонов при  $H/L \approx 1/35kL = 17,5$ ;

— для неразрезных прогонов при  $H/L \approx 1/45kL = 22,5$ ;

Для тонкостенных элементов, к которым относятся гнутые швеллера и Z-образные профили, момент инерции при свободном кручении найдется как

$$J_d = \frac{\beta}{3} \sum b_i \cdot t^3, \quad (17)$$

где  $b_i$  и  $t$  — ширина и толщина отдельных прямоугольников, составляющих сечение профиля;  $\beta$  — коэффициент, определенный А. Фепплом и учитывающий форму сечения: для швеллера  $\beta = 1,12$ ; для Z-образного профиля  $\beta = 1,16$ .

Для сечения в виде швеллера или Z-профиля  $J_d$  определится по формуле:

$$J_d = \frac{\beta}{3} (2B + H)t^3 \quad (18 а)$$

$$\text{или, при } \alpha = B/H \quad J_d = \frac{\beta}{3} (2\alpha + 1)H \cdot t^3. \quad (18 б)$$

Секториальный момент инерции для Z-образного профиля найдем в соответствии с работой [5]:

$$J_\omega = \frac{B^3 \cdot H^2 \cdot t}{12} \cdot \frac{B + 2H}{2B + H} \quad (19 а)$$

$$\text{или, при } \alpha = B/H \quad J_\omega = \frac{\alpha^3 \cdot H^5 \cdot t}{12} \cdot \frac{(\alpha + 2)}{(2\alpha + 1)}. \quad (19 б)$$



Таблица 4. Значения параметра  $\alpha_\omega = f(kL)$ 

$kL$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	10	12	16	20
$\alpha_{\omega 1}$	12,5	11,4	9,0	6,6	4,8	3,5	2,6	1,9	1,5	1,0	0,7	0,35	0,3
$\alpha_{\omega 2}$	8,3	8,2	7,8	7,4	6,7	6,2	5,6	5,2	4,7	4,1	3,4	2,7	2,2
$\alpha_{\omega 3}$	12,5	12,1	11,3	10	8,6	7,7	6,7	6,0	5,4	4,4	3,8	0,9	0,5

Тогда, опуская промежуточные преобразования, найдем:

$$\sqrt{\frac{J_d}{J_\omega}} = \frac{2(2\alpha + 1)t}{\alpha H^2} \sqrt{\frac{\beta}{\alpha(\alpha + 2)}} \quad (20)$$

Для предварительных расчетов можно принять  $t/H \approx 1/40$  и учитывая, что  $G/E = 0,385$ ;  $0,4 < \alpha < 0,6$  и  $\beta = 1,16$ ; найдем приближенное выражение для определения параметра  $k$  для Z-образного сечения

$$k \approx \frac{1}{16\alpha H} \quad (21)$$

По формуле (21) найдем для Z-профилей: для разрезных прогонов при  $H/L=1/35$ :  $kL \approx 2,2/\alpha$ ; для неразрезных прогонов при  $H/L=1/45$ :  $kL \approx 2,8/\alpha$ . Аналогично, для сечений из гнутых швеллеров: для разрезных прогонов при  $H/L=1/35$ :  $kL \approx 2,5/\alpha$ ; для неразрезных прогонов при  $H/L=1/45$ :  $kL \approx 3,2/\alpha$ .

По найденным значениям характеристик  $kL$ , параметр  $\alpha_\omega$  может быть найден в соответствии с работой [3] или по табл. 4, в зависимости от расчетной схемы прогона. В табл. приведены данные для трех основных схем: шарнирно-опертые прогоны ( $\alpha_{\omega 1}$ ); прогоны защемленные с обоих концов ( $\alpha_{\omega 2}$ ); прогоны, защемленные с одного конца и шарнирно-опертые с другого ( $\alpha_{\omega 3}$ ).

Изгибающие моменты  $M_x$  и  $M_y$  определяются обычными методами строительной механики. Для подбора сечений стеновых прогонов можно использовать формулы, приведенные в сводной табл. 5 для различных статических схем и сечений прогонов. Учитывались наиболее опасные сечения прогонов, в которых совместное действие вертикальных и

Таблица 5. Таблица для определения усилий  $M_x$ ,  $M_y$  и  $B_\omega$  в стеновых прогонах

№	Схемы прогонов	Расчетные усилия для подбора сечения		
		$M_x$	$M_y$	$B_\omega$
1	Однопролетный прогон	$q_x \cdot \frac{L^2}{8}$	$q_y \cdot \frac{L^2}{8}$	$\frac{1}{m} \alpha_{\omega 1} (\eta_x q_x + \eta_y) L^3$
2	Однопролетный прогон с центральным тяжем	$q_x \cdot \frac{L^2}{8}$	$q_y \cdot \frac{L^2}{32}$	$\frac{1}{m} \alpha_{\omega 3} (\eta_x q_x + \eta_y) L^3$
3	Однопролетный прогон с двумя тяжами	При $q_x \geq 0,6q_y$		$\frac{1}{m} \alpha_{\omega 2} (\eta_x q_x + \eta_y) L^3$
		$q_x \cdot \frac{L^2}{8}$	$q_y \cdot \frac{L^2}{8}$	
		При $q_x < 0,6q_y$		
		$q_x \cdot \frac{L^2}{9}$	$q_y \cdot \frac{L^2}{9}$	
4	Двухпролетный прогон	$q_x \cdot \frac{L^2}{8}$	$q_y \cdot \frac{L^2}{8}$	$\frac{1}{m} \alpha_{\omega 3} (\eta_x q_x + \eta_y) L^3$
5	Многопролетный прогон: $L_1$ — крайний пролет; $L$ — рядовой пролет	$\frac{L_1/L = 1}{0,078q_x \cdot L^2 \quad 0,078q_x \cdot L^2}$		$\frac{1}{m} \alpha_{\omega 3} (\eta_x q_x + \eta_y) L^3$
		$\frac{L_1/L = 0,9}{0,06q_x \cdot L^2 \quad 0,06q_y \cdot L^2}$		
		$\frac{L_1/L = 0,8}{0,06q_y \cdot L^2 \quad 0,044q_y \cdot L^2}$		

горизонтальных нагрузок вызывает наибольшее напряжение. Для многопролетных неразрезных прогонов учитывались двойные сечения в местах перехлеста. Расчетные значения бимоментов в некоторых случаях даны с запасом.

В табл. 5 приняты значения параметров:  $m = 3500$ ;  $m = 4500$  — для разрезных и неразрезных прогонов из прокатных и гнутых швеллеров соответственно;  $m = 700$ ;  $m = 900$  — для разрезных и неразрезных прогонов изогнутых Z-профилей соответственно;  $\eta_x = 0,31$ ;  $\eta_y = 0,5$  — для сечений из прокатных швеллеров;  $\eta_x = 0,88$ ;  $\eta_y = 0,5$  — для сечений из гнутых швеллеров;  $\eta_x = 0,0$ ;  $\eta_y = 1,0$  — для сечений из гнутых Z-профилей.

При необходимости более точной проверки сечений прогонов на действие всех силовых факторов ( $M_x$ ,  $M_y$  и  $B_\omega$ ), следует использовать значения параметров, связанных с кручением стержня и приведенные в данной работе или, например, в книге Д.В. Бычкова [3].

Для нахождения параметра  $\alpha_\omega$  (табл. 4) на стадии подбора сечений прогонов используются приближенные зависимости:

$kL \approx 17,5$  и  $kL \approx 22,5$  — для разрезных и неразрезных прогонов из прокатных швеллеров;

$kL \approx 2,5/\alpha$  и  $kL \approx 3,2/\alpha$  — для разрезных и неразрезных прогонов из гнутых швеллеров;

$kL \approx 2,2/\alpha$  и  $kL \approx 2,8/\alpha$  — для разрезных и неразрезных прогонов из гнутых Z-профилей.

#### 4.9.3. ПОДВЕСКИ И ПОДПОРКИ СТЕНОВЫХ ПРОГОНОВ

В предыдущем разделе было показано, что вертикальные нагрузки от веса стенового ограждения крайне неблагоприятно воздействуют на стеновые прогоны открытого сечения. Так например, напряжения от вертикальной нагрузки в прогонах с открытым сечением, могут в 5—7 раз превышать напряжения от такой же по величине горизонтальной нагрузки.

Для сокращения металлоемкости прогонов часто применяются гибкие тязи (подвески) или жесткие подпорки, уменьшающие пролет прогона в вертикальной плоскости и передающие вертикальные нагрузки на другие конструкции (усиленные прогоны, стойки рамы, цоколь и др.). При этом изгибающие моменты  $M_y$  уменьшаются пропорционально квадрату сокращения расчетной длины прогона в вертикальной плоскости, а деформации — четвертой степени. На прак-

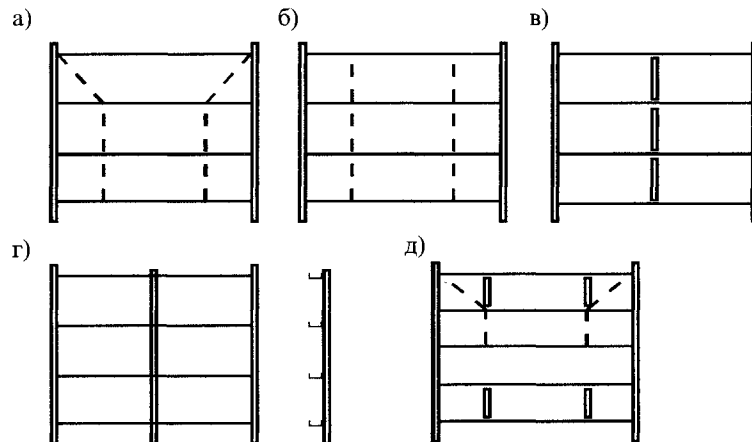


Рис. 5. Схемы подвесок и подпорок для стеновых прогонов

тике обычно устанавливают 1—2 ряда тяжей или подпорок, что приводит к уменьшению изгибающих моментов в вертикальной плоскости в 4—9 раз, а деформаций в 16—81 раз.

Таким образом, применение тяжей и подпорок является очень эффективным способом снижения металлоемкости стенового каркаса здания. В общем, можно выделить три основных способа подкрепления прогонов:

1. Использование только гибких тяжей, работающих на растяжение. При этом нагрузка от собственного веса стены передается через тязи на стойку рамы или фахверка (рис. 5 а) или на усиленный горизонтальный элемент стены или кровли (рис. 5 б).

2. Использование только жестких подпорок, работающих на сжатие (рис. 5 в). В этом случае вертикальная нагрузка от стен передается на цоколь здания, специальные фундаменты или на усиленный пол. Вертикальные подпорки могут выполняться как разрезными, так и неразрезными (рис. 5 г). В последнем случае подпорка устанавливается с внутренней стороны прогонов и, при соответствующем закреплении нижнего и верхнего концов, может дополнительно воспринимать горизонтальную нагрузку  $q_x$ , разгружая тем самым прогон не только в вертикальной, но и в горизонтальной плоскости.

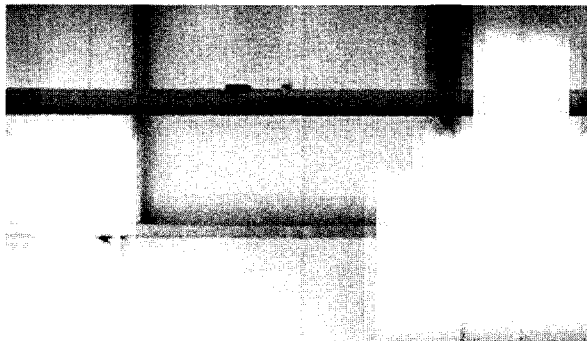


Рис. 6. Подвески и подпорки стеновых прогонов (с разрешения промышленной компании ВЕНТАЛЛ)

3. Комбинированный способ, когда одновременно используются и гибкие тязи и жесткие распорки (рис. 5 д и б).

Усилие в тязе или подпорке определяется следующим образом:

$$N = g \cdot k \cdot h \cdot \frac{L}{n + 1}, \quad (22)$$

где  $g$  — вес 1 м<sup>2</sup> стены;  $h$  — высота грузовой площади, с которой собирается нагрузка от стены;  $L$  — номинальный пролет прогона (расстояние между стойками рамы или фахверка);  $n$  — число тязей или подпорок;  $k$  — коэффициент, зависящий от величины  $n$ : для разрезных прогонов  $k = 1,25$  при  $n = 1$ ;  $k = 1,1$  при  $n = 2$ ; для неразрезных прогонов во всех случаях  $k = 1$ .

Гибкие тязи обычно выполняются из круглой стали, площадь сечения которой определяется как для одиночных болтов в соответствии с работой [6]:

$$A_{ef} = \frac{N}{\gamma_c R_{bt}}, \quad (23)$$

где  $R_{bt}$  — расчетное сопротивление стержня подвески, определяемое как одноболтового соединения;  $\gamma_c = 0,9$  — коэффициент условия работы подвески.

Узлы крепления вертикальных и наклонных тязей показаны на рис. 7.

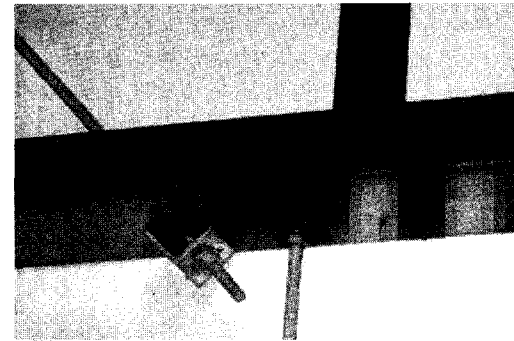


Рис. 7. Узлы крепления вертикальных и наклонных тязей (с разрешения промышленной компании ВЕНТАЛЛ)

При определении усилия  $N$  для наклонных тязей, следует учитывать угол их наклона. При больших усилиях  $N$  в верхней зоне стены, рекомендуется установка тязей увеличенного диаметра или удвоенного сечения.

В случае прикрепления тязей к горизонтальным элементам каркаса (рис. 5, б), последние должны быть рассчитаны на действие дополнительных нагрузок, передающихся с этих тязей.

Применение жестких подпорок целесообразно при наличии цоколя, обладающего достаточной несущей способностью, а также при необходимости крепления к ним окон или стеновых панелей в зоне оконных проемов.

Жесткие разрезные подпорки должны быть рассчитаны на прочность (включая основное сечение и узлы крепления), общую изгибную устойчивость и устойчивость положения. Первые два расчета выполняются по стандартным методикам и здесь не рассматриваются.

Проверка устойчивости положения производится в соответствии с расчетной схемой (рис. 8). При этом подпорки моделируются в виде цепочки шарнирно—сопряженных элементов, нагруженных вертикальными нагрузками в местах шарниров, опирающихся внизу на жесткое основание, а в зоне промежуточных и верхнего шарниров — на упругие горизонтальные опоры (рис. 8 б). Роль упругих горизонтальных опор при этом играют стеновые прогоны.

Для такой системы возможна потеря устойчивости положения, как это показано на рис. 8 в пунктиром. Используя

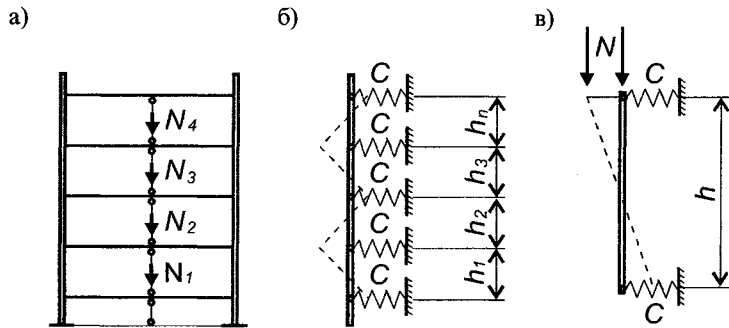


Рис. 8. К расчету подпорок на устойчивость

решение С.П.Тимошенко [7] для сжатого стержня на двух упругих опорах найдем сжимающую силу, при которой происходит потеря устойчивости положения согласно рис. 8 в:

$$N \leq 0,25h_1 \cdot c, \quad (24)$$

где  $h_1$  — длина подпорки (расстояние между прогонами);  $c$  — жесткость упругих опор.

Из формулы (3) найдем требуемую жесткость упругих опор:

$$c \geq \frac{4N}{h_1}. \quad (25)$$

Величину  $c$  определим как для балки, загруженной сосредоточенной нагрузкой:

$$c = \beta \frac{EJ}{L^3}, \quad (26)$$

где  $EJ$  — изгибная жесткость прогона в горизонтальной плоскости;  $L$  — пролет прогона в горизонтальной плоскости;  $\beta$  — коэффициент, зависящий от статической схемы прогона и количества подпорок в одном пролете:  $\beta = 48$ ;  $\beta = 28$  — для однопролетного прогона с одной и двумя подпорками соответственно;  $\beta = 70$ ;  $\beta = 25$  — для крайнего пролета неразрезного прогона с одной и двумя подпорками соответственно;  $\beta = 96$ ;  $\beta = 35$  — для среднего пролета неразрезного прогона с одной и двумя подпорками соответственно.

Из формул (25) и (26) найдем требуемый момент инерции прогона в горизонтальной плоскости из условия сохранения устойчивости положения подпорок:

$$J \geq \frac{4N \cdot L^3}{\beta \cdot E \cdot h_1}. \quad (27)$$

#### 4.9.4. ВКЛЮЧЕНИЕ СТЕНОВОГО ОГРАЖДЕНИЯ В РАБОТУ ПРОГОНОВ НА ВЕРТИКАЛЬНУЮ НАГРУЗКУ ОТ ВЕСА СТЕН

При послойной сборке стенового ограждения, возможно использование внутреннего профлиста для поддержания стеновых прогонов в вертикальной плоскости. Особенно эффективен этот способ для неутепленных зданий. В основном используются два варианта включения профлиста:

1. Передача вертикальных нагрузок на цоколь или на усиленный горизонтальный элемент каркаса через профлист, работающий на сжатие (рис. 9 а).

2. Создание объединенной конструкции (условной балки), включающей стеновые прогоны и профлист. При этом прогоны играют роль поясов условной балки и работают на сжатие и растяжение, а профлист — роль стенки, работающей на сдвиг (рис. 9 б).

Для варианта 1, должно быть проверено крепление профлиста к нижнему или промежуточному опорному элементу самонарезающими винтами или дюбелями. Несущая способность метизов определяется в соответствии с работой [9].

При использовании варианта 2, следует обеспечить прочность сопряжения профлиста со стеновыми прогонами и между собой в зоне вертикальных стыков.

Шаг установки крепежных метизов между профлистом и прогонами назначается из условия:

$$S \leq \frac{2[P] \cdot h}{q_y \cdot L}, \quad (28)$$

где  $[P]$  — несущая способность одного метиза;  $h$  — расстояние между прогонами;  $q_y$  — вертикальная нагрузка;  $L$  — пролет прогона.

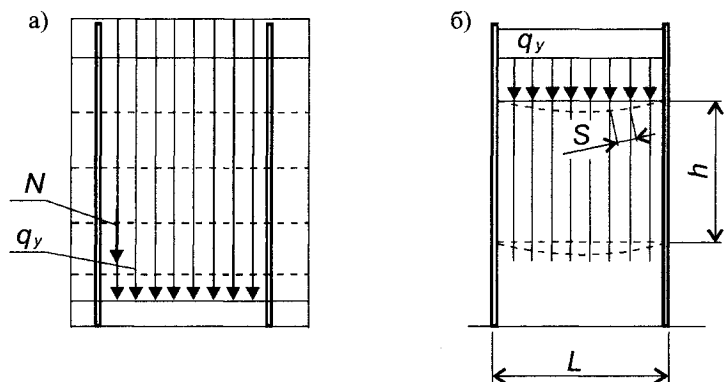


Рис. 9. Включение профлиста в работу стеновых прогонов

В средних четвертях пролета, шаг метизов может быть увеличен в 2—2,5 раза. При назначении шага метизов следует учитывать другие конструктивные и прочие требования, предъявляемые к ограждающим конструкциям.

## Литература

1. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни. М. Стройиздат. 1940. 276 с.
2. Власов В.З. Тонкостенные пространственные системы. М. Госстройиздат. 1958. 368 с.
3. Бычков Д.В. Строительная механика стержневых тонкостенных конструкций. М. Стройиздат. 1962.
4. СНиП 2.01.07—85\* Нагрузки и воздействия. М. Минстрой России. 1996. 44 с.
5. Справочник «Прочность, устойчивость, колебания». Под ред. И.А. Биргера и Я.Г. Пановко. Т.1. М. Машиностроение, 1968. 832 с.
6. СНиП II—23—81 Стальные конструкции. Нормы проектирования. М. ЦИТП. 1990. 96 с.
7. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. М. ОГИЗ. 1946. 532 с.
8. Алфутов Н.А. Основы расчета на устойчивость упругих систем. М. Машиностроение. 1991. 336 с.
9. Рекомендации по применению стальных профилированных листов. М. ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова. 1985. 33 с.

## 5. СИСТЕМА ФАХВЕРКА

### 5.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Конструкции торцевого фахверка в зданиях, выполненных с применением рамных конструкций переменного сечения, практически не отличаются от фахверка обычных зданий. В систему торцевого фахверка входят (рис. 1):

1. Стойки, выполненные из двутавров или замкнутых сечений из швеллеров или гнутосварных профилей;
2. Стеновые прогоны (ригели) из прокатных или гнутых элементов в виде швеллеров, Z-образных, замкнутых или специализированных профилей, выполненные по разрезной или неразрезной схемам;
3. Балки фахверка, воспринимающие нагрузку от покрытия и от торцевой стены;
4. Связи фахверка, включающие гибкие или жесткие крестовые и диагональные элементы и распорки, расположенные в пределах связевого блока и между стойками фахверка.

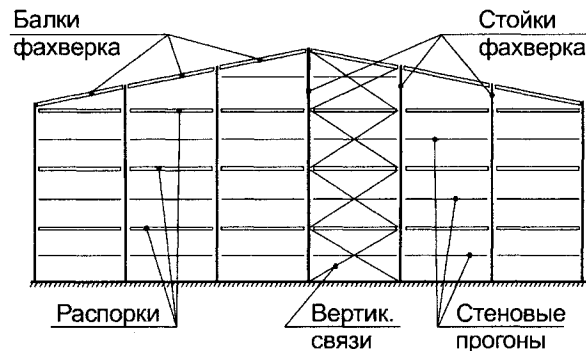


Рис. 1. Схема торцевого фахверка

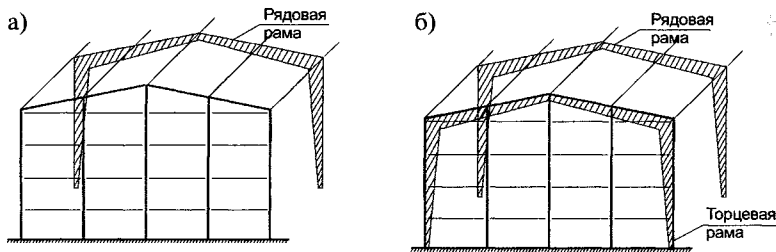


Рис. 2. Несущий и самонесущий фахверк

В качестве распорок могут использоваться стеновые прогоны, надворотные балки и др.

В зависимости от конструктивного исполнения торцов здания, фахверк делится на две группы:

1. Несущий фахверк, применяемый в зданиях без торцевых несущих рам. Стойки несущего фахверка воспринимают нагрузки от покрытия; собственного веса фахверка и торцевой стены и ветровой нагрузки, действующей вдоль или поперек здания (рис. 2 а).

2. Самонесущий фахверк, применяемый в зданиях при наличии торцевых несущих рам. Стойки самонесущего фахверка воспринимают нагрузку от собственного веса конструкций и стен, а также от ветровой нагрузки, действующий вдоль здания (рис. 2 б).

При наличии кранового оборудования, на стойки несущего фахверка могут передаваться нагрузки от мостовых опорных и подвесных кранов, а на стойки самонесущего — преимущественно от подвесных кранов. В случае применения гибких связей, на стойки фахверка и распорки связевых блоков передаются усилия предварительного натяжения этих связей.

Расчет и проектирование стеновых прогонов, распорок и связей, входящих в состав торцевого фахверка производится как для аналогичных элементов каркаса. Дальнейший материал будет посвящен, в основном, расчету стоек фахверка, а именно уточнению расчетных схем и нагрузок, действующих на стойки. Также будут рассмотрены некоторые новые конструктивные формы, в частности висячие стойки самонесущего фахверка.

## 5.2. НАГРУЗКИ НА СТОЙКИ ФАХВЕРКА ОТ ПОКРЫТИЯ

Нагрузки от собственного веса покрытия и снега, передающиеся на стойки несущего фахверка, зависят от статической схемы кровельных прогонов. При применении разрезных прогонов сосредоточенная нагрузка  $P$  определяется по формуле:

$$P = 0,5 \cdot L_1 \cdot b \cdot q_{\Sigma}, \quad (1)$$

где  $L_1$  — расстояние от оси стойки фахверка до несущей рамы здания;  $b$  — расстояние между стойками фахверка (ширина грузовой площади);  $q_{\Sigma}$  — суммарная распределенная нагрузка от собственного веса покрытия и снега.

При неразрезных прогонах покрытия:

$$P = k_p \cdot L \cdot b \cdot q_{\Sigma}, \quad (2)$$

где  $L_1$  — рядовой шаг рам здания (рядовой пролет неразрезного прогона);  $k_p$  — коэффициент, зависящий от соотношения пролетов неразрезных прогонов: при  $L/L_1 = 0,8$   $k_p = 0,289$ ; при  $L/L_1 = 0,9$   $k_p = 0,347$ ; при  $L/L_1 = 1,0$   $k_p = 0,395$ .

При необходимости, к конструкциям торцевого фахверка прикладываются дополнительные нагрузки, возникающие в неразрезных прогонах при деформировании основных рамных конструкций, вес стен, крановые и другие нагрузки.

## 5.3. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СТОЕК ФАХВЕРКА НА ВЕТРОВУЮ НАГРУЗКУ

При действии ветра на торцевую стену здания, в стойках фахверка возникают изгибающие моменты и перерезывающие силы. В отличие от колонн и стоек несущих рам, для стоек фахверка ветровая нагрузка составляет существенную долю, а в ряде случаев, является определяющей. Определение ветровых нагрузок следует производить согласно работе [1], с учетом внешнего давления ветра, зависящего от нормативного скоростного напора ветра, типа местности, высоты и конфигурации здания. Кроме этого, для многих зданий следует учитывать внутреннее давление, зависящее, кроме перечисленных выше факторов и от проницаемости ог-

раждающих конструкций. Известно, что ограждающие конструкции зданий не являются герметичными, в них имеются различные щели, окна, двери, ворота и т.д. Отношение общей площади этих отверстий к площади ограждающих конструкций называется проницаемостью конструкций и обозначается через  $\mu$ .

Согласно работам [1] и [2] при  $\mu \leq 5\%$ , т.е. для закрытых зданий, внутреннее давление составляет 20% от пассивного внешнего давления, а коэффициент  $c_i = \pm 0,2$ . Для зданий, у которых может быть открыта одна сторона (ангары для самолетов, угольные склады и т.д.) коэффициент  $c_i$  может достигать величины  $\pm 0,8$ .

Таким образом, ветровую нагрузку, действующую на стойки фахверка, следует определять с учетом как внешнего, так и внутреннего ветрового давления согласно работам [1] или [2], а именно:

$$w_{\Sigma} = w_0 \cdot k \cdot c_{\Sigma} \cdot \gamma_f, \quad (3)$$

где  $w_0$  — нормативное ветровое давление;  $k$  — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте;  $c_{\Sigma}$  — суммарный аэродинамический коэффициент

$$c_{\Sigma} = (c_{ei} + c_i), \quad (4)$$

где  $c_{ei}$  — аэродинамический коэффициент внешнего ветрового давления;  $c_i$  — аэродинамический коэффициент внутреннего ветрового давления.

При расчете конструкций фахверка зданий, полностью закрытых ограждающими конструкциями ( $\mu \leq 5\%$ ) следует принимать: для наветренной стороны  $c_{\Sigma} = 1$ ; для подветренной стороны  $c_{\Sigma} = -0,8$ . Для зданий с большими проемами (ангары, эллинги и т.д.) коэффициент  $c_{\Sigma}$  может превышать величину 1,4+1,6 и более.

Некоторого снижения расчетных усилий и деформаций для стоек фахверка можно достичь за счет учета фактического приложения ветровой нагрузки в виде нескольких сосредоточенных сил, действующих в местах крепления стеновых прогонов (ригелей). Этот прием оправдан только для стоек, жестко заземленных в фундаменте и при небольшом числе стеновых прогонов.

Таблица 1. Поправочные коэффициенты  $k_M$  и  $k_f$

$n$	1	2	3	4	$\geq 5$
$k_M$	0,093	0,111	0,116	0,120	0,125
$k_f$	0,86	0,96	$\approx 1$	$\approx 1$	1

Изгибающие моменты  $M$  и деформации  $f_w$  в таких случаях определяются по формулам:

$$M = k_M \cdot w_{\Sigma} \cdot h^2; \quad (5)$$

$$f = k_f \cdot \frac{w_{\Sigma}^n \cdot h^4}{192E \cdot J}, \quad (6)$$

где  $k_M$  и  $k_f$  — поправочные коэффициенты, определяемые по табл. 2 в зависимости от числа прогонов  $n$ , расположенных по высоте стойки фахверка (безучета прогонов, расположенных в непосредственной близости от верхней или нижней опоры стоек);  $w_{\Sigma}$  и  $w_{\Sigma}^n$  — расчетное и нормативное значение ветровой нагрузки, определяемое по формуле (3);  $h$  — высота стойки фахверка;  $EJ$  — изгибная жесткость стойки фахверка.

Для ограждений из стеновых панелей с горизонтальной разрезкой, ветровую нагрузку следует прикладывать как равномерно распределенную.

#### 5.4. РАСЧЕТНАЯ ДЛИНА СТОЕК ФАХВЕРКА

При расчете стоек фахверка на устойчивость в плоскости изгиба, обычно принимают упрощенную расчетную схему в виде стержня, жестко или шарнирно-опертого снизу и нагруженного сосредоточенной силой на верхнем конце. (рис. 3 а, б).

В соответствии с нормами, коэффициенты расчетной длины  $\mu$  таких стержней назначаются равными 0,7 или 1,0. Однако, при учете действительного распределения нагрузок от веса торцевой стены и конструкций самого фахверка по высоте стойки, ее расчетная длина может быть существенно уменьшена. Так, в соответствии с работами [3], [4], [5] и др., при действии только распределенной нагрузки по оси стержня

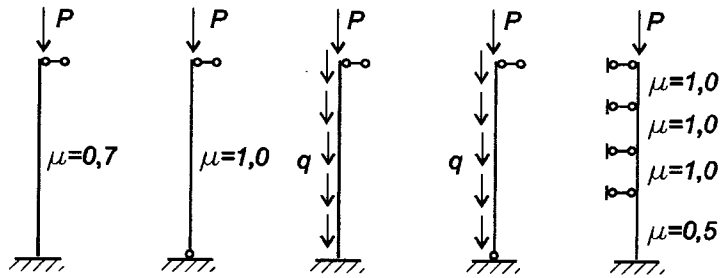


Рис. 3. Расчетные длины стоек фахверка

жня, его расчетная длина для случая защемленного нижнего конца, равна  $\mu = 0,433$ ; для шарнирно-опертого  $\mu = 0,73$ .

Таким образом, фактическая расчетная длина для защемленного стержня нагруженного сосредоточенной и распределенной нагрузками, находится в пределах  $0,433 \leq \mu \leq 0,7$ ; для шарнирно опертого —  $0,7 \leq \mu \leq 1,0$  и зависит от соотношения между сосредоточенной нагрузкой  $P$ , приложенной к верхнему концу стержня и нагрузкой  $q$ , распределенной вдоль его оси (рис. 3 в, г).

Как показано у С.П. Тимошенко [8] и А.Н. Динника [3], эта зависимость имеет практически линейный характер, что позволяет получить простые выражения для определения расчетной длины стержней, одновременно нагруженных сосредоточенной и распределенной осевыми нагрузками:

— для стоек, жестко защемленных на нижней опоре (рис. 3 в)

$$\mu \approx 0,43 + 0,27 \cdot \psi; \quad (7)$$

— для стоек, шарнирно опертых на нижней опоре (рис. 3 г)

$$\mu \approx 0,73 + 0,27 \cdot \psi, \quad (8)$$

$$\text{где } \psi = P / N_{\Sigma} \text{ при } N_{\Sigma} = P + q \cdot h. \quad (9)$$

Формула (8) аналогична формуле, рекомендуемой в работе [7] для определения коэффициента  $\mu$  стержней ферм при различными продольных силах, действующих на их концах:

$$\mu = 0,75 + 0,25 \cdot \psi.$$

При значениях  $\psi = 0$  или  $\psi = 1$  величина  $\mu$  приобретает граничные значения, определяемые для стержней при  $P = 0$  или  $q = 0$ . Как показывают сравнительные расчеты, ошибка при определении  $\mu$  по формулам (7) и (8) при замене сосредоточенных сил на распределенные нагрузки, не превышает нескольких процентов.

Проверка устойчивости стоек фахверка производится в соответствии с [7] как внецентренно-сжатых стержней по формуле

$$\frac{N_{\Sigma}}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (10)$$

где коэффициент  $\varphi_e$  находится с учетом найденной выше расчетной длины стержня.

При проверке устойчивости стоек фахверка из плоскости изгиба (в плоскости торцевой стены), следует учитывать защемление опоры в фундаменте, поэтому для нижней части стойки, расположенной в пределах первого связевого отсека следует принимать  $\mu = 0,7$  (при жестком защемлении стойки из плоскости изгиба); для верхних частей стойки  $\mu = 1,0$  (рис. 5 д). Расчетная длина нижней части стойки может быть уточнена с учетом данных раздела 2.7 настоящей работы.

## 5.5. ИЗГИБНО-КРУТИЛЬНЫЕ ФОРМЫ ПОТЕРИ УСТОЙЧИВОСТИ СТОЕК ФАХВЕРКА

Изгибно-крутильная форма потери устойчивости стоек фахверка обычно в расчетах не проверяется, так как считается, что при действии активной ветровой нагрузки на торцевую стену, сжатая наружная полка стойки надежно закреплена от кручения стеновыми прогонами и вертикальными связями фахверка. Другие схемы нагружения обычно не рассматриваются, так как активная нагрузка всегда больше пассивной.

В ряде случаев, такой подход может оказаться неверным. На рис. 4 а показана ситуация, когда при действии пассивной ветровой нагрузки, оказывается сжатым нераскрепленный внутренний пояс стойки фахверка. Такое ветровое воздействие в сочетании с внутренним давлением, направлен-



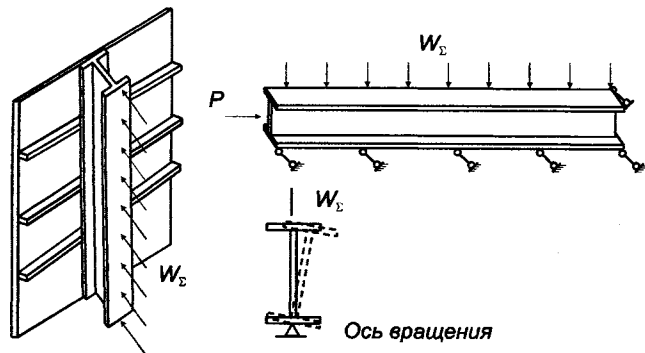


Рис. 4. Изгибно-крутильная форма потери устойчивости стоек фахверка

ным в ту же сторону, может привести к потере устойчивости нераскрепленного сжатого пояса по изгибно-крутильной форме. Особенно это опасно для высоких зданий с большими проемами (ангары и т.д.), в которых внутреннее давление может достигать значительной величины.

Расчет стоек в таких случаях следует выполнять как для сжато-изогнутых тонкостенных элементов с фиксированной осью вращения, которая, в данном случае, расположена вдоль растянутой полки (рис. 4 б). Аналогичные задачи рассмотрены Ф. Блейхом [6] и В.З. Власовым [8], однако, сложность решений и несоответствие граничных условий рассматриваемому случаю, не позволяют использовать их в повседневной расчетной практике.

Учитывая это, для предотвращения потери устойчивости, внутренние пояса стоек фахверка следует раскреплять подкосами или специальными распорками и диафрагмами, как это делается при раскреплении поясов рамных конструкций.

## 5.6. ПОДВЕСНЫЕ СТОЙКИ ФАХВЕРКА

Для зданий с торцевыми несущими рамами возможно прикрепление (подвешивание) стоек самонесущего фахверка непосредственно к рамам таким образом, чтобы нижний конец стойки мог свободно перемещаться по вертикали и был закреплен от горизонтальных перемещений (рис. 5 а). Этот прием может оказаться весьма полезным, так как по-

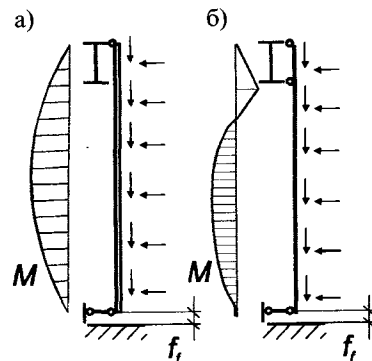


Рис. 5. Подвесные стойки фахверка

зволяет существенно сократить расходы на сами стойки и на их фундаменты. Торцевая рама при этом рассчитывается на суммарное воздействие вертикальных нагрузок от покрытия (включая снег) и от веса торцевой стены (включая вес каркаса фахверка и ограждающих конструкций). При необходимости, на висячий фахверк могут быть переданы и нагрузки от подвесных кранов.

На торцевые рамы, в зависимости от схемы кровельных прогонов, передается от 0,3 до 0,5 полной вертикальной нагрузки, действующей на рядовую несущую раму. Таким образом, торцевые рамы обладают значительным запасом несущей способности, позволяющим передать на них и нагрузки от торцевой стены. Здесь можно возразить, что при подборе сечения крайних рам в точном соответствии с действующими на них нагрузками и при применении обычных сжато-изогнутых стоек фахверка, можно добиться не меньшего эффекта. Однако, как показывает практика, это удастся сделать весьма и весьма редко, так как при уменьшении нагрузок на раму, вступают в силу ограничения, связанные с ее местной устойчивостью, деформативностью, конструктивными и технологическими требованиями и т.д. По этим причинам не всегда удастся так уменьшить массу торцевых рам, чтобы это скомпенсировало затраты на традиционные стойки фахверка и фундаменты для них.

Применение подвесных стоек фахверка позволяет использовать в них эффективные тонкостенные сечения, рассчиты-

ваемые, практически, без ограничений по местной и общей устойчивости. Основными здесь являются ограничения по второму предельному состоянию, т.е. деформативности.

Для снижения деформаций висячей стойки фахверка ее можно закреплять к раме в двух верхних точках, создавая таким образом защемление стойки (рис. 5 б). Такой прием можно использовать только в случаях, когда рама в этих местах раскреплена вертикальными диафрагмами или связями, препятствующими закручиванию ее сечения.

Независимо от способа крепления висячей стойке к раме — шарнирного или жесткого, следует стремиться к тому, чтобы линия действия вертикальной реакции стойки, проходила как можно ближе к вертикальной оси сечения рамы во избежание возникновения значительных крутящих моментов.

Нижний узел должен обеспечивать необходимые свободные перемещения висячей стойки

$$f_f = f_p + f_s + \Delta_m, \quad (11)$$

где  $f_p$  — перемещения рамы в точке крепления стойки от постоянных расчетных нагрузок на покрытие и веса торцевой стены;  $f_s$  — то же, от снеговой нагрузки;  $\Delta_m$  — зазор, обусловленный неточностями изготовления рам, стоек фахверка и т.д.:  $\Delta_m = 50$  мм.

Висячие стойки фахверка рассчитываются на прочность (первое предельное состояние) и деформативность (второе предельное состояние). Иногда, при большой гибкости, выполняются конструктивные мероприятия (оттяжки, подкосы и т.д.), направленные на предотвращение колебаний стоек от ветровой или иной периодической нагрузки.

Расчет висячих стоек на прочность производится по формуле:

$$\sigma_{\Sigma \max} = \sigma_M + \sigma_N \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (12)$$

где  $\sigma_M$  — напряжения от изгибающего момента  $M$ :

$$\sigma_M = M / W;$$

$\sigma_N$  — напряжения от продольной силы  $N$ :  $\sigma_N = N / A$ , где  $W$  и  $A$  — момент сопротивления и площадь сечения стойки.

Напряжения  $\sigma_{\Sigma \max}$  для стоек, защемленных верхним концом, определяются на уровне первой верхней опоры. (рис. 5 б)

$$M = \frac{k_m \cdot q_w \cdot h^2}{8}; \quad (13)$$

$$N = q_s \cdot a \cdot h + G_f, \quad (14)$$

где  $q_w$  — ветровая нагрузка, действующая на стойку;  $q_s$  — вес стенового ограждения на единицу площади;  $G_f$  — вес конструкций фахверка;  $h$  — высота стойки;  $a$  — ширина грузовой площади по торцевой стене;  $k_m$  — коэффициент, учитывающий неполное защемление стойки в уровне верхнего узла опирания  $k_m \leq 1,0$ .

Для шарнирно-опертых висячих стоек необходимо найти сечение, в котором напряжения  $\sigma_{\Sigma \max}$  имеют максимальное значение.

Изгибающий момент  $M_{(y)}$  (без учета разгружающего эффекта продольной растягивающей силы) и продольная сила  $N_{(y)}$  в сечении, отстоящем на расстоянии  $y$  от верхнего узла, равны

$$M_{(y)} = \frac{q_w \cdot h \cdot y}{2} - \frac{q_w \cdot y^2}{2}; \quad (15)$$

$$N_{(y)} = q_{sef} \cdot h - q_{sef} \cdot y, \quad (16)$$

где  $q_{sef}$  — приведенная распределенная нагрузка от веса стены и каркаса фахверка  $q_{sef} = q_s + G_f / h$ .

Суммарные напряжения в этом сечении определяются как

$$\sigma_{\Sigma} = \frac{q_w \cdot h}{2W} \cdot y - \frac{q_w}{2W} \cdot y^2 + \frac{q_{sef} \cdot h}{A} - \frac{q_{sef}}{A} \cdot y. \quad (17)$$

Взяв производную по  $y$  и приравняв ее нулю, найдем расстояние от верхнего конца стойки до сечения, в котором суммарные напряжения максимальны

$$y = \frac{h}{2} - \frac{q_{sef}}{q_w} \cdot \frac{W}{A}. \quad (18)$$

При  $q_w = 0$  следует принимать  $y = 0,5h$ .

Деформации растянуто-изогнутых висячих стоек определяются по приближенной формуле:

$$f \approx f_0 \frac{1}{1 + \alpha}, \quad (19)$$

где  $\alpha = P_m / P_{cr}$

Для формулы (19):  $P_m$  — растягивающее усилие, действующее в сечении стойки, находящемся в зоне максимальной поперечной деформации: для шарнирно-опертой стойки  $P_m = 0,5q_{sef} \cdot h$ ; для защемленной стойки:

$P_m = 0,375q_{sef} \cdot h$ .  $P_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot J / (\mu \cdot h)^2$  — критическая Эйлера сила, определяемая как для центрально-сжатого стержня.

$f_0$  — прогиб стойки от нормативной поперечной ветровой нагрузки  $q_w^n$ :

— для шарнирно опертой стойки

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_w^n \cdot h^4}{EJ}; \quad (20 \text{ а})$$

— для защемленной сверху стойки

$$f_0 = \frac{1}{192} \cdot \frac{q_w^n \cdot h^4}{EJ}. \quad (20 \text{ б})$$

Нижние опорные закрепления висячих стоек должны быть рассчитаны на горизонтальную сдвигающую нагрузку:

— для шарнирно-опертых стоек

$$Q = 0,5q_w \cdot h; \quad (21 \text{ а})$$

— для защемленных опертых стоек

$$Q = 0,375q_w \cdot h. \quad (21 \text{ б})$$

На растянутые стойки фахверка, входящие в состав связевых блоков, будут также действовать дополнительные усилия, передающиеся от связей. В случае применения гибких

связей, усилия предварительного натяжения этих связей будут разгружать висячие стойки, что может быть использовано для уменьшения их массы.

При применении висячего фахверка особое внимание должно быть уделено конструированию узлов сопряжения ограждающих конструкций с цоколем здания и конструкциями заполнения проемов (окна, ворота, двери и т.д.). Эти узлы должны иметь определенную вертикальную подвижность при обеспечении функциональных требований, предъявляемых к ограждающим конструкциям.

Величина свободных перемещений узлов ограждающих конструкций назначается по двум критериям:

— исходя из перемещений узлов, возникающих в процессе монтажа здания и определяемые от постоянных нагрузок (собственный вес несущих и ограждающих конструкций);

— из величины свободных циклических перемещений, связанных с воздействием временных нагрузок (ветровые и снеговые нагрузки, температурные перемещения, нагрузки от кранов, сейсмических воздействий и т.д.).

## Литература

1. СНиП 2.01.07—85\* Нагрузки и воздействия. М. 1996. 42 с.
2. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра. М. Стройиздат. 1978. 224 с.
3. Динник А.Н. Продольный изгиб. Кручение. Изд. АН СССР. М. 1955. 392 с.
4. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23—81\*) М. 1989. 150 с.
5. Справочник «Прочность, устойчивость, колебания». Под ред. И.А. Биргера и Я.Г. Пановко. М. Машиностроение. 1968. Т.3.
6. Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций. Пер. с англ. М. ГИФМЛ. 1959. 544 с.
7. СНиП II-23—81\*. «Стальные конструкции. Нормы проектирования». М. 1990. 94 с.
8. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. М. ОГИЗ. Гостехиздат. 1946. 532 с.

## 6. СВЯЗЕВАЯ СИСТЕМА ЗДАНИЙ С КАРКАСАМИ ИЗ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### 6.1. ОБЩАЯ КЛАССИФИКАЦИЯ

Связевая система зданий с рамными конструкциями переменного сечения содержит связи, отличающиеся по назначению:

1. Связи для обеспечения общей устойчивости и неизменяемости каркаса при действии внешних нагрузок;
2. Связи для предотвращения потери устойчивости элементов каркаса по изгибно-крутильной форме;
3. Связи для уменьшения расчетных длин и пролетов отдельных элементов каркаса (колонн, прогонов и т.д.);
4. Связи для передачи крановых и технологических нагрузок и раскрепления путей транспорта;
5. Специальные силовые связи для организации пространственной работы каркаса.

Каркасы зданий с рамными конструкциями содержат довольно большое количество связей различных типов, поэтому актуальной является задача совмещения их функций, а также вовлечение других конструкций каркаса (прогонов, подкрановых балок и др.) в совместную работу со связями. Это позволяет существенно уменьшить расход стали, стоимость основных конструкций и самих связей, а также общее количество монтажных элементов.

Ниже будут рассмотрены основные конструктивные схемы и решения связей различного назначения, применяемые в каркасах зданий из рамных конструкций переменного сечения.

### 6.2. СВЯЗИ ДЛЯ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ И НЕИЗМЕНЯЕМОСТИ КАРКАСА

Связи этого типа включают горизонтальные связи по покрытию (продольные и поперечные) и вертикальные связи по крайним и средним стойкам рам (рис. 1 а).

В большинстве случаев, местоположение горизонтальных и вертикальных связей и общие принципы их конструирования назначаются в соответствии с действующими нормами и зависят от длины здания, исполнения ограждающих конструкций (теплое или холодное здание), климатического района и т.д. (см., например, [1], [2], [3] и др.). В зданиях с рамами полигонального очертания нет четкого разделения связей на горизонтальные и вертикальные, но общие принципы их проектирования сохраняются такими же.

Вместе с тем, проектирование связей для обеспечения общей устойчивости и неизменяемости зданий с рамными конструкциями переменного сечения имеет некоторые особенности.

В отличие от связевых систем, применяемых в каркасах с решетчатыми ригелями, связи в зданиях с рамными сплош-

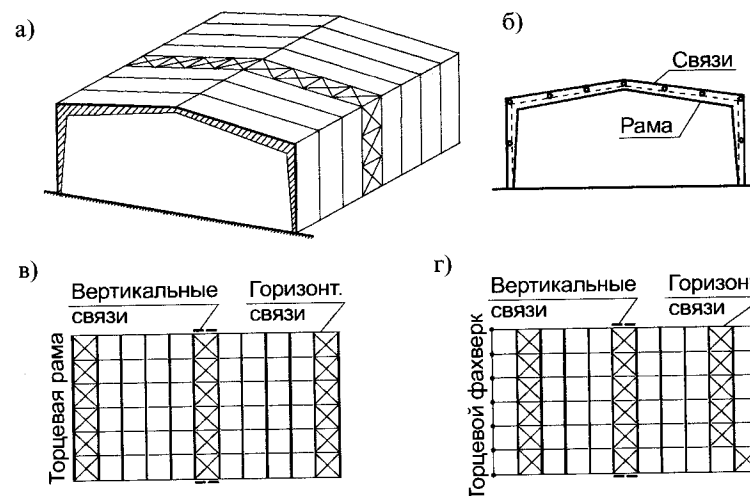


Рис. 1. Связи для обеспечения общей устойчивости и неизменяемости каркаса

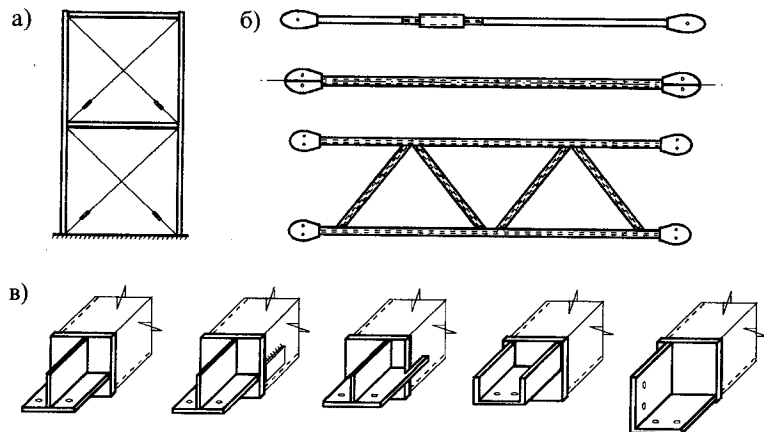


Рис. 2. Элементы и узлы связей для обеспечения общей устойчивости и неизменяемости каркаса

ностенчатыми конструкциями устраивают обычно только в уровне верхнего пояса ригеля и наружного пояса крайних стоек (рис. 1 б). Это связано с относительно небольшой высотой сечения элементов рам, составляющей от  $1/20$  до  $1/60$  от величины пролета, в отличие от  $1/8+1/12$  для решетчатых ферм; удобством монтажа и совмещением функций прогонов кровли и связей. Раскрепление нижней полки ригеля рамы и внутренней полки крайних стоек от закручивания и потери устойчивости при этом осуществляется специальными связями.

Основными элементами связей для обеспечения общей устойчивости и неизменяемости каркаса являются гибкие предварительно напряженные крестовые связи, распорки и диафрагмы (рис. 2 а). Наиболее часто применяются связи из круглой углеродистой или низколегированной стали диаметром  $16+30$  мм. Применение связей большего диаметра связано со сложностями их монтажа и значительным провисанием под собственным весом. Расчетное сопротивление связей принимается согласно [1] как для растянутых болтовых соединений с коэффициентом условия работы для затяжек, подвесок  $\gamma_c = 0,9$ .

Предварительное натяжение гибких связей сопоставимо с усилиями в них от внешней нагрузки, и приводит к появле-

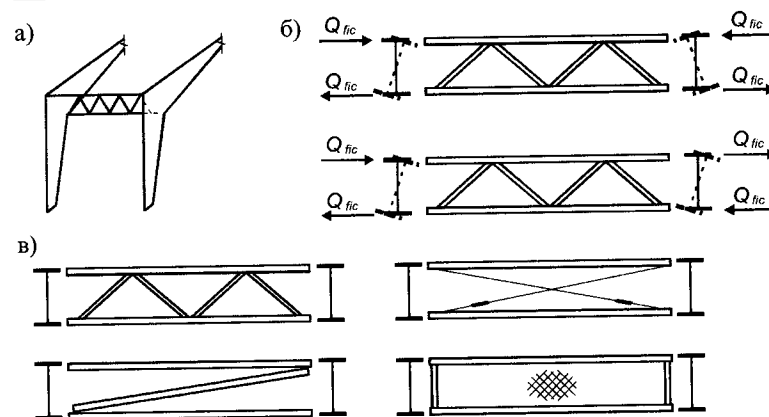


Рис. 3. Диафрагмы для раскрепления рамных конструкций

нию дополнительных усилий в конструкциях рам и связевых блоков (распорок, диафрагм и т.д.), которые должны быть учтены при расчете.

Для распорок обычно используются элементы замкнутого сечения из круглых или прямоугольных труб с монтажными болтовыми соединениями (рис. 2 б). Некоторые конструктивные решения узлов распорок приведены на рис. 2 в. Несущая способность узлов крепления определяется согласно работе [4]. При конструировании узлов тонкостенных распорок (толщина стенок  $2,5+4$  мм) рекомендуется избегать сложных в производстве прорезных ребер. Для повышения несущей способности узлов таких распорок, более эффективным является применение опорных фасонки в виде гнутых швеллера, уголка или Z-профиля (см. рис. 2 в).

В узлах жесткого сопряжения ригеля с крайними стойками, а также в местах опирания ригеля на средние колонны распорки связевого блока обычно объединяются со связями, предотвращающими закручивание узла и потерю устойчивости рамных конструкций по изгибно—крутильной форме (рис. 3 а). При этом образуются диафрагмы, соединяющие пояса соседних рам и препятствующие их повороту. Таким образом, на диафрагмы одновременно действуют нагрузки, передающиеся со связевого блока и поперечные на-

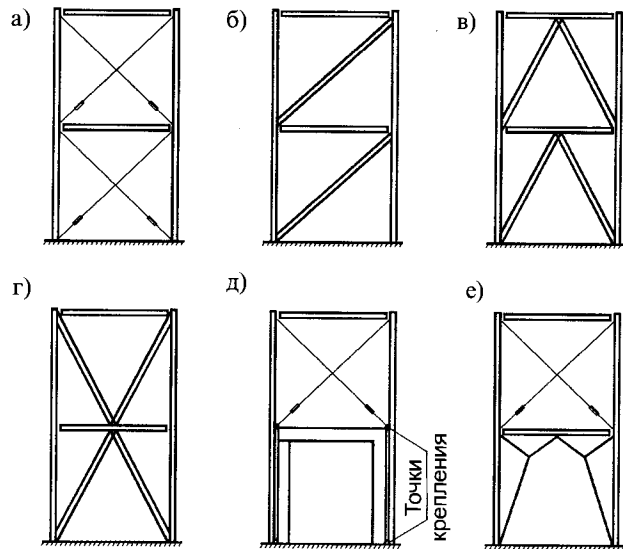


Рис. 4. Конструктивные схемы вертикальных связей, применяемых в каркасах с рамными конструкциями

грузки с раскрепляемых рам. Эти нагрузки могут действовать в одном или различных направлениях, поэтому при расчетах диафрагм следует использовать две расчетных схемы (рис. 3 б). При расчете поясов диафрагм принимается, что узлы рам поворачиваются в разные стороны, а при расчете решетчатой — в одну сторону.

Обычно диафрагмы выполняются в виде решетчатых конструкций. При малых расстояниях между поясами вместо решетки может использоваться сплошной гладкий или гофрированный лист. При большой высоте раскрепляемых ригелей применяются диафрагмы с отдельными элементами поясов и решетки. В ряде случаев диафрагмы выполняются в виде жестких рам. Различные схемы диафрагм представлены на рис. 3 в.

Для сокращения расхода стали, сечение связей может меняться в пределах связевого блока в зависимости от величины действующих усилий. При больших усилиях, для вертикальных связей возможно применение спаренных ветвей из круглой стали или их замена на обычные жесткие связи

(рис. 4 б, в, г). Жесткие связи применяются и при повышенных требованиях к деформативности здания. При необходимости устройства проходов или проездов в зоне связевых блоков, устанавливаются порталные решетчатые или рамные связи (рис. 4 д, е). Проектирование рамных связей должно производиться с учетом обеспечения их несущей способности по прочности и деформативности.

Сосредоточение горизонтальных и вертикальных связей в пределах малого числа связевых блоков в протяженных зданиях приводит к значительному дополнительному нагружению ригелей и стоек усилиями, передающимися со связей и, следовательно, к увеличению сечения этих рам или к необходимости применения специальных усиленных рам, входящих в состав связевых блоков. Также, для передачи горизонтальных нагрузок от торцов здания к связевому блоку требуются дополнительные конструкции большой протяженности (распорки, растяжки и т.д.) или усиление прогонов покрытия или стен. В этих случаях бывает рациональным установка дополнительных блоков горизонтальных и вертикальных связей, что позволяет избежать перечисленных выше проблем. Особенно эффективны связевые блоки, устраиваемые в уровне покрытия по торцам здания. Торцевые связевые блоки могут устраиваться как для обычных зданий в первом шаге каркаса, либо во втором (см. рис. 1 в и 1 г). Последний вариант установки торцевых горизонтальных связей часто применяется в каркасах с несущим торцевым фахверком (без торцевой рамы). В этом случае связи крепятся к рамам так же, как и в средней части здания, что позволяет унифицировать элементы и узлы конструкций, входящие в связевой блок. Размещение связевого блока в первом шаге приводит к усложнению узлов крепления связей к конструкциям торцевого фахверка и изменению размеров связей и распорок.

Горизонтальные связевые блоки, расположенные в торцах, позволяют сразу воспринять ветровые нагрузки и передать их через систему распорок и диафрагм, проходящих вдоль карниза рамы по всему зданию на вертикальные связи и фундаменты. Карнизные распорки и диафрагмы служат для предотвращения закручивания узла сопряжения ригеля

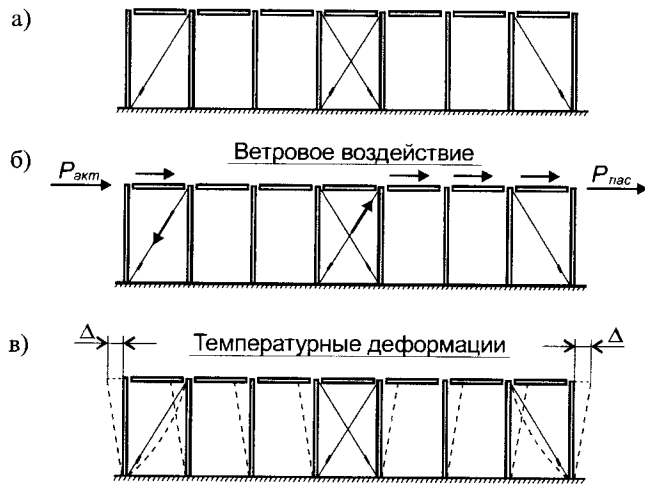


Рис. 5. Торцевые диагональные предварительно напряженные связи для восприятия ветровой нагрузки

и стойки рамы и присутствуют практически во всех каркасах и поэтому их использование для передачи ветровых нагрузок не приводит к дополнительным расходам.

При больших ветровых нагрузках, дополнительные усилия от ветра могут привести к чрезмерному увеличению сечения карнизных распорок. Для предотвращения этого, фирмой УНИКОН на одном из объектов была использована схема вертикальных связей, позволяющая одновременно уменьшить нагрузки на вертикальные связи основного связевого блока и, практически до нуля уменьшить дополнительные нагрузки от ветра на карнизные распорки. Система вертикальных связей была дополнена диагональными предварительно напряженными связями, расположенными в крайних шагах здания (рис. 5 а). Эти диагональные связи воспринимают ветровые нагрузки с наветренного торца и передают их непосредственно на фундаменты, разгружая карнизные распорки, расположенные между торцом и вертикальными связями основного связевого блока.

При действии на торец пассивной ветровой нагрузки (отсоса), гибкая подветренная связь выключается из работы и усилия от ветра передаются в виде растягивающей нагрузки

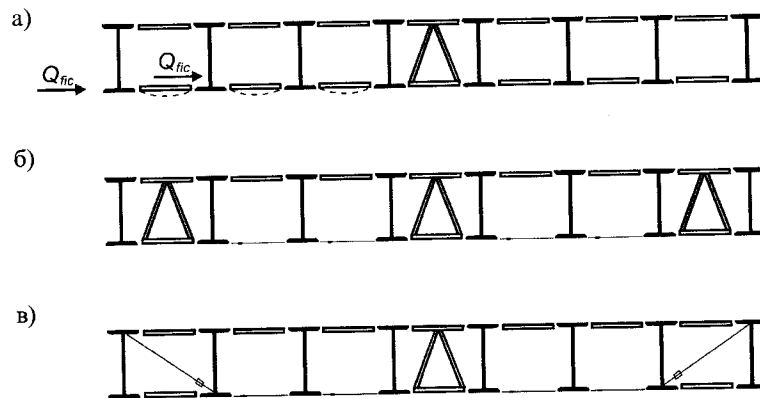


Рис. 6. Использование торцевых связевых блоков покрытия, прогонов кровли и растяжек для раскрепления промежуточных рам

через распорки и прогоны на основной блок связей (рис. 5 б). Установка гибких диагональных предварительно напряженных связей в крайних шагах каркаса не противоречит нормативным правилам расстановки вертикальных связей по длине здания. Действительно, при температурном расширении продольных конструкций каркаса (карнизных распорок, подкрановых балок и т.д.) гибкие связи не препятствуют деформациям каркаса, как это показано на рис. 5 в. При температурном сжатии продольных конструкций каркаса, эти связи оказывают малое влияние на величину дополнительных усилий в конструкциях каркаса из-за небольшой продольной жесткости.

Наличие торцевых блоков горизонтальных связей покрытия позволяет решить и еще одну важную задачу — раскрепление промежуточных рам при помощи прогонов покрытия без применения дополнительных связевых элементов.

Если имеются только средние связевые блоки, то для раскрепления ригелей рам, расположенных по обеим сторонам этих блоков, обычно применяются специальные жесткие распорки, воспринимающие усилия растяжения или сжатия, возникающие в сжатых поясах рам от условных поперечных сил  $Q_{фикс}$  (рис. 6 а). Использование для этих целей прогонов кровли не всегда возможно, так как легкие прогоны из-за

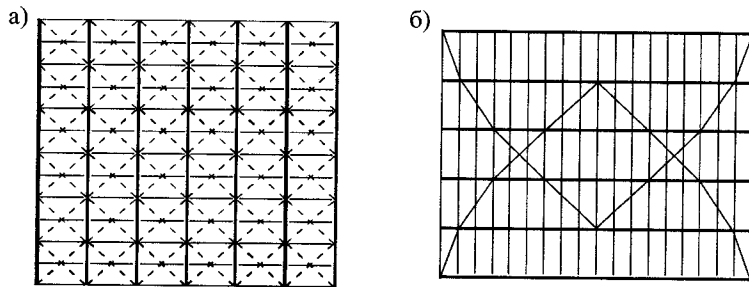


Рис. 7. Специальные конструктивные решения связей покрытия

потери устойчивости практически не воспринимают дополнительные сжимающие усилия. Наличие дополнительных торцевых связевых блоков покрытия позволяет использовать эти прогоны как растяжки, раскрепляющие рамы и закрепленные в торцевых блоках связей покрытия. К этим же блокам можно крепить и растяжки, раскрепляющие нижние пояса рам. В зоне торцевых горизонтальных рам растяжки крепятся либо к специальным диафрагмам, расположенным между рамами (рис. 6 б) и выполняющим роль распорок в связевом блоке, либо непосредственно к распоркам этого блока (рис. 6 в). Последний вариант удобно применять при наличии несущего торцевого фахверка и размещении связевого блока в последнем шаге каркаса.

К специальным конструктивным решениям горизонтальных связей покрытия можно отнести такие, когда связи располагаются по всей поверхности покрытия, как это показано на рис. 7 а. Эти связи, из-за своей многочисленности, имеют весьма малые сечения и могут быть функционально совмещены со связями, раскрепляющими прогоны покрытия.

В некоторой степени это напоминает устройство жесткого связевого диска за счет профлиста покрытия [5], который здесь не рассматривается.

Противоположным решением является устройство горизонтальных связей в виде криволинейных поясов, пересекающих все покрытие (рис. 7 б).

Вопрос целесообразности и экономичности тех или иных решений горизонтальных связей решается отдельно в каждом конкретном случае.

### 6.3. СВЯЗИ ДЛЯ ПРЕДОТВРАЩЕНИЯ ПОТЕРИ УСТОЙЧИВОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА ПО ИЗГИБНО-КРУТИЛЬНОЙ ФОРМЕ

Как видно из названия этих связей, их основное назначение — предотвращение закручивания элементов вокруг собственной оси. Известно, что изгибно-крутильная форма потери устойчивости характерна для тонкостенных конструкций, к которым относится большинство конструкций каркаса из рам переменного сечения (ригели и стоки рам, стойки фахверка, стеновые и кровельные прогоны и т.д.) [6]. Поэтому, связи, предотвращающие закручивание этих элементов, являются одними из наиболее важных в каркасах из рамных конструкций переменного сечения.

Связи для предотвращения потери устойчивости элементов каркаса по изгибно-крутильной форме можно разделить на две группы:

1. Связи, замыкающие сами на себя усилия, которые возникают при кручении конструкций. К ним, например, относятся решетчатые или сплошностенчатые диафрагмы, устанавливаемые между отдельными рамами или между колоннами и подкрановыми балками, диагональные растяжки между прогонами и т.д.

2. Связи, передающие усилия закручивания на связи каркаса или его элементы. Такие связи работают совместно с другими конструкциями и обычно совмещают несколько функций: раскрепляют конструкции от закручивания, уменьшают расчетную длину элементов и повышают их общую устойчивость.

При проектировании связей обеих групп следует выполнять условия обеспечения их прочности и, что не менее важно, необходимой жесткости. При невыполнении последнего условия, т.е. при недостаточной жесткости связей, они не будут являться опорой, препятствующей закручиванию конструкции. Следовательно, эта конструкция может потерять устойчивость по изгибно-крутильной форме, несмотря на наличие прочных, но недостаточно жестких связей. В работе [9] приводится случай обрушения конструкция из-за недостаточной жесткости раскрепляющих связей. Определение



критической податливости связей рассмотрено С.П. Тимошенко [7] и приведено в разделе 6.10.4 настоящей работы. Следует отметить, что в действующих нормах проектирования стальных конструкций расчет связей по предельной податливости не регламентируется.

На практике, связи для предотвращения потери устойчивости по изгибно-крутильной форме, часто применяются совместно со связями, обеспечивающими общую устойчивость и неизменяемость каркаса или уменьшающими расчетные длины и пролеты отдельных конструкций.

#### 6.4. СВЯЗИ ДЛЯ РАСКРЕПЛЕНИЯ ПРОГОНОВ ПОКРЫТИЯ

При использовании для кровельных прогонов тонкостенных сечений в виде швеллеров или Z-профилей, они должны быть раскреплены от закручивания профлистом покрытия или специальными связями. Конструктивные решения этих связей могут быть различными, например, выполнены в виде диагональных перекрестных элементов, соединяющих верхние и нижние пояса прогонов или связей, расположенных в уровне верхней полки прогонов (рис. 8 а, б). Такие связи выполняются либо из круглой стали с резьбовыми креплениями (рис. 8 в), либо из полосок листовой стали, в том числе оцинкованной, прикрепляемой к прогонам самонарезающими винтами (рис. 8 г). Для устранения провисания листовых связей их сечение может выполняться в виде швеллеров с небольшими полками. Для обеспечения компактности пакетировки и неповреждаемости при перевозке, полки таких связей загибаются под углом 80—85°.

Связи и узлы их крепления к прогонам рассчитываются на действие поперечной силы, величину которой следует определять согласно работе [1].

При использовании связей, соединяющих только сжатые полки прогонов (рис. 8 б), они должны быть зафиксированы от перемещений в коньке здания. Фиксация обычно выполняется путем скрепления коньковых прогонов, друг с другом при помощи специальных элементов (рис. 8 д). Такие связи не только раскрепляют прогоны от закручивания, но и уменьшают его пролет по скату кровли. Это позволяет су-

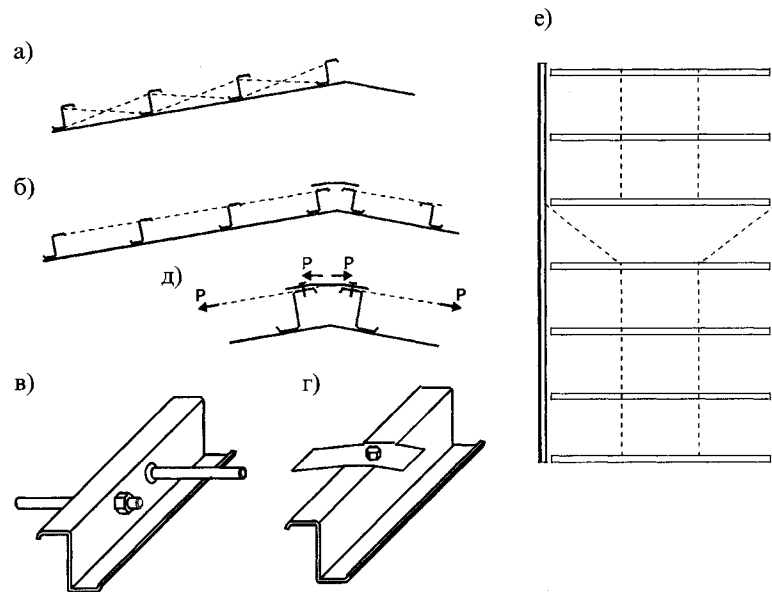


Рис. 8. Связи для раскрепления кровельных прогонов

щественно уменьшить изгибающие моменты из плоскости главного изгиба и снизить расход стали на прогоны. Связи должны быть рассчитаны на суммарное действие фиктивной поперечной силы и скатной составляющей вертикальной нагрузки. При протяженных скатах и больших внешних нагрузках, эти усилия могут достигать значительной величины, и в таких случаях рекомендуется установка дополнительных связей, передающих скатную составляющую на промежуточные точки — опорные узлы прогонов или непосредственно на раму (рис. 8 е).

Раскрепление прогонов осуществляют в одной точке посередине пролета или в двух точках, расположенных приблизительно в третях пролета. Большее количество раскреплений обычно нерационально.

При использовании профилированного листа или кровельных панелей покрытия, для раскрепления прогонов также рекомендуется объединение коньковых прогонов для восприятия скатной составляющей вертикальной нагрузки.

### 6.5. СВЯЗИ ДЛЯ РАСКРЕПЛЕНИЯ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОТ ЗАКРУЧИВАНИЯ

Для рамных конструкций одним из наиболее опасных предельных состояний является потеря устойчивости по изгибно-крутильной форме. Наиболее опасными зонами являются места сопряжения ригеля с крайней стойкой; опирание ригеля на средние стойки и места перелома ригеля в пролете (рис. 9). Раскрепление рам от закручивания в этих местах осуществляется при помощи распорок, растяжек, диафрагм жесткости и т.д., устанавливаемых в уровне поясов рамы. Распорки и диафрагмы в обязательном порядке устанавливаются в связевых блоках каркаса и выполняют одновременно две функции: воспринимают усилия, действующие в связевом блоке от внешних нагрузок и усилия, возникающие при закручивании рамы.

Распорки и диафрагмы обычно выполняются из профилей замкнутого сечения с монтажными болтовыми соединениями. При установке диафрагм в торцах здания, возможно раскрепление нижнего пояса рамы от закручивания при помощи гибких предварительно напряженных растяжек (см. рис. 6 б, в). Конструктивные решения узлов крепления распорок, диафрагм и растяжек аналогичны решениям узлов общей связевой системы здания.

Для диафрагм могут быть использованы и специальные сплошностенчатые конструкции со стенкой из листовой стали. Такие диафрагмы, раскрепляющие стойки рам, могут быть использованы в качестве технологических площадок, в том числе и для мостовых кранов.

В пролетах ригели раскрепляются подкосами, крепящимися к прогонам кровли и противоположному поясу рамы (рис. 10 а). Таким же образом могут раскрепляться от кручения их крайние стойки (рис. 10 б). Подкосы выполняются из листовой стали или уголковых профилей и работают на растяжение. Прогоны к которым крепятся подкосы должны быть рассчитаны на совместное действие вертикальной нагрузки от покрытия, и нагрузки, передающейся с раскрепляемого пояса рамы. При расчете подкосов и прогонов необходимо учитывать особенности определения нагрузок, передающихся на них с раскрепляемой рамы, что обусловлено

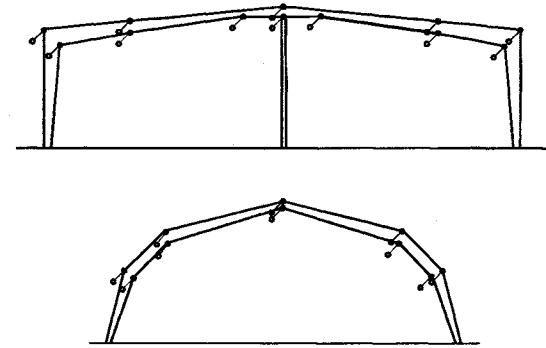


Рис. 9. Раскрепление рам от закручивания

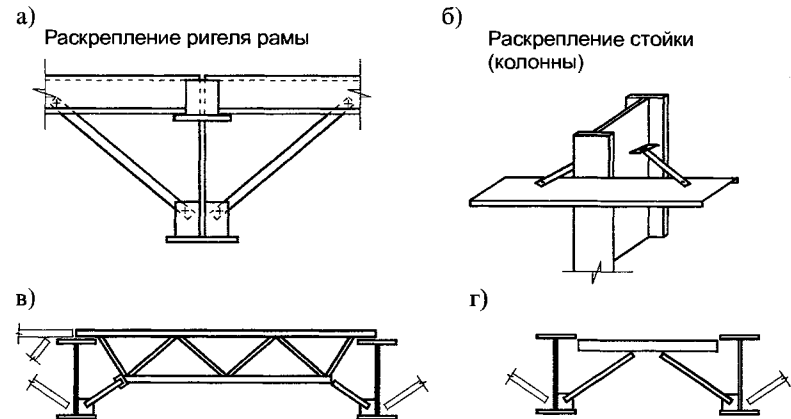


Рис. 10. Раскрепление рам подкосами

свободными перемещениями раскрепляемого пояса рамы из-за деформаций прогонов под действием нагрузки от покрытия, наличием зазоров в болтовых соединениях и др. Методы расчета прогонов со связевыми подкосами и определения нагрузок с учетом свободных деформаций пояса раскрепляемой рамы приведены в разделе 6.10 настоящей работы.

При применении решетчатых прогонов подкосы прикрепляются к их нижнему поясу, как это показано на рис. 10 в. В некоторых случаях подкосы могут крепиться к связевым распоркам (рис. 10 г).

В случае использования жестких подкосов, воспринимающих сжимающие нагрузки, они могут участвовать в работе кровельных или стеновых прогонов, существенно уменьшая их деформации и действующие усилия (рис. 11 а). При этом следует принимать меры, предотвращающие перемещение точек сопряжения подкосов с прогонами из их плоскости (рис. 11 б).

Наряду со специальными конструкциями, раскрепляющими рамы, в качестве связей могут использоваться пути подвесных и опорных кранов, ходовые мостики, протяженные технологические площадки и, в особой степени, прогоны покрытия.

Как было показано в разделе 4.4. настоящей работы, прогоны покрытия, раскрепляя пояс рам, могут работать как на сжатие, так и на растяжение. При этом в работу могут быть включены только те прогоны, которые примыкают к узлам горизонтальных связей, независимо от шага прогонов (см. рис. 4 раздела 4.4.). Таким образом, пояса рам оказываются не раскрепленными на расстоянии, равном протяженности связевой панели, т.е. 6—9 м и более, в зависимости от шага рам, хотя прогоны расположены с шагом всего 1,5—3 м (рис. 12 а).

В соответствии с нормами [1] и [4], при определенных соотношениях между размерами сечения и расстоянием между точками раскрепления элемента связями, расчеты изгибаемых элементов следует выполнять с учетом общей устойчивости по изгибно-крутильной форме. Это часто приводит к необходимости увеличения размеров двутавра, и в итоге, к перерасходу металла. В особой степени это относится к рамам с наиболее распространенными пролетами 15—24 м, работающим при небольших нагрузках.

Таким образом, включение всех или большей части прогонов покрытия в работу по раскреплению пояса рамы представляет большой интерес. Во-первых, это позволяет сократить расход стали на рамы за счет повышения их устойчивости. Во-вторых, частое раскрепление пояса повышает критические напряжения до величины расчетного сопротивления стали и выше, практически полностью исключая потерю устойчивости как фактор ограничения несущей способности рамы. Это, в свою очередь, исключает необходимость

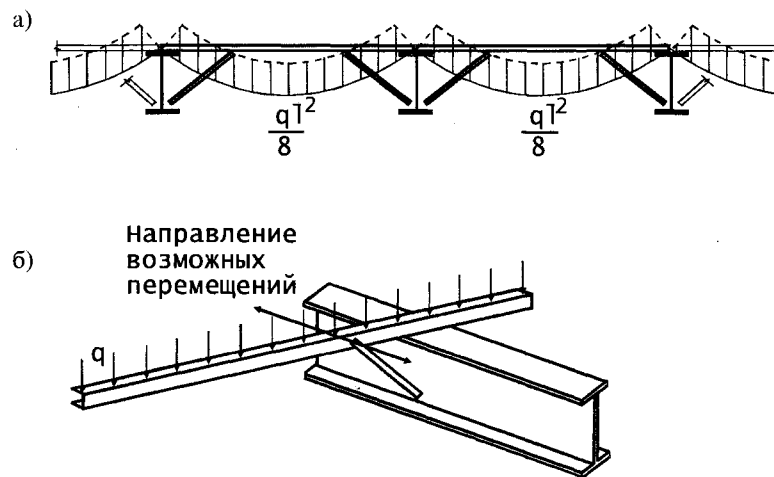


Рис. 11. Включение подкосов в работу прогонов

сложных расчетов на общую устойчивость и возможность ошибок, связанных с этими расчетами.

Для включения большей части или всех прогонов в работу можно предложить следующие способы:

1. Уменьшение длины связевых панелей за счет увеличения числа горизонтальных связей (рис. 12 б). К недостаткам этого способа относится значительное увеличение общего числа связей и распорок, а также неоптимальная геометрия связевого блока;

2. Прикрепление крестовых связей к промежуточным прогонам покрытия (рис. 12 в). В этом случае удастся сохранить количество и геометрию связевых блоков, но возникают сложности при монтаже связей и прогонов;

3. Использование локальных поперечных дисков жесткости из профлиста кровли для объединения прогонов, примыкающих к узлам связевых блоков, с остальными прогонами (рис. 12 г). Этот способ позволяет включить прогоны в работу независимо от шага их расстановки, а кроме того разгружает основные горизонтальные связи. Недостатком такого способа является то, что в соответствии с действующими нормами [5] он может быть применен только при сплошной сборке кровли из профилированного листа. Дан-

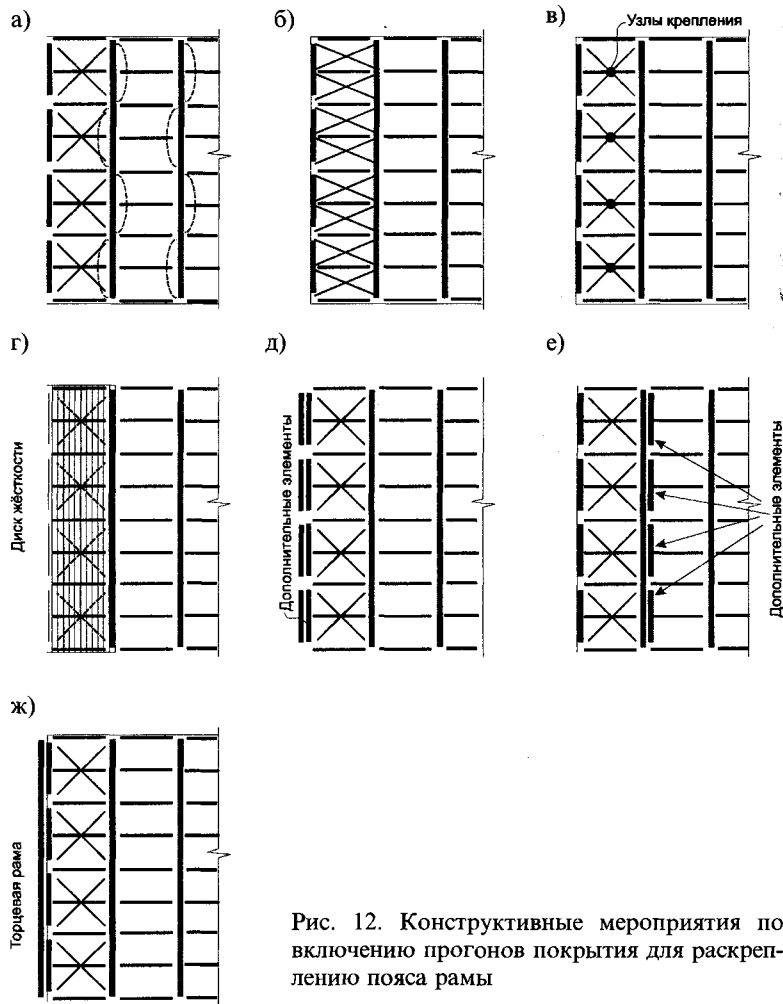


Рис. 12. Конструктивные мероприятия по включению прогонов покрытия для раскреплению пояса рамы

ных о возможном использовании современных клееных панелей с плоскими нижними обшивками в качестве локальных дисков жесткости в настоящий момент не имеется.

4. Использование специальных элементов, устанавливаемых между узлами связевого блока и воспринимающих горизонтальные нагрузки с прогонов. В качестве таких элементов могут использоваться балки фахверка с сечением, разви-

тым в горизонтальной плоскости; усиленные пояса рам, входящие в состав связевых блоков; дополнительные элементы, прикрепленные к верхним к поясам балок фахверка (рис. 12 д) или рам (рис. 12 е) и воспринимающие горизонтальную нагрузку с прогонов кровли.

5. При установке в торцах здания рам, имеющих такое же сечение, как и рядовые, их можно использовать для раскрепления кровельных прогонов в горизонтальном направлении (рис. 12 ж). Напряжения от основных нагрузок в этих рамах значительно ниже, чем в рядовых (в 2 раза при разрезных и в 2,66 раза при неразрезных кровельных прогонах) и поэтому они могут воспринимать дополнительные горизонтальные нагрузки, передающиеся от раскрепляемых рам.

Прочностные и деформационные параметры локальных дисков жесткости из профилированного листа, усиленных балок фахверка, поясов рам, а также специальных дополнительных элементов, должны назначаться исходя из действующих в них основных усилий, а также нагрузок, передающихся на прогоны с раскрепляемых поясов рам и требований по предельной податливости поперечных связей (см. раздел 6.10.6. настоящей работы).

Размещение раскрепляющих конструкций предпочтительно следует производить таким образом, чтобы кровельные прогоны работали на растяжение, как это показано на рис. 4 раздела 4.4. Кроме того, размещение этих конструкций возможно как по всей ширине здания, так и на его отдельных частях, в тех местах, где это требуется по условиям обеспечения устойчивости рам по изгибно-крутильной форме.

Во всех случаях, при проектировании связей, раскрепляющих рамы от закручивания, следует учитывать не только ограничения по прочности, но и, что не менее важно, условия требуемой жесткости этих связей. В этих случаях бывает рациональным применение связей, передающих усилия по возможно более короткому пути (например, подкосы к прогонам) по сравнению со связями, имеющими значительную протяженность (распорки, растяжки и т.п.) В последнем случае возможна установка дополнительных диафрагм по длине здания, воспринимающих усилий с этих связей.

## 6.6. СВЯЗИ ДЛЯ УМЕНЬШЕНИЯ РАСЧЕТНОЙ ДЛИНЫ И ПРОЛЕТОВ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА

Одним из самых эффективных путей уменьшения металлоемкости изгибаемых или сжатых элементов является уменьшение их расчетного пролета или расчетной длины. При этом, для изгибаемых элементов, увеличение их несущей способности происходит по квадратичной зависимости, а из условий деформативности — пропорционально четвертой степени.

### 6.6.1. СВЯЗИ ДЛЯ УМЕНЬШЕНИЯ РАСЧЕТНОЙ ДЛИНЫ

Уменьшение расчетных длин сжатых элементов обычно достигается за счет связей, обеспечивающих общую неизменяемость и устойчивость каркаса. Для более эффективного использования этих связей следует учитывать фактическое закрепления концов сжатых элементов и характер действующей нагрузки. Так, для шарнирно-опертых стержней, сжатых сосредоточенной силой, связи могут устанавливаться на равных расстояниях по длине элемента (рис. 13 а). Для стойки, жестко опертая на фундамент, следует учитывать то, что ее нижний конец имеет защемление, и поэтому длина нижнего участка может быть больше, чем верхних (рис. 13 б).

Для случая одной промежуточной связи, оптимальная высота ее установки приближенно найдется из условия равенства критической силы для нижнего ( $\mu_1, \ell_1$ ) и верхнего ( $\mu_2, \ell_2$ ) участков стойки

$$\frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{(\mu_1 \cdot \ell_1)^2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{(\mu_2 \cdot \ell_2)^2}, \quad (1)$$

откуда соотношение длины участков из условия равенства критических нагрузок для каждого из них, найдется из выражения

$$\frac{\ell_1}{\ell_2} = \frac{\mu_2}{\mu_1}. \quad (2)$$

Для рассмотренного выше стержня постоянного сечения с шарнирно-опертым верхним концом  $\mu_2 = 1$

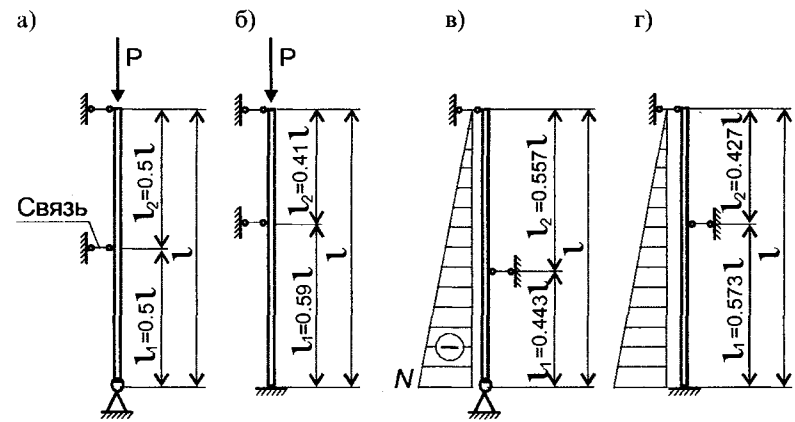


Рис. 13. К расстановке промежуточных связей в сжатых стойках

$$\text{при } \mu_1 = \mu, \quad \frac{\ell_1}{\ell_2} = \frac{1}{\mu} \quad (3)$$

$$\text{или } \ell_1 = \frac{L}{1 + \mu}. \quad (4)$$

Так, при

$$\mu = 0,7 \quad \ell_1 \approx 0,59L; \quad \ell_2 \approx 0,41L; \quad \mu = 1 \quad \ell_1 = \ell_2 = 0,5.$$

При установке нескольких промежуточных связей и при равных верхних участках (рис. 11 б)

$$\ell_1 = \frac{L}{1 + n \cdot \mu}, \quad (5)$$

где  $n$  — число промежуточных связей.

При действии на стержень вертикальной распределенной нагрузки, например, веса стены, распределенной по ее длине (рис. 13 в), следует учитывать то, что нижний участок стержня загружен больше, чем остальные. С использованием решений, приведенных в работах [7] и [8], получены приближенные соотношения длины участков для шарнирно-опертых и жестко-защемленных стоек, при наличии одной промежуточной опоры: при шарнирном опирании (рис. 13 в):  $\ell_1 \approx 0,443L$ ,  $\ell_2 \approx 0,557L$ ; при жестком опирании (рис. 13 г):  $\ell_1 \approx 0,573L$ ;  $\ell_2 \approx 0,427L$ .

### 6.6.2. СВЯЗИ ДЛЯ УМЕНЬШЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ ПРОЛЕТОВ

Специальные связи для уменьшения изгибающих моментов и деформаций в изгибаемых конструкциях, применяются, в основном, для прогонов кровли и стен. Так как геометрические характеристики сечений прогонов в различных плоскостях различаются в 8—10 раз, то связи ставятся для уменьшения моментов и деформаций от нагрузок, действующих в плоскости минимальной жесткости. Так, кровельные прогоны раскрепляются от действия скатной составляющей вертикальной нагрузки, а стеновые — от действия вертикальной нагрузки собственного веса стен и конструкций, заполняющих проемы и, что особенно важно, для уменьшения деформативности надоконных и подоконных прогонов. Конструкции связей, уменьшающих расчетные пролеты прогонов, приведены в соответствующих разделах настоящей работы.

Количество связей для уменьшения расчетных пролетов изгибаемых элементов обычно не превышает одной или двух в пролете. При установке одной связи, она крепится в середине пролета, а при установке двух — в третях пролета для неразрезных конструкций и на расстоянии около 0,3 пролета от опоры для разрезных (рис. 14 а, б, в). Если связи уста-

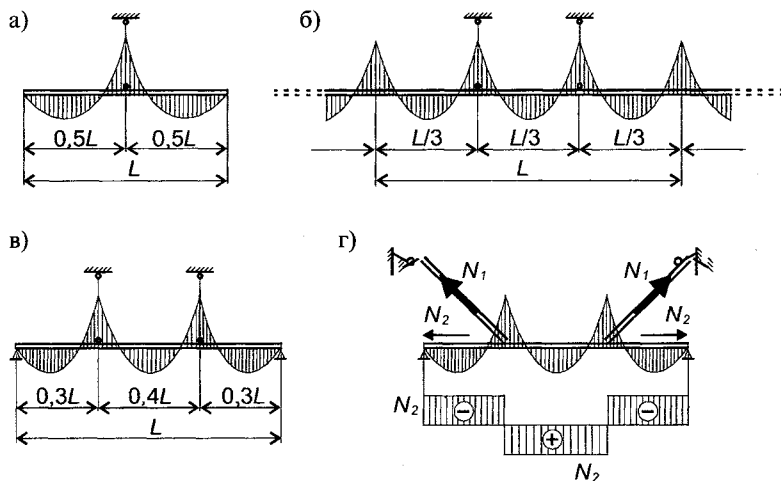


Рис. 14. Связи для уменьшения расчетного пролета изгибаемых элементов

навливаются под углом к подкрепляемой конструкции, в ней возникают дополнительные продольные силы, которые должны быть учтены в расчетах (рис. 14 г).

### 6.7. СВЯЗИ ДЛЯ ПЕРЕДАЧИ КРАНОВЫХ И ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ НАГРУЗОК И РАСКРЕПЛЕНИЯ ПУТЕЙ ТРАНСПОРТА

Общие принципы расстановки и конструирования связей для передачи нагрузок от мостовых опорных и подвесных кранов в зданиях с каркасами из рамных конструкций переменного сечения такие же, как и для обычных зданий (см., например, работы [1], [2], [3], [5] и др.). Для уменьшения металлоемкости и стоимости несущих конструкций здания рационально совмещение путей кранов со связевыми конструкциями каркаса. Например, площадки для обслуживания мостовых опорных кранов могут выполнять роль распорок общей связевой системы и включаться в работу связей, пре-

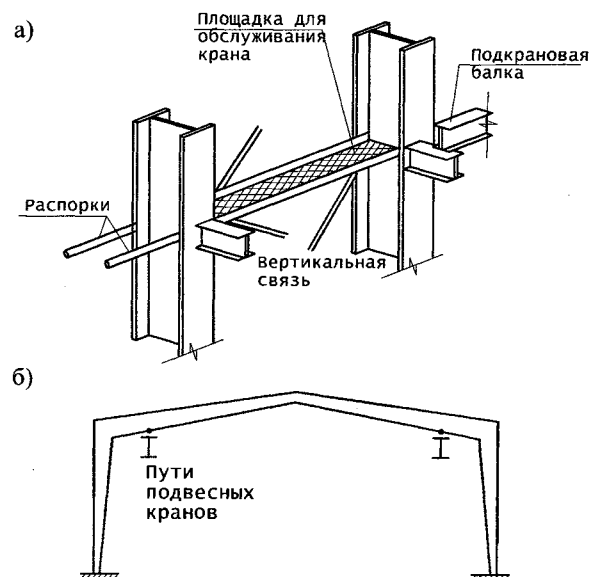


Рис. 15. Использование конструкций крановых путей для раскрепления конструкций каркаса

пятствующим кручению крайних и средних стоек рам, как это показано на рис. 15 а. Пути подвешенного транспорта, подвешенные вплотную к ригелю, могут быть использованы в качестве продольных связей для раскрепления ригелей рам из плоскости их изгиба (рис. 15 б). Конструкции, входящие в состав подкрановых путей, должны быть рассчитаны на совместное действие нагрузок от кранов и дополнительных нагрузок, передающихся от раскрепляемых конструкций.

### 6.8. СПЕЦИАЛЬНЫЕ СИЛОВЫЕ СВЯЗИ ДЛЯ ОРГАНИЗАЦИИ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАБОТЫ КАРКАСА

Известно, что рамные конструкции переменного сечения отличаются повышенной деформативностью по сравнению с каркасами из решетчатых конструкций. Это часто является препятствием для применения рамных конструкций в высоких зданиях или в зданиях с повышенными требованиями по жесткости каркаса.

Вертикальные деформации ригеля рамы в большинстве случаев не опасны, так как могут быть компенсированы строительным подъемом ригеля, закрыты подвесным потолком и т.д. (рис. 16 а). Одним из немногих случаев, когда ограничения вертикальных деформаций играют существенную роль, является наличие подвесных кранов, расположенных в пролете ригеля (рис. 16 б).

Ситуация усложняется, когда накладываются ограничения на горизонтальные перемещения каркаса от ветровых, крановых, сейсмических и иных нагрузок из условий целостности стенового ограждения, условий сопряжения с другими зданиями и конструкциями, работы кранового оборудования, визуального восприятия и др. Как один из важных случаев ограничения деформативности здания в горизонтальном направлении, следует отметить сейсмическое воздействие.

Деформации каркаса вдоль здания обычно незначительны, так как горизонтальные нагрузки в этом направлении воспринимаются связями для обеспечения общей устойчивости и неизменяемости каркаса.

В поперечном направлении в обычных каркасах нагрузки воспринимаются самими рамами, и поэтому, в силу де-

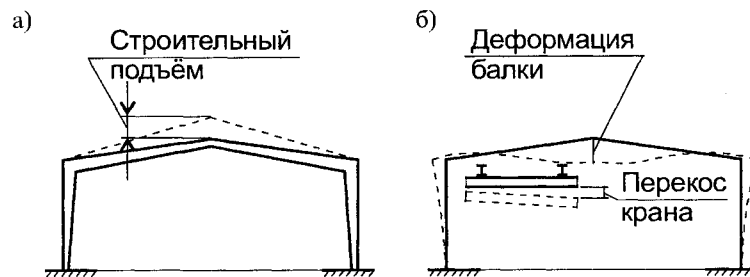


Рис. 16. Вертикальные деформации рамных конструкций

формативности рам, не всегда могут удовлетворять условиям требуемой жесткости.

Для уменьшения поперечных горизонтальных деформаций рамных каркасов используют различные приемы:

1. Увеличение сечений рамных конструкций. Этот способ наименее эффективен, так как приводит к повышенному расходу стали и не всегда позволяет добиться требуемых результатов при приемлемых затратах;

2. Изменение статической схемы рамы, например, замена шарнирного опирания стоек на жесткое. Это позволяет уменьшить горизонтальные деформации рам в 4÷6 раз, однако приводит к существенному повышению нагрузок на фундаменты и увеличению их стоимости;

3. Использование пространственной схемы каркаса путем введения специальных силовых связей, препятствующих горизонтальным деформациям рам. Этот способ наиболее эффективен для относительно высоких и коротких зданий.

В последнем случае пространственная схема каркаса обрывается специальными силовыми горизонтальными и вертикальными связями, включающими сами рамы, выполняющими роль распорок и обычные элементы связей (включая гибкие, предварительно напряженные крестовые или жесткие связи) (рис. 17).

Горизонтальная нагрузка, действующая на продольные стены здания, передается горизонтальными связями по покрытию, а затем вертикальными связями — на фундаменты фахверка. Силовые связи могут располагаться полосами вдоль карнизов или конька зданий (см. рис. 17 а, б). Опти-

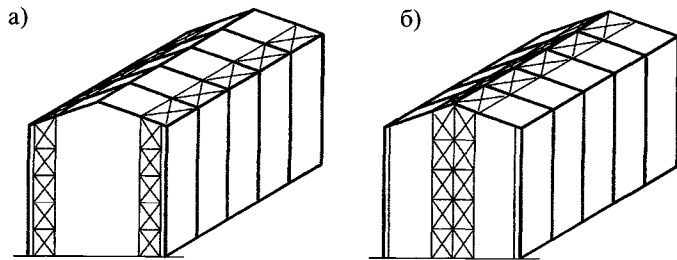


Рис. 17. Образование пространственной схемы здания

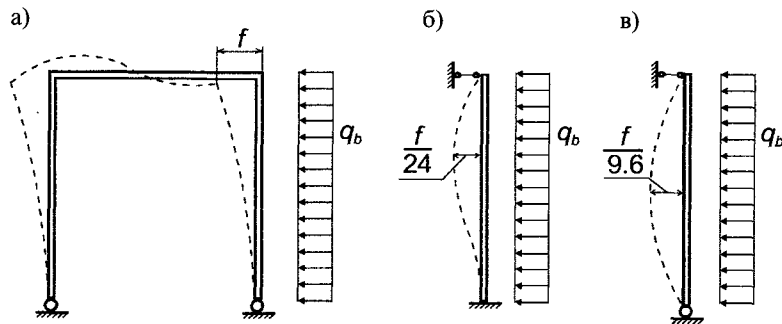


Рис. 18. Деформации и изгибающие моменты в стойках каркаса

мальная ширина полос устанавливается расчетом. В отдельных случаях, при больших горизонтальных нагрузках или для длинных зданий, связи могут располагаться по всему покрытию.

Так как связевые блоки имеют большую ширину, дополнительные продольные усилия в элементах, входящих в состав силовых связей незначительны.

Расчетная схема стоек рам в пространственной схеме приближается к стойке, имеющей закрепления снизу на фундамент и сверху на связевой блок. При жестком закреплении стойки снизу и в шарнирно-неподвижном опирании верхнего конца, изгибающие моменты в ней уменьшаются приблизительно 4 раза, а деформации в 24 раза по сравнению с деформациями П-образной шарнирно-опертой рамы (рис. 18 а, б). При шарнирном опирании верхнего и нижнего концов стойки, изгибающие моменты и деформации уменьшаются в 4 и 9,6 раза соответственно (рис. 18 в). Если учесть податли-

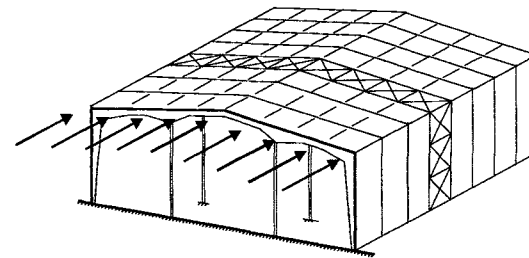


Рис. 19. Образование пространственной схемы связей в многопролетных зданиях

вость связей, уменьшение изгибающих моментов и деформаций будет несколько меньше.

Применение силовых связей для организации пространственного каркаса позволяет не только уменьшить горизонтальные деформации каркаса, но и существенно уменьшить его металлоемкость и затраты на фундаменты. Для распределения горизонтальных нагрузок на несколько фундаментов, стойки фахверка могут объединяться по низу распорками. В отдельных случаях создание единого пространственного каркаса при помощи силовых связей является единственно приемлемым для высоких зданий, а также для случаев действия больших горизонтальных нагрузок, включая сейсмические.

Пространственная система связей может применяться и для многопролетных зданий, когда устройство вертикальных связей по средним колоннам невозможно или нежелательно. В этих случаях связевые блоки располагаются вдоль несущих рам и сопрягаются с вертикальными связями на наружных продольных стенах, как это показано на рис. 19. Эти связи должны быть рассчитаны на совместное действие горизонтальных внешних нагрузок, действующих на торцы здания и поперечных усилий, передающихся с раскрепляемых средних стоек каркаса.

## Литература

1. СНиП П-23—81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М. ЦИТП. 1989. 96 с.
2. Металлические конструкции. Конструкции зданий. Т.2. Под ред. В.В. Горева. М. Высшая школа. 1999. 528 с.



3. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. Т. 2. Под общ. ред. В.В. Кузнецова. Изд. АСВ. 1998. 506 с.
4. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23—81\*). М., Центральный институт типового проектирования. 1989.
5. Рекомендации по учету жесткости диафрагм из стального профилированного настила в покрытиях одноэтажных производственных зданий при горизонтальных нагрузках. ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова. 1980. 32 с.
6. Власов В.З. Тонкостенные упругие системы. М. Л. Государственное издательство строительной литературы. 1940. 276 с.
7. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. ОГИЗ. М. 1946. 532 с.
8. Динник А.Н. Продольный изгиб. Кручение. Изд. АН СССР. М. 1955. 392 с.
9. Б.И. Беляев, В.С. Корниенко. Причины аварий стальных конструкций и способы их устранения. М. Стройиздат. 1968. 208 с.

## 6.9. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ГИБКИХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ СВЯЗЕЙ

В настоящем разделе рассмотрены вопросы, связанные с определением усилий в гибких связях, определения величины предварительного натяжения из условий прочности и сохранения этого натяжения при действии внешних нагрузок, а также расчет узлов и методы контроля усилий натяжения.

### 6.9.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ ОТ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ И ТРЕБУЕМОГО ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАТЯЖЕНИЯ В ГИБКИХ СВЯЗЯХ

Предварительно напряженные связи и элементы широко применяются в различных строительных конструкциях, особенно в высотных сооружениях типа башен, мачт и др. Расчет диагональных предварительно напряженных связей изложен, в частности, в работе А.А. Воеводина [1], где были приняты следующие допущения, существенно упрощающие расчет:

1. Стойки и распорки связевого блока приняты абсолютно жесткими и шарнирно соединенными в узлах;
2. Усилия в элементах связевого блока определяются по недеформированной схеме;

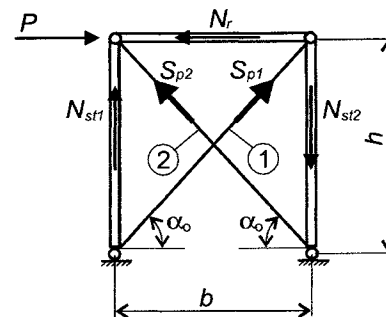


Рис. 1. Расчетная схема связевого блока по данным работы [1]

3. На всех стадиях работы, в связях сохраняется предварительное натяжение.

Расчетная схема для этого случая представлена на рис. 1.

Под действием внешней нагрузки  $P$ , в связях возникают дополнительные усилия: в связи 1 растяжение, а в связи 2 — сжатие. Связь 2 будет воспринимать внешнюю нагрузку до тех пор, пока в ней будут сохраняться усилие предварительного натяжения  $S_0$ .

Дополнительные усилия в связях от внешней нагрузки определяются следующим образом:

— для связи 1

$$S_{p1} = \frac{C_1}{C_1 + C_2} \cdot \frac{P}{\cos \alpha_0}; \quad (1 \text{ а})$$

— для связи 2

$$S_{p2} = -\frac{C_2}{C_1 + C_2} \cdot \frac{P}{\cos \alpha_0}. \quad (1 \text{ б})$$

где  $C_1, C_2$  — продольная жесткость связей  $C_1 = EA_1$ ;  $C_2 = EA_2$ ; при  $E$  — модуль упругости материала связи;  $A_1$  и  $A_2$  — площадь сечения связей 1 и 2;  $\alpha_0$  — угол наклона связей.

При одинаковой жесткости связей  $C_1 = C_2$ , формулы (1 а) и (1 б) примут вид:

$$S_{p1} = -S_{p2} = \frac{1}{2} \frac{P}{\cos \alpha_0}. \quad (2)$$

Суммарные усилия в связях от предварительного натяжения  $S_0$  и внешней нагрузки будут равны:

$$S_{\Sigma 1} = S_0 + S_{P1}; \quad (3 \text{ а})$$

$$S_{\Sigma 2} = S_0 - S_{P2}. \quad (3 \text{ б})$$

Усилия в остальных элементах связевого блока:

— в левой стойке

$$N_{st1} = S_{\Sigma 2} \cdot \cos \alpha_0; \quad (4 \text{ а})$$

— в правой стойке

$$N_{st2} = S_{\Sigma 1} \cdot \cos \alpha_0; \quad (4 \text{ б})$$

— в распорке

$$N_r = S_{\Sigma 1} \cdot \sin \alpha_0. \quad (4 \text{ в})$$

При учете фактической жесткости всех элементов, входящих в состав связевого блока, схема деформаций блока будет иметь вид: показанный на рис. 2 а — при натяжении связей, показанный на рис. 2 б — при нагружении блока внешней нагрузкой.

В процессе монтажа связей, стойки и распорка обжимаются усилиями предварительного натяжения связей, как это показано на рис. 2 а. При действии на связевой блок внешней нагрузки  $P$ , усилия в связи 1 увеличиваются, а в связи 2 уменьшаются, что приводит к дополнительному сжатию правой стойки и уменьшению деформаций в левой. Распорка под действием внешней нагрузки укорачивается.

Для реальных конструкций деформациями стоек рам можно пренебречь, так как их продольная жесткость значительно (в 20—50 раз) превосходит продольную жесткость гибких связей. Сечение распорки намного меньше, чем сечение стоек, и поэтому ее деформацию следует учесть при расчете, тем более, что это позволяет обоснованно уменьшить суммарные расчетные усилия в растянутой связи на 5—10%. Приблизительно, учет деформаций распорки можно учесть путем введения приведенной жесткости растянутой связи, определяемой из схемы деформирования связевого блока под внешней нагрузкой. Опуская выводы, сразу запишем:

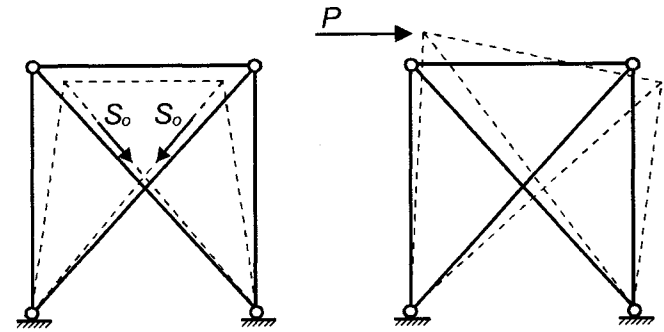


Рис. 2. Схема деформирования связевого блока с предварительно натяженными связями

$$C_{1ef} = \frac{C_1 \cdot C_r}{\cos \alpha_0 \cdot C_1 + C_r}, \quad (5)$$

где  $C_r = E \cdot A_r$  — продольная жесткость распорки;  $A_r$  — площадь сечения распорки.

Величину  $C_{1ef}$  следует подставлять в формулы (1 а) и (1 б). Диаграмма работы растянутой и сжатой связей представлена на рис. 3.

По мере увеличения внешней нагрузки от нуля до полного значения  $P_p$ , усилие в растянутой связи (линия  $ac$ ) увеличивается, а в сжатой связи (линия  $ab$ ) уменьшается. Тангенсы углов наклона линий равны коэффициентам при  $P$  в формулах (1 а) и (1 б). При увеличении нагрузки  $P$  до некоторого предельного значения  $P_{lim}$ , усилие в сжатой связи уменьшается до нуля (линия  $be$ ). После этого сжатая связь выключается из работы, и вся нагрузка воспринимается только растянутой связью, усилия в которой растут в прямом соответствии с ростом внешней нагрузки (линия  $df$ ).

Для практических случаев, интерес представляет стадия совместной работы обеих связей. Эта стадия имеет два ограничения: по прочности растянутой связи (1) и по сохранению усилия предварительного натяжения в сжатой связи (2).

Ограничения имеют вид:

$$S_{\Sigma 1} \leq S_{lim}; \quad (6 \text{ а})$$

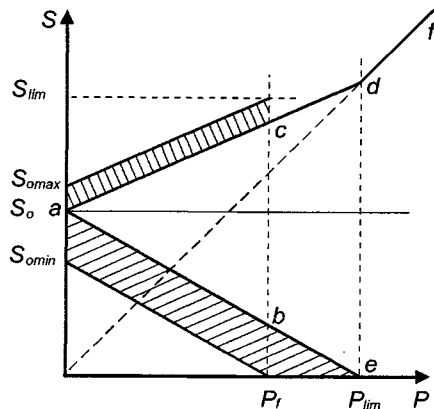


Рис. 3. Диаграмма работы предварительно напряженных связей

$$S_{\Sigma 2} > 0, \quad (6 \text{ б})$$

где  $S_{lim}$  — предельная несущая способность растянутой связи, определяемая из условия прочности стержня связи, ее узлов натяжения и примыкания к раскрепляемым конструкциям.

Сопоставляя уравнения (3) и (6), найдем предельное максимальное и минимальное усилие натяжения связей:

— по условию прочности растянутой связи

$$S_{0max} = S_{lim} - S_{P1}; \quad (7 \text{ а})$$

— по условию сохранения предварительного натяжения в сжатой связи

$$S_{0min} \geq k_s \cdot |S_{P2}|; \quad (7 \text{ б})$$

где  $k_s > 1$  — коэффициент обеспечения заданного натяжения, зависящий от способа натяжения и точности контроля усилий в связях. При контроле натяжения по моменту закручивания  $k_s \approx 1,1$ .

На диаграмме усилия  $S_{0max}$  и  $S_{0min}$  определим, проведя линии от точек пересечения вертикальной линии нагрузки  $P_f$  с горизонтальной осью (для  $S_{0min}$ ) и линией, ограничивающей несущую способность связи предельной несущей способностью  $S_{lim}$  (для  $S_{0max}$ ). Заштрихованные области на ди-

аграмме определяют пределы изменения максимального и минимального предварительного натяжения связей.

Обобщая вышесказанное, можно сделать следующие выводы:

1. При статическом расчете конструкций с предварительно напряженными гибкими связями, в расчетную схему следует вводить обе связи, независимо от того, будет ли связь подвергаться сжатию или растяжению от внешней нагрузки.

2. Для обеспечения совместной работы обеих связей при действии внешней нагрузки, в них должно быть задано предварительное натяжение, сохраняющееся при нагружении связевого блока расчетной нагрузкой.

3. Величина предварительного натяжения связей определяется по двум условиям:

— максимальное усилие натяжения  $S_{0max}$  — по условию прочности растянутой связи (формула 5 а);

— минимальное усилие натяжения  $S_{0min}$  — по условию сохранения предварительного натяжения (формула 5 б).

4. В тех случаях, когда по расчету получается  $S_{0max} < S_{0min}$ , следует скорректировать принятые конструктивные решения связевых блоков, включая изменение их общего количества, диаметра и материала стержней связей и т.д.

## 6.9.2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ГИБКИХ СВЯЗЕЙ

### 6.9.2.А. ЭЛЕМЕНТЫ И УЗЛЫ ГИБКИХ СВЯЗЕЙ

Конструкции гибких связей можно разделить на две группы по расположению узла натяжения (рис. 4):

1. Узел натяжения находится в пределах длины связей, а для их крепления к конструкциям применяются специальные узлы (рис. 4 а).

2. Узел натяжения связи совмещен с узлом ее примыкания к раскрепляемым конструкциям (рис. 4 б).

К элементам гибких связей относятся:

— основные стержни связей;

— узлы натяжения;

— узлы примыкания к раскрепляемым конструкциям;

— узлы стыковки стержней.

Часто элементы гибких связей выполняют одновремен-

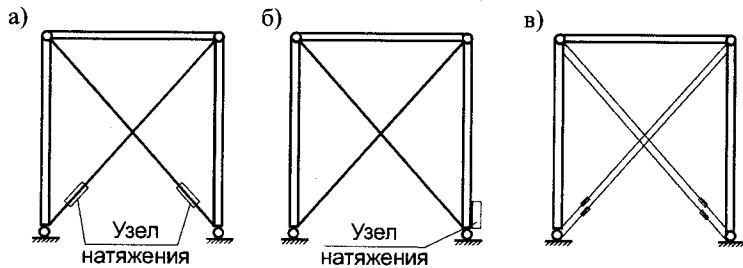


Рис. 4. Основные типы узлов гибких связей

но несколько функций, например, узел натяжения одновременно является узлом стыковки стержней и т.д. Гибкие связи могут содержать специальные элементы, позволяющие контролировать в процессе монтажа усилие предварительного натяжения.

#### 6.9.2 Б. РАСЧЕТ СТЕРЖНЕЙ ГИБКИХ СВЯЗЕЙ

Стержни гибких связей, в большинстве случаев выполняются из круглой стали диаметром 16—30 мм. Применение диаметра больше 30 мм, для обычных зданий не всегда является целесообразным из-за увеличения массы связей и трудностей при их установке и натяжения. При нагрузках, больших, чем воспринимают связи диаметром 24÷30 мм, рекомендуется установка спаренных связей (рис. 4 в), увеличение общего числа связевых блоков, применение высокопрочных сталей и т.д.

Несущая способность резьбовой части стержня гибкой связи определяется по работе [2], как для болтов, работающих на растяжение

$$S_{lim} = R_{bt} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{cl}, \quad (8)$$

где  $R_{bt}$  — расчетное сопротивление растяжению, принимаемое в соответствии с работой [1], как для болтов в зависимости от применяемой марки стали;  $A_{bn}$  — площадь сечения связи нетто;  $\gamma_c$  — коэффициент условия работы:  $\gamma_c = 0,9$  [2];  $\gamma_{cl}$  — дополнительный коэффициент условия работы спаренных связей, учитывающий возможную неравномерность их совместной работы  $\gamma_{cl} = 0,9$ . Для одиночных связей  $\gamma_{cl} = 1,0$ .

Для уменьшения металлоемкости связей возможно использование резьбовых вставок большего диаметра, чем основной стержень связи. Соединение резьбовых вставок с основными стержнями может производиться при помощи коротышей или контактной сварки. Площадь сечения основного стержня связи при этом найдется из условия:

$$A \geq A_{nt} \cdot \frac{R_{bt}}{R_y}, \quad (9)$$

где  $R_y$  — расчетное сопротивление стали стержня.

#### 6.9.2 В. РАСЧЕТ НАТЯЖНЫХ МУФТ

Некоторые конструктивные решения натяжных муфт представлены на рис. 5. Элементы муфт должны быть рассчитаны на усилия, действующие в процессе эксплуатации, а также при натяжении связей до проектных усилий.

Минимальный наружный диаметр точеных цилиндрических муфт (рис. 5 а), определяется из условий их равнопрочности с резьбовой частью стержня связи

$$\frac{\pi}{4} (d_m^2 - d_s^2) R_{btm} \geq \frac{\pi}{4} d_s^2 \cdot R_{bt}, \quad (10)$$

где  $d_s$  — наружный диаметр резьбовой части связи;  $d_m$  — наружный диаметр муфты;  $R_{bt}$ ,  $R_{btm}$  — расчетные сопротивления стали связи и муфты, определяемые с учетом концентрации напряжений в резьбе как для болтовых соединений, в зависимости от применяемой марки стали по работе [2] или другим нормативным источникам.

Преобразовывая формулу (10), определим требуемый наружный диаметр муфты:

$$d_m \geq d_s \cdot \sqrt{1 + \frac{R_{bt}}{R_{btm}}}. \quad (11 а)$$

Расчетная толщина стенок стяжной муфты найдется из условия:

$$t_m \geq \frac{d_s}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{R_{bt}}{R_{btm}}} - 1 \right). \quad (12 а)$$

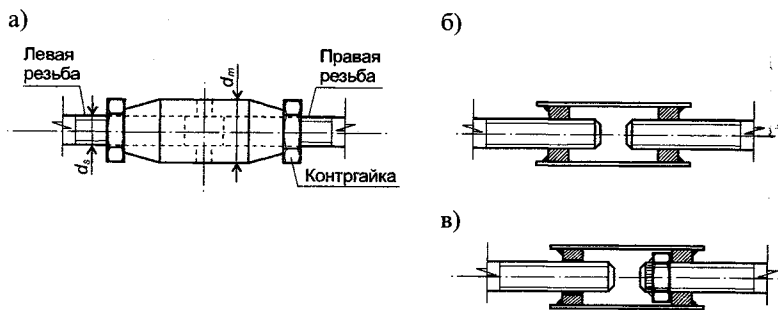


Рис. 5. Натяжные муфты гибких связей

При  $R_{bt} = R_{btm}$  формулы (9 а) и (10 а) примут вид:

$$d_m \geq \sqrt{2} \cdot d_s; \quad (11 \text{ б})$$

$$\text{и } t_m \geq 0,21d_s. \quad (12 \text{ б})$$

Как видно из формулы (12 б), при диаметре связи, например, 24 мм, расчетная толщина стенки муфты из условий ее прочности будет равна всего 5 мм, поэтому для муфт рационально применять сталь с меньшими прочностными характеристиками, чем для стержней связей. Толщина стенок муфты окончательно назначается с учетом конструктивных и технологических ограничений и должна быть не менее 6—8 мм (без учета глубины резьбы).

Для уменьшения концентрации напряжений в местах выхода резьбовой части связи, на концах муфты рекомендуется выполнять фаски на длине приблизительно равной диаметру связей.

К недостаткам рассмотренных муфт относится необходимость в нарезке левой и правой резьбы как в самой муфте, так и на стержнях связей, а также большой объем токарных работ. Избежать этого можно, применяя сборные муфты, состоящие из трубы и приваренных к ее торцам пластин с центральными отверстиями, в которых с одной или с двух сторон нарезана резьба (рис. 5 б и 5 в). Расчетом на прочность сечения трубы, определяется конструктивными и технологическими требованиями. Толщина торцевых пластин назначается из условия прочности при изгибе, а также из

условия необходимой прочности резьбы. Согласно работе [3], минимальная длина резьбы (длина свинчивания) должна быть не менее  $1,2 \div 1,4 d_s$  для стержней диаметром  $16 \div 24$  мм, а толщина торцевых пластин  $20 \div 34$  мм соответственно. Для правильно сконструированных муфт, такая толщина торцевых пластин обычно достаточна для восприятия изгибающих моментов и перерезывающих сил, возникающих при их нагружении усилиями от связей. В противном случае, необходимы дополнительные расчеты торцевых пластин как круглых пластин, нагруженных по периметру центрального отверстия [4].

#### 6. 9. 2 Г. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ СВЯЗЕЙ С РАСКРЕПЛЯЕМЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ

Основные типы узлов крепления связей к конструкциям представлены на рисунках 6 а, б. Расчет таких узлов обычно производится по стандартным методикам как для болтовых и сварных соединений в соответствии с работой [2]. Для предотвращения концентрации напряжений в месте обрыва связи в проушинах следует выполнять закругленные прорези, как это показано на рис. 6 б.

Учитывая высокую ответственность связей, ниже приводится уточненная методика расчета проушин и болтов (втулок), широко применяемая в авиастроении [5].

Согласно [5], разрушение проушин может происходить по четырем основным сечениям (рис. 6 в):

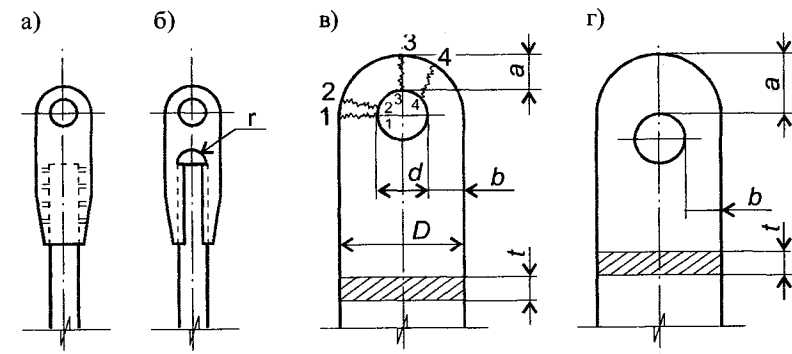


Рис. 6. Узлы крепления связей к конструкциям

- разрыв боковой перемычки (сечения 1—1 и 2—2);
- разрыв верхней перемычки (сечение 3—3);
- срез перемычки (сечение 4—4).

Предельная нагрузка, воспринимаемая проушиной из условия разрыва сечения 1—1, согласно работе [5], определяется по формуле:

$$P_{lim} = k_p \cdot R_y \cdot (D - d) \cdot t \cdot \gamma_c. \quad (13)$$

Размеры, входящие в формулу (13), показаны на рис. 6 в, а параметр  $k_p$ , зависящий от этих размеров и определенный путем многочисленных экспериментов, находится по формуле:

$$k_p = 0,56 + 0,46 \frac{a}{b} - 0,1 \frac{D}{d}. \quad (14)$$

Формула (13) дает достаточно точные результаты при  $D/d = 2+3$  и  $a/b = 1+1,4$ . Для предотвращения разрушения проушины по сечениям 2—2, 3—3 и 4—4 рекомендуется выполнять их несколько удлиненными ( $a/b = 1,25+1,3$ ), как это показано на рис. 6 в [6].

Соединительный болт или втулка, прикрепляющие проушину к конструкции, должны быть рассчитаны на действие перерезывающей силы и изгибающего момента. Расчетная схема болта (втулки) представлена на рис. 7.

Максимальные нормальные напряжения от изгибающего момента равны:

$$\sigma_{max} = \frac{32M_2}{\pi \cdot d^3} \approx \frac{10M}{d^3}, \quad (15)$$

где  $M_2 = 0,25P(L_{ef} - 0,5t_2)$ ;  $L_{ef} = t_2 + 0,667t_1 + 2\delta$ .

Максимальные касательные напряжения определяются по формуле:

$$\tau_{max} = \frac{8P}{3\pi \cdot d^2} \approx 0,85 \frac{P}{d^2}. \quad (16)$$

Так как максимальные касательные напряжения действуют на нейтральной оси сечения, где нормальные напряжения равны нулю, то при расчете болта (втулки) в большин-

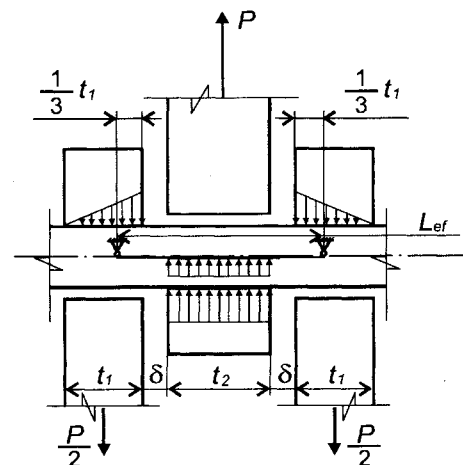


Рис. 7. К расчету болта (втулки)

стве практических случаев достаточно отдельных проверок на действие изгибающего момента и перерезывающей силы.

Большой интерес представляют узлы, в которых одновременно совмещены две функции: крепление к конструкциям и натяжение связей. На рис. 8 а показано одно из наиболее распространенных конструктивных решений таких узлов, позволяющих осуществлять примыкание связей под различными углами. В отличие от обычных узлов, усилие со связи здесь передается не вдоль листа полки или фасонки, а поперек стенки двутаврового сечения рамы. Такое решение, с одной стороны, позволяет существенно упростить конструкцию узла, а с другой ограничивает его несущую способность по условию прочности или устойчивости стенки раскрепляемого элемента. Тем не менее, такие узлы получили широкое распространение благодаря конструктивной простоте при изготовлении и монтаже.

Основным элементом здесь является опорный элемент, передающий усилие со связи на стенку раскрепляемых конструкций. Фирмы «BUTLER», «Robertson», ВЕНТАЛЛ и др. используют опорные элементы в виде сегментов, выполняемые при помощи сварки, литья или штамповки (рис. 8 б). Для обеспечения сопряжения натяжной гайки с опорным элементом под прямым углом, центр сегмента должен нахо-

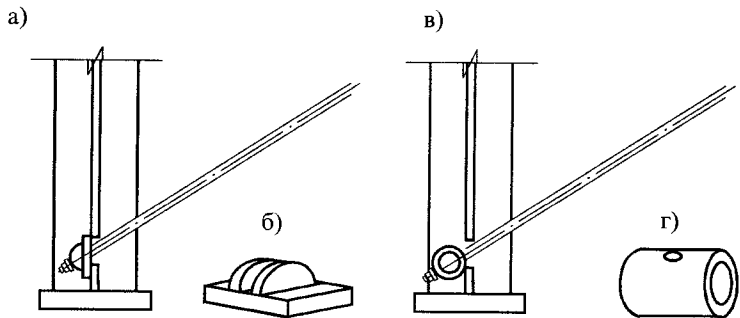


Рис. 8. Узлы крепления и натяжения связей

дится посередине его опорной площадки. Фрагмент связевого блока с такими связями показан на рис. 9.

Для тех же целей может быть использован опорный элемент, выполненный в виде отрезка толстостенной трубы или сплошного цилиндра, имеющих сквозное диаметральное отверстие для пропуска связи (рис. 8 в). К преимуществам такого решения относится чрезвычайная простота изготовления, а также возможность изменения размеров зоны передачи нагрузки со связи на стенку для обеспечения ее прочности и устойчивости (рис. 8 г).

Расчет сегментных элементов сводится к проверке контактных напряжений в зоне контакта сегмента с опорной шайбой связи. При расчете в упругой стадии, максимальные напряжения в зоне контакта найдутся по формуле:

$$\sigma_{\max} = 0,418 \cdot \sqrt{\frac{S_{\max} \cdot E}{t_{\Sigma} \cdot r}}, \quad (17)$$

где  $S_{\max}$  — максимальное расчетное усилие в связи;  $E$  — модуль упругости стали;  $t_{\Sigma}$  — суммарная толщина опорных сегментов;  $r$  — радиус сегмента.

Предельная нагрузка, воспринимаемая узлом в упругой стадии, весьма незначительна и поэтому расчет следует проводить с учетом пластических деформаций, возникающих в опорном элементе. Несущую способность сегментного узла определим в соответствии с расчетной схемой (рис. 10) по приближенной формуле:

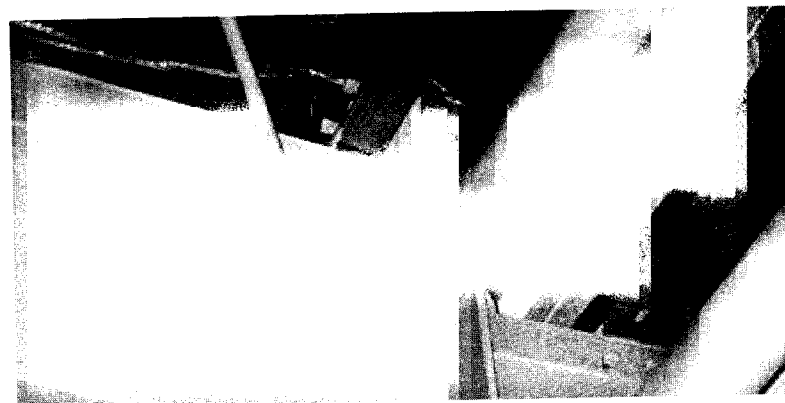


Рис. 9. Фрагмент связевого блока с гибкими связями (с разрешения промышленной компании ВЕНТАЛЛ)

$$S_{\text{lim}} = 2b \cdot t_{\Sigma} \cdot R_y, \quad (18)$$

где  $b$  — полуширина зоны пластического контакта;  $R_y$  — предел текучести стали опорного элемента.

Полуширина зоны контакта будет равна:

$$b = \frac{S}{t_{\Sigma} \cdot R_y}. \quad (19)$$

При этом сегментный элемент будет сминаться на некоторую высоту  $\Delta$ , которая может быть найдена из простых геометрических построений

$$\Delta = r - h$$

или, при  $h = \sqrt{r^2 - b^2}$  и учитывая формулу (19), найдем

$$\Delta = r - \sqrt{r^2 - \left(\frac{S}{t_{\Sigma} \cdot R_y}\right)^2}. \quad (20)$$

Например, при  $r = 10$  см,  $t_{\Sigma} = 2$  см,  $S = 5000$  кг и  $R_y = 2450$  кг/см<sup>2</sup>, найдем, что  $b = 1,02$  см, а глубина зоны смятия составляет всего  $\Delta = 0,05$  см.

Расчет трубчатого опорного элемента выполняется согласно схемам, приведенным на рис. 11.

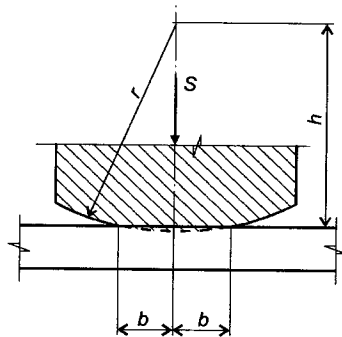


Рис. 10. К расчету сегментного узла с учетом пластических деформаций

Считаем, что усилия от связей передаются в виде нагрузки, равномерно распределенной по периметру отверстия для пропуска стержня связи. Опорные реакции со стороны стенки распределяются с противоположной стороны вдоль образующей трубы. Из-за деформаций стенки рамы, эти реакции будут передаваться на трубу неравномерно, как это показано на рис. 11 б пунктиром. Для расчета, примем условное распределение реакций в виде равномерно распределенной нагрузки, изображенной сплошной линией.

При расчете трубчатого элемента будем использовать модель кругового кольца с введением поправочных коэффициентов, учитывающих реальные условия работы элемента. Такой подход применим при соотношении длины трубы к ее диаметру не более 1,5÷2,5.

Максимальный изгибающий момент в кольце определим, используя данные работы [7], (рис. 11 в)

$$M = k_M \cdot \frac{S \cdot r}{\pi} \quad (21)$$

Продольная сила, действующая в этом же сечении:

$$N = k_N \cdot \frac{S}{2} \quad (22)$$

Поправочные коэффициенты  $k_M$  и  $k_N$ , входящие в формулы (21) и (22), получены путем численных расчетов элементов с различными параметрами и приблизительно равны, т. е.  $k_M \approx k_N \approx 1,2+1,3$ . Необходимо отметить, что при на-

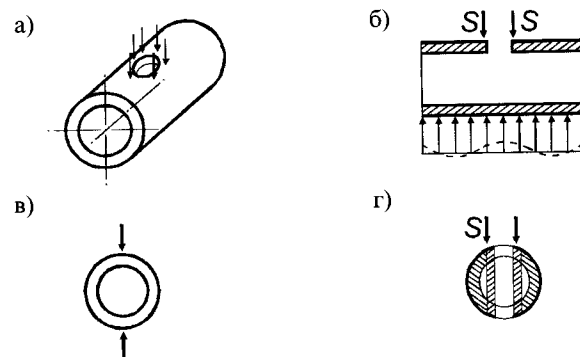


Рис. 11. К расчету трубчатого опорного элемента

гружении трубчатых элементов приблизительно до уровня 0,7 от расчетной нагрузки, в зоне отверстий для пропуска связей возникают пластические деформации.

Суммарные напряжения, действующие в трубчатом элементе длиной  $L$  с толщиной стенки  $t$  определяются по формуле:

$$\sigma_{\Sigma} = \frac{6M}{t^2 \cdot L} \pm \frac{N}{t \cdot L} \quad (23)$$

При необходимости, трубчатый элемент может быть усилен отрезком трубки, соединяющим противоположные стенки в зоне отверстий для связей (см. рис. 11 г).

Помимо расчета элементов и узлов самих связей, также должны быть рассчитаны участки стенки раскрепляемых элементов на которые передаются сосредоточенные нагрузки от связей (рис. 12).

При этом выделим основные расчетные случаи:

— участок стенки опирается на 3 кромки (например, опорные зоны стоек и т.д.) (рис. 12 а);

— участок стенки опирается на 2 кромки, сходящиеся под углом  $45^\circ$  или  $90^\circ$ , а сила приложена на линии биссектрисы (зоны примыкания связей в узлах сопряжения ригеля рамы со стойкой) (рис. 12 б);

— участок стенки опирается на две противоположные кромки, при чем одна из кромок находится в непосредственной близости от места приложения нагрузки (участок ригеля или стойки рамы) (рис. 12 в).



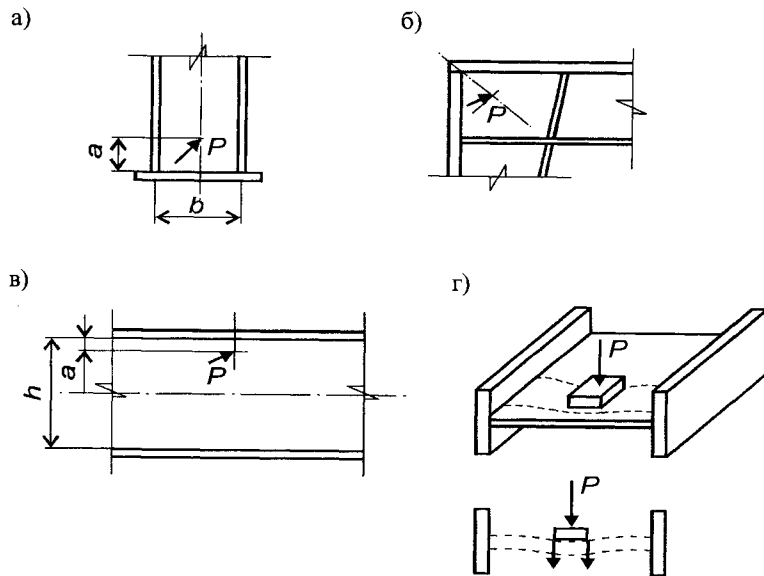


Рис. 12. Расчетные схемы участков стенки

Нагрузка на стенку передается секторным или трубчатым опорным элементом и распределяется по некоторой площадке. Так как стенка деформируется в поперечном направлении, нагрузка с жесткого опорного элемента передается на стенку неравномерно. Аналогичная задача рассматривалась Л.А. Галиным для круглой пластины нагруженной круглым выпуклым штампом [8]. Учитывая то, что нижняя часть сегментных опорных элементов имеет очертания с четкими кромками, можно предположить, что нагрузка передается на стенку вдоль линий этих кромок (рис. 10 г). Это приводит к уменьшению усилий в стенке по сравнению со случаем действия эквивалентной сосредоточенной силы, однако, учитывая влияния отверстия в стенке, будем считать, что нагрузки от связей приложены в виде сосредоточенных сил.

На величину изгибающих моментов будет влиять защемление стенки полками, ребрами или другими элементами рамы. При жестком защемлении, максимальные изгибающие моменты действуют в зоне сопряжения стенки с элементами, на которые она опирается, при шарнирном опирании

Таблица 1. Значение коэффициента  $k_1$ 

$a/b$	0,5	0,75	1,0	1,25	1,67	2,33
$k_1$	0,229	0,178	0,139	0,152	0,157	0,158

Таблица 2. Значения коэффициента  $k_3$ 

Тип опирания	Относительное расстояние $a/h$					
	0,05	0,10	0,15	0,25	0,35	0,5
Жесткое	0,186	0,263	0,271	0,254	0,222	0,160
Шарнирное	0,132	0,194	0,228	0,267	0,288	0,300

— в самой стенке. Схему с жестким опиранием стенки рекомендуется принимать при наличии относительно мощных полок или элементов рамы (фланцы, опорные пластины и т.д.), а также для гибких стенок; в остальных случаях можно принимать шарнирное опирание. Ниже приведены приближенные формулы для определения максимальных изгибающих моментов в стенке, полученные путем моделирования методом конечных элементов.

Для участка стенки, жестко опертого на три кромки (рис. 12 а), при действии сосредоточенной силы, расположенной по оси симметрии стенки, максимальный изгибающий момент найдется по формуле:

$$M_{\max} = k_1 \cdot P [\text{кг}\cdot\text{см}], \quad (24)$$

где  $k_1$  определяется по табл. 1, в зависимости от соотношения  $a/b$ .

Для участка стенки, опертого на две сходящиеся стороны (рис. 12 б), максимальный изгибающий момент определяется как

$$M_{\max} = k_2 \cdot P [\text{кг}\cdot\text{см}], \quad (25)$$

где коэффициент  $k_2 = 0,2$  для угла  $90^\circ$  и  $k_2 = 0,167$  для угла  $45^\circ$  при жестком опирании стенки; и  $k_2 = 0,25$  для угла  $90^\circ$  при шарнирном опирании.

Для участка стенки, опирающегося на противоположные кромки (рис. 10 в), максимальный момент зависит от расстоя-

яния точки приложения силы до ближайшей полки и приближенно может определяться по формуле:

$$M_{\max} = k_3 \cdot P \text{ [кг·см]}, \quad (26)$$

где  $k_3$  определяется по табл. 2, в зависимости от относительного положения силы  $P$  и характера опирания стенки — жесткого или шарнирного.

Фактические моменты в стенке будут ниже, что связано с действием мембранных усилий.

Кроме поперечных, на стенку передаются продольные локальные нагрузки от связей, действующие в плоскости этой стенки. Напряжения, вызываемые этими нагрузками обычно невелики и могут не учитываться при проверках общей устойчивости и прочности стенки.

### 6.9.3. МОНТАЖ ГИБКИХ СВЯЗЕЙ

При монтаже гибких предварительно напряженных связей необходимо выполнять контроль усилий предварительного натяжения связей и контроль положения раскрепляемых конструкций.

Контроль усилия предварительного натяжения можно производить различными способами: по стрелке свободного провиса связи; при помощи специальных устройств, применяемых при контроле натяжения арматуры в железобетонных изделиях; по моменту закручивания натяжных устройств и т.д.

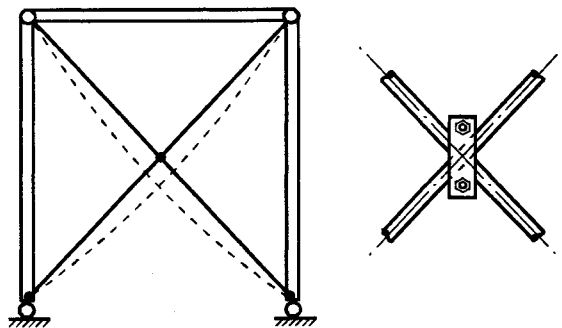


Рис. 13. Устранение провисания гибких связей

В условиях строительной площадки, наиболее удобным является контроль натяжения по моменту закручивания, который можно определять в соответствии с работой [9]:

$$M = S \cdot d \cdot k \cdot n, \text{ [кГм]}, \quad (28)$$

где  $S$  — требуемое усилие натяжения связи, кг;  $d$  — диаметр связи в зоне резьбы, м;  $k$  — коэффициент закручивания:  $k=0,18-0,2$ ;  $n$  — параметр, зависящий от числа участков закручивания:  $n = 1$  при натяжении связи при помощи одной гайки;  $n = 2$  при натяжении связи при помощи стяжной муфты, имеющей правую и левую резьбу. Для муфт, имеющих резьбу с одной стороны (рис. 5 в)  $n \approx 1,5$ .

Для устранения провисания крестовых связей, рекомендуется установка специальных скрепляющих устройств, устанавливаемых в месте пересечения связей (рис. 13). При установке этих устройств следует приподнять связи вверх для устранения провисания.

### Литература

1. Воеводин А.А. Предварительно напряженные системы элементов конструкций. М. Стройиздат. 1989. 300 с.
2. СНиП II-23—81\* Стальные конструкции. Нормы проектирования. М. ЦИТП. 1991. 96 с.
3. Якушев А.И., Мустаев Р.Х. и Мавлютов Р.Р. Повышение прочности и надежности резьбовых соединений. М. Машиностроение. 1979. 216 с.
4. Вайнберг Д.В., Вайнберг Е.Д. Расчет пластин. Киев. Будивельник. 1970. 436 с.
5. Бойцов Б.В., Кишикина С.И. и др. Долговечность шарнирно-болтовых соединений летательных аппаратов. М. Машиностроение. 1996. 256 с.
6. Ростовцев Г.Г. Строительная механика самолета. Т.2. ОНТИ НКТП СССР. 1936. 578 с.
7. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. Под. ред. А.А. Уманского. М. Стройиздат, 1960. 1040 с.
8. Галин Л.А. Упруго-пластические задачи. М. Наука. 1984. 232 с.
9. Руководство и нормативы по технологии постановки высокопрочных болтов в монтажных соединениях металлоконструкций. ЦНИИПроектстальконструкция Госстроя СССР. М. Стройиздат. 1982. 93 с.

## 6.10. СВЯЗИ ДЛЯ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ОБЩЕЙ И ИЗГИБНО-КРУТИЛЬНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ РАМ И ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА

### 6.10.1. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К СВЯЗЯМ

Одной из особенностей рамных конструкций переменного сечения является их небольшая крутильная и изгибная жесткость из плоскости стенки. Это приводит к тому, что изгибно-крутильная форма потери устойчивости часто является определяющей при проектировании рамных конструкций. Повышение устойчивости за счет развития сечения из плоскости изгиба в большинстве случаев является недостаточным или ведет к излишнему расходу стали. Гораздо больший эффект дает установка специальных поперечных связей, препятствующих закручиванию сечений рамы (рис 1 а).

Такие связи обычно развязывают сжатый пояс рамы из ее плоскости и устанавливаются с шагом, обеспечивающим необходимую устойчивость этого пояса. Учитывая, что в рамных конструкциях положение зон сжатия поясов может меняться по длине рамы, при размещении поперечных связей следует рассматривать огибающие эпюры моментов для различных вариантов загрузки.

При необходимости сокращения расчетной длины растянутого пояса рамы до приемлемой, его также раскрепляют поперечными связями.

В качестве поперечных связей используют элементы общей связевой системы каркаса (распорки, вертикальные и горизонтальные связи, покрытие из стального профилированного листа и др.), а также специальные связи. Элементы общей связевой системы помимо нагрузок от ветра, кранов, сеймики и т.д. должны воспринимать дополнительные усилия, возникающие в сжатых элементах в направлении, перпендикулярном их оси. В действующих нормах [1], эти усилия называются условной поперечной силой и обозначаются как  $Q_{fic}$ .

Таким образом, элементы общей связевой системы должны рассчитываться на суммарные усилия

$$S_{\Sigma} = S_0 + S_{fic}, \quad (1)$$

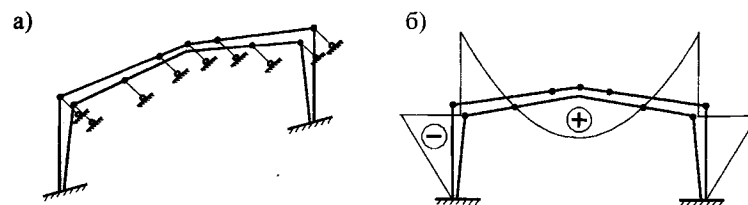


Рис. 1. Установка связей для обеспечения изгибно-крутильной устойчивости рам

где  $S_0$  — усилия в связях каркаса от внешних воздействий;  $S_{fic}$  — дополнительные усилия в связях от нагрузок  $Q_{fic}$ .

Кроме элементов общей связевой системы, для раскрепления рам из плоскости изгиба используются специальные поперечные связи (в дальнейшем «поперечные связи»), воспринимающие только поперечные усилия, возникающие при боковом выпучивании или кручении рам.

В работе элементов общей связевой системы и поперечных связей имеются принципиальные отличия.

Во-первых, усилия в элементах общей связевой системы от внешних воздействий могут быть определены с достаточной точностью путем обычного статического или динамического расчета.

Во-вторых, усилия в элементах общей связевой системы практически не зависят от случайных погибей, конструктивных эксцентриситетов и других несовершенств, имеющих размеры на несколько порядков меньше, чем размеры раскрепляемых конструкций.

В-третьих, недостаточная жесткость элементов общей связевой системы, при обеспечении их необходимой прочности, приводит к повышенным деформациям каркаса и ограничивается, в большинстве случаев, критериями второго предельного состояния.

Работа поперечных связей имеет принципиально другой характер, а именно:

Во-первых, определение усилий в таких связях обычными методами строительной механики практически невозможно и поэтому обычно используются приближенные методы, основанные на различных теоретических и эмпирических зависимостях;

Во-вторых, на величину усилий в поперечных связях чрезвычайно большое влияние оказывают несовершенства конструкций (начальные погиби, эксцентриситеты, закручивание элементов и т.п.);

В-третьих, при раскреплении поперечными связями одновременно нескольких конструкций, возникает проблема с определением их суммарного воздействия, так как направленность начальных несовершенств, следовательно и поперечных сил, носит случайный характер и заранее непредсказуемо;

В-четвертых, недостаточная жесткость поперечных связей может привести к потере устойчивости раскрепляемой конструкции, т.е. к первому предельному состоянию.

В общем, можно сказать, что расчет поперечных связей имеет более неопределенный характер, а ошибки этого расчета могут привести к весьма тяжелым последствиям. Таким образом, проектированию связей, раскрепляющих рамные конструкции от изгибно-крутильной формы потери устойчивости, следует уделять самое пристальное внимание. То же относится и к связям, раскрепляющим другие сжатые элементы каркаса (стойки, колонны и др.).

#### 6.10.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК НА ПОПЕРЕЧНЫЕ СВЯЗИ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Как говорилось ранее, в соответствии с действующими нормами [1], поперечные связи, раскрепляющие сжатые элементы (стойки, колонны, сжатые пояса ферм, балок, рам и т.д.) рассчитываются на некоторую условную поперечную силу  $Q_{fic}$ , возникающую при сжатии слегка искривленного стержня. Согласно работам [1] и [2], условная поперечная сила  $Q_{fic}$ , действующая на поперечные связи сжатых элементов определяется точно также как и поперечная сила, действующая на планки или решетку сжатого сквозного стержня при достижении им предельного состояния.

Определению условной поперечной силы  $Q_{fic}$  в сжатых сквозных стержнях были посвящены работы Н.С. Стрелецкого [3] и К. Завриева [4], изложенные в монографии С.А. Ильясевича [5]. Методика определения  $Q_{fic}$ , принятая в работах [1] и [2], во многом совпадает с методикой [4], а их общий смысл заключается в следующем.

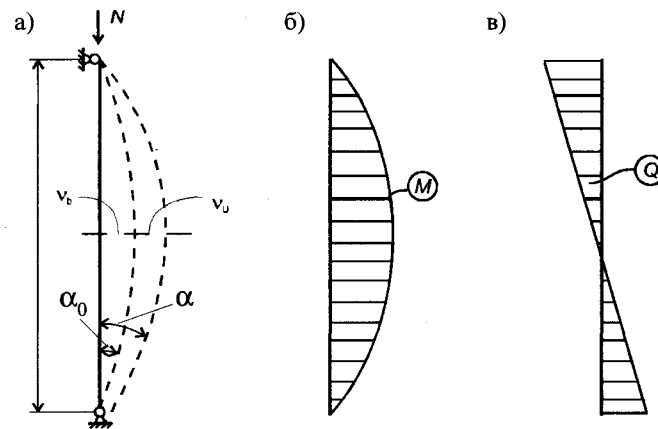


Рис. 2. К определению фиктивной поперечной силы  $Q_{fic}$

Стержень, имеющий начальную деформацию  $v_b$ , нагружается сжимающей силой  $N$  (по оси стержня или с эксцентриситетом) и получает дополнительную поперечную деформацию  $v_u$  (рис. 2 а). Суммарная поперечная деформация стержня будет равна:

$$v_{\Sigma} = v_b + v_u. \quad (2)$$

В деформированном стержне действуют продольная сжимающая сила и изгибающий момент, зависящий от величины этой силы и величины поперечной деформации  $v_{\Sigma}$ , т.е.  $M = v_{\Sigma} \cdot N$ . Эпюра изгибающих моментов представлена на рис. 2 б. Совместное действие сжимающей силы и изгибающего момента  $M$  вызывает напряжения

$$\sigma_{\Sigma} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_c} = \frac{N}{A} + \frac{v_{\Sigma} \cdot N}{W_c}. \quad (3)$$

Предельной нагрузкой  $N_{cr}$  для сжато-изогнутого стержня считается такая нагрузка, при которой максимальные сжимающие напряжения равны расчетному сопротивлению стали т.е.  $\sigma_{\Sigma} = R_y$ . Величина  $Q$ , соответствующая критическому состоянию стержня, в соответствии с работой [4], определится как

$$Q = \frac{dM}{dx} = N_{cr} \frac{v_{\Sigma}}{dx}, \quad (4)$$

Эпюра поперечных сил  $Q$ , соответствующая эпюре изгибающих моментов в сжато-изогнутом стержне представлена на рис. 2 в.

По нормам [1] поперечная сила определяется несколько иначе, а именно:

$$Q = N_{cr} \cdot \sin \alpha. \quad (5 \text{ а})$$

где  $\alpha$  — угол между касательной к оси стержня в месте его опирания и силой  $N_{cr}$ .

При малом угле  $\sin \alpha \approx \alpha$  и тогда

$$Q = N_{cr} \cdot \alpha. \quad (5 \text{ б})$$

Формула, аналогичная формуле (5 б), применяется и в мостостроении [6].

Принимая синусоидальную форму изгиба стержня и проводя необходимые преобразования, приходим к общей формуле для определения  $Q_{fic}$  в виде:

$$Q_{fic} = c \cdot N, \quad (6)$$

где  $c = \pi \cdot (R_y / \sigma_{cr} - 1) / \lambda$  — по работе К. Завриева [4];  $c = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E / R_y) / \varphi$  — по [1], где  $\varphi$  — коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии;  $c = (0,024 - 0,00007 \cdot \lambda) / \varphi$  — по работе [6]. Здесь коэффициент продольного изгиба, определяемый как для сжато-изогнутого стержня в зависимости от его гибкости и приведенного относительного эксцентриситета.

Величина  $c$ , полученная по работам [1], [4] и [6] в зависимости от гибкости стержня для стали С245 и Д16, представлена в табл. 1.

Из таблицы видно, что для наиболее распространенных в строительстве гибкостей (до 100÷120), формула Завриева дает гораздо меньшие значения  $Q_{fic}$ , чем действующих норм, рассмотренные в работах [1] и [6]. Наибольшие значения  $Q_{fic}$  получаются при расчетах по нормам для мостовых конструкций. Как было отмечено С.А. Ильясевичем [4], «ввиду

Таблица 1. Относительная величина условной поперечной силы  $c$

$\lambda$	80	100	120	140	150
с по [1]	0,015	0,019	0,0245	0,0327	0,037
с по [6]	0,0217	0,0268	0,0349	0,048	0,0435
с по [4]	0,002	0,007	0,0016	0,028	0,033

незначительных затрат на соединительные решетки, следует признать нецелесообразным...» уменьшение поперечной силы  $Q_{fic}$ , что вполне справедливо для традиционных строительных и, тем более, для тяжелых мостовых конструкций.

Как видно из работ [1] и [6], действующие нормы не делают различий при определении усилий, действующих на соединительные планки (решетки) сквозных стержней и на поперечные связи, раскрепляющие сжатые элементы. Фактически, между этими усилиями существует принципиальное различие.

Во-первых, условная поперечная сила  $Q_{fic}$ , определяемая по формулам (1)÷(6), является внутренним усилием, возникающим в жестких связях сжатого сквозного стержня и поэтому не может передаваться на внешние связи или опоры, так как при этом нарушаются условия равновесия. Так, например, лук с натянутой тетивой начал бы двигаться в направлении, перпендикулярном тетиве (рис. 3 а). Исключением является, в частности, случай, рассмотренный Л. Эйлером и описанный в работе [7], когда на искривленный стержень действует распределенная вдоль него нагрузка (рис. 3 б). В этом случае, между равнодействующей распределенной нагрузки и линией, соединяющей опоры стержня возникает эксцентриситет, приводящий к появлению опрокидывающего момента и соответствующих ему поперечных сил на опорах.

Во-вторых, при шарнирных сопряжения поперечных планок, соединяющих отдельные ветви сквозного стержня, никаких поперечных усилий ни в планках, ни в самих стержнях не возникнет (рис. 3 в). То же самое можно сказать и по поводу одиночного сжатого стержня, прикрепленного шарнирными элементами к некоторому связевому блоку.

В пособии [2] к нормам [1] указано, что связи, раскрепляющие сжатые элементы следует рассчитывать на действие

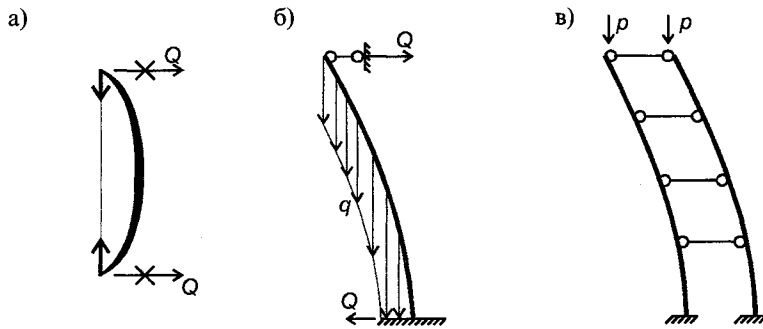


Рис. 3. К определению фактической поперечной силы

условных поперечных сил, что оправдано в тех случаях, когда эти поперечные силы относительно малы или когда, в силу действия других факторов, точность их определения не играет существенной роли. В нашем случае, когда поперечные усилия от раскрепляемых поясов рам передаются через подкосы на легкие прогоны, стойки рам и т.д., необходимо более точное определение величины усилий. При недооценке величины этих усилий возможно разрушение конструкций, на которые они передаются; при переоценке — излишние затраты на подкрепляющие конструкции.

Для определения фактических поперечных сил, действующих на раскрепляющие связи, рассмотрим две основные схемы: шарнирно опертый стержень, подкрепленный в середине (рис. 4 а) и стержень, защемленный одним концом и шарнирно опертый другим (рис. 4 б). Стержни имеют начальное искривление и загружены сжимающей силой  $P$ .

При сжатии стержни деформируются, что приводит к появлению поперечных усилий на опорах стержней и в раскрепляющих связях. Для шарнирно опертого стержня возможны две формы деформирования: симметричная и кососимметричная. Симметричная форма соответствует случаю защемленного стержня (рис. 4 в и рис. 4 б), а кососимметричная — однопролетного шарнирно-опертого (рис. 4 г).

Поперечные нагрузки, возникающие при сжатии искривленных стержней для обоих основных случаев найдем из условий статики (рис. 5). Для шарнирно-опертого стержня (рис. 5 а)

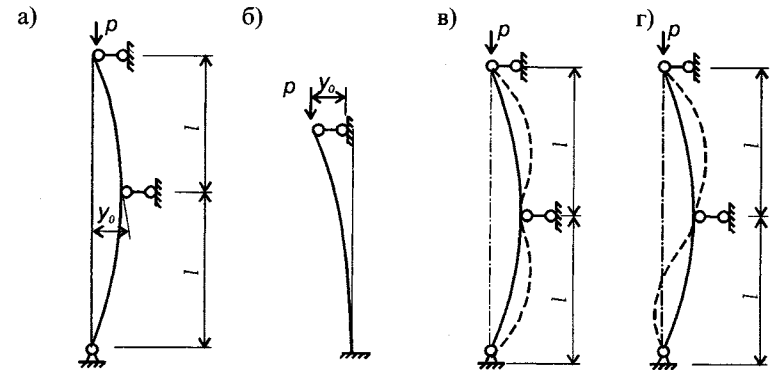


Рис. 4. Основные случаи раскрепляемых стержней

$$H = P \frac{y_0}{\ell}; \quad (7)$$

Для стержня, защемленного с одного конца (рис. 5 б)

$$H = P \frac{y_0}{\ell} + \frac{M}{\ell}. \quad (8)$$

В формуле (8)  $M$  — изгибающий момент, возникающий в защемленном конце стержня при его нагружении и деформировании. Предельная сжимающая сила  $P_{\max}$  определяется из условия достижения расчетного сопротивления стали в наиболее сжатых фибрах стержня. Величину  $P_{\max}$  для шарнирно опертого стержня определим, рассматривая его деформированную схему (рис. 6).

Уравнение оси ненагруженного стержня примем в соответствии с работами [1], [2]:

$$y_{(x)} = y_0 \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{2\ell}, \quad (9)$$

уравнение хорды  $AB$ :

$$y_{\gamma(x)} = y_0 \frac{x}{\ell}. \quad (10)$$

Тогда, уравнение оси ненагруженного стержня относительно хорды  $AB$ , запишется как

$$y_{s(x)} = y_0 \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{2\ell} - y_0 \frac{x}{\ell}. \quad (11)$$

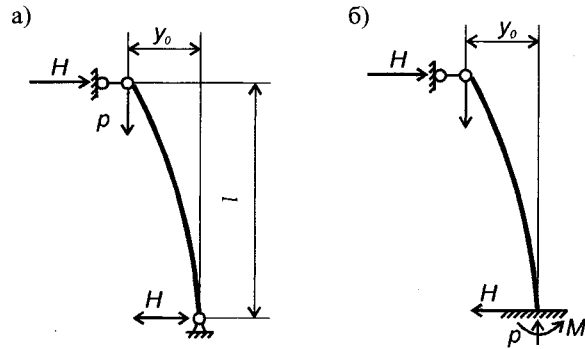


Рис. 5. Определение поперечных усилий в связях и опорах

Максимальную величину  $y_{s \max}$  найдем, приравняв производную (11) по  $x$  нулю, т.е.

$$y_0 \frac{\pi}{2l} \cos \frac{\pi \cdot x}{2l} - \frac{y_0}{l} = 0$$

$$\text{откуда } x = \frac{2l}{\pi} \arccos \frac{2}{\pi}$$

$$\text{или } x = 0,5607l. \quad (12)$$

$$\text{Тогда } y_{s \max} = 0,2105y_0. \quad (13)$$

Деформации нагруженного стержня  $y_{P \max}$  определим, используя приближенную формулу:

$$y_{P \max} = y_{s \max} \frac{1}{1 - \alpha} = 0,2105y_0 \frac{1}{1 - \alpha}. \quad (14)$$

где  $\alpha = P/P_{cr}$ , при  $P_{cr}$  — эйлерова критическая сила.

Предельная сжимающая сила найдется с учетом формул (3) и (14) из уравнения:

$$\frac{P_{\max}}{A} + 0,2105y_0 \frac{1}{1 - \alpha} \cdot \frac{P_{\max}}{W} = R_y, \quad (15)$$

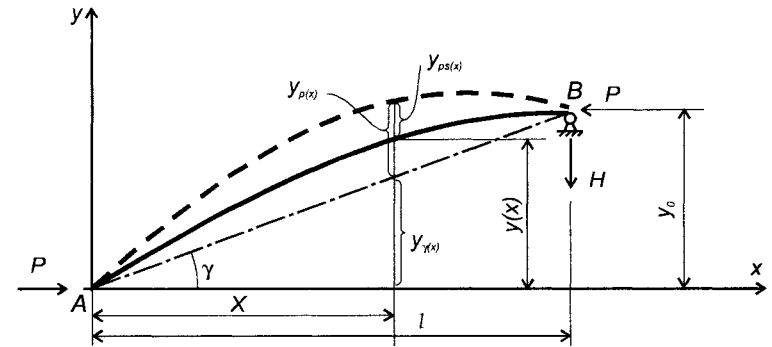


Рис. 6. Деформации шарнирно опертого стержня

$$\text{Откуда } P_{\max} = \frac{A \cdot R_y}{1 + \frac{0,2105A \cdot y_0}{W(1 - \alpha)}}. \quad (16)$$

Учитывая, что  $A/W = 1/h$  и  $y_0 = l/750 + i/20$ , найдем

$$\frac{A}{W} y_0 = 1,73 \left( \frac{\lambda}{750} + 0,05 \right).$$

Величину  $y_0/l$ , входящую в формулу (7), представим в виде  $y_0/l = 1/750 + 1/20\lambda$  и получим окончательное выражение для определения поперечной нагрузки на раскрепляющие связи шарнирно-опертого стержня

$$H_{\max} = A \cdot R_y \frac{\frac{1}{750} + \frac{1}{20\lambda}}{1 + \frac{0,364}{1 - \alpha} \left( \frac{\lambda}{750} + 0,05 \right)}. \quad (17)$$

Величина  $\alpha$  равна:  $\alpha = P/P_{cr}$ , где  $P_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot J / l^2$ . Силу  $P$  найдем как максимальную из условия потери устойчивости стержня по нормам [1], т.е.  $P = \varphi \cdot A \cdot R_y$ , где  $\varphi$  — коэффициент центрального сжатия. Параметр  $\alpha$  будет равен (при  $J = i^2 \cdot A$ ):

$$\alpha = \frac{A \cdot R_y \cdot \varphi \cdot \ell^2}{\pi^2 \cdot E \cdot i^2 \cdot A} = \varphi \left( \frac{\bar{\lambda}}{\pi} \right)^2 \quad (18)$$

и

$$H_{\max} = A \cdot R_y \frac{\frac{1}{750} + \frac{1}{20\lambda}}{1 + \frac{0,364}{1 - \varphi \cdot \left( \frac{\bar{\lambda}}{\pi} \right)^2} \left( \frac{\lambda}{750} + 0,05 \right)} \quad (19)$$

Выражение (19) с точностью до 1—2 % может быть заменено приближенной формулой

$$H_{\max} \approx A \cdot R_y \cdot c_1, \quad (20)$$

где  $c_1 = 1/350\sqrt{\bar{\lambda}}$ .

Как видно из формулы (20), с увеличением гибкости стержня и уменьшением его сечения, максимальное усилие, действующее на раскрепляющие его связи, уменьшается, что можно подтвердить на простом примере. Представим стержень сплошного кольцевого сечения площадью  $A$  и длиной  $2\ell$ , раскрепленный посередине поперечной связью. С уменьшением поперечного размера стержня при сохранении площади сечения, его гибкость увеличивается, а максимальная нагрузка, которую он может выдержать снижается. Соответственно будет уменьшаться и реакция  $H$  подкрепляющей опоры. Если же определять реакцию промежуточной опоры по нормам [1] как фиктивную поперечную силу (формула б), то ее величина, наоборот, будет увеличиваться с увеличением гибкости стержня, что противоречит физическому смыслу. В табл. 2 приведены значения реакции  $H$ , определенные по формуле (20) и нормам [6] в зависимости от гибкости  $\lambda$ . Как видно, для рассматриваемого случая поперечные силы приблизительно на порядок меньше поперечных сил, определяемых по работе [1].

Для стержня, защемленного одним концом и шарнирно опертым другим, задача определения поперечной силы не-

Таблица 2. Относительная величина поперечной силы для шарнирно-опертых стержней

Гибкость стержня $\lambda$	50	75	100	125	150
$c_1 \cdot 100$ % по (20)	0,22	0,181	0,154	0,135	0,124
$c \cdot 100$ % по [1]	1,23	1,46	1,94	2,68	3,80

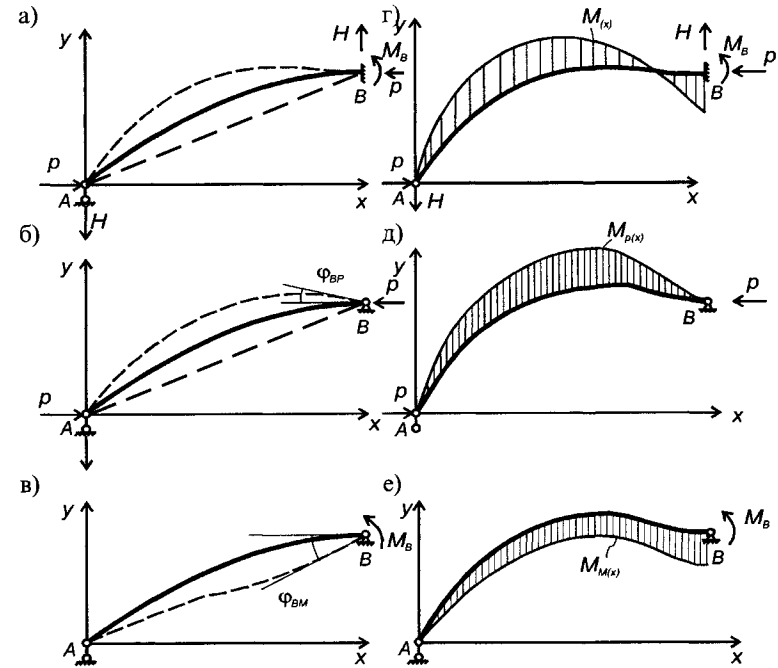


Рис. 7. Определение поперечных усилий в защемленном стержне

сколько сложнее, что связано со статической неопределимостью стержня. Общие деформации сжатого защемленного стержня (рис. 7 а) получим путем суммирования деформаций шарнирно-опертого стержня, нагруженного по отдельности продольной силой  $P$  (рис. 7 б) и реактивным моментом, действующим в месте защемления (рис. 7 в).

Реактивный момент  $M_B$  найдется из условия равенства нулю угла поворота стержня в точке  $B$ , т.е.

$$\varphi_{BP} - \varphi_{BM} = 0, \quad (21)$$



где  $\varphi_{BP}$  — угол поворота стержня в точке от силы  $P$ :

$$\varphi_{BP} = \frac{y_0}{\ell} \cdot \frac{1}{1-\alpha}; \quad (22)$$

$\varphi_{BM}$  — то же от реактивного момента  $M_B$

$$\varphi_{BM} = \frac{M_B \cdot \ell}{3E \cdot J}. \quad (23)$$

Откуда

$$M_b = \frac{3E \cdot J \cdot y_0}{\ell^2} \cdot \frac{\alpha}{1-\alpha}. \quad (24)$$

Уравнение оси, относительно хорды  $AB$ , стержня, нагруженного одновременно продольной силой и изгибающим моментом, имеет вид

$$y_{(x)} = \frac{y_0}{1-\alpha} \left[ \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{2\ell}\right) - \frac{x}{\ell} \right] - \frac{y_0}{2} \cdot \frac{\alpha}{1-\alpha} \left( \frac{x}{\ell} - \frac{x^3}{\ell^3} \right). \quad (25)$$

Изгибающие моменты  $M_{(x)}$  в деформированном стержне будут равны разнице изгибающих моментов от продольной силы  $M_{P(x)}$  и реактивного момента  $M_{M(x)}$  (рис. 7 г, д, е)

$$M_{(x)} = M_{P(x)} - M_{M(x)}, \quad (26)$$

где  $M_{P(x)} = P \cdot y_{(x)}$ ;  $M_{M(x)} = \frac{x}{\ell} M_B$ .

Или, при  $\beta = x/\ell$

$$M_{(x)} = P \cdot \frac{y_0}{1-\alpha} \left[ \sin\left(\frac{\pi}{2}\beta\right) - \beta \right] - \frac{y_0}{2} \cdot \frac{\alpha}{1-\alpha} (\beta - \beta^3) - \frac{3EJ \cdot y_0}{\ell^2} \cdot \frac{\alpha}{1-\alpha} \beta.$$

Вынося  $P \cdot y_0 / (1-\alpha)$ , получим:

$$M_{(x)} = \frac{P \cdot y_0}{1-\alpha} \left[ \sin\left(\frac{\pi}{2}\beta\right) - 1,5\alpha \cdot \beta + 0,5\alpha \cdot \beta^3 - \frac{3E \cdot J \cdot \alpha}{\ell^2 \cdot P} \right], \quad (27)$$

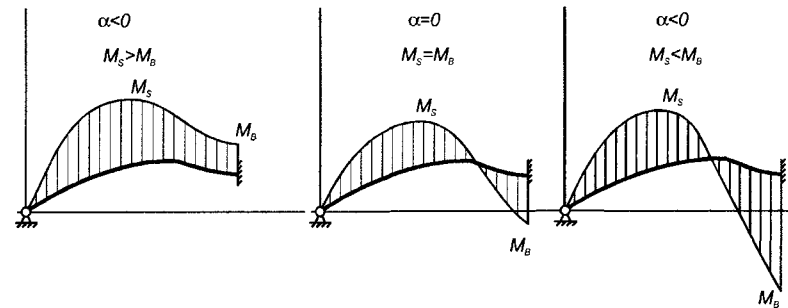


Рис. 8. Эпюры изгибающих моментов в изогнутом сжатом стержне

$$\text{Здесь } \frac{3E \cdot J \cdot \alpha}{\ell^2 \cdot P} = \frac{3E \cdot J}{\ell^2 \cdot P} \cdot \frac{P}{P_{cr}} = \frac{3E \cdot J \cdot \mu^2 \cdot \ell^2}{\ell^2 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot J} = \frac{3 \cdot \mu^2}{\pi^2},$$

Тогда

$$M_{(x)} = \frac{P \cdot y_0}{1-\alpha} \left[ \sin\left(\frac{\pi}{2}\beta\right) - 1,5\alpha \cdot \beta + 0,5\alpha \cdot \beta^3 - \frac{3 \cdot \mu^2}{\pi^2} \right]. \quad (28)$$

где, для рассматриваемого стержня  $\mu = 0,7$ .

Обозначая выражение в квадратных скобках и в знаменателе через  $\chi$  и решая численно уравнение (28), найдем максимальное значение изгибающего момента

$$M_{\max} = P \cdot y_0 \cdot \chi. \quad (29)$$

В зависимости от величины параметра  $\alpha$ , изгибающий момент имеет максимум либо в пролете, либо в заделке. При этом опорный момент может иметь как положительные, так и отрицательные значения (рис. 8). В табл. 3 приведены значения  $\chi$  при разных значениях  $\alpha$ . Как видно из таблицы, при  $\alpha < 0,88$  наибольшие моменты действуют в пролете, а при  $\alpha > 0,88$  — на опоре.

Максимальная сила  $P_{\max}$ , которую сможет воспринять стержень, найдется из условия

$$\frac{P_{\max}}{A} + \frac{P_{\max} \cdot y_0 \cdot \chi_{\max}}{W} = R_y, \quad (30)$$

Таблица 3. Значения параметра  $\chi$ 

$\alpha$	0,2	0,4	0,6	0,7	0,80	0,85	0,88	0,9	0,95
$\chi_S$	0,82	0,77	0,66	0,57	0,43	0,32	0,24	0,17	—
$\chi_B$	0,81	0,75	0,63	0,50	0,26	0,01	-0,24	-0,49	-1,98

$\chi_S$  — в пролете стержня;  $\chi_B$  — на защемленной опоре стержня

откуда

$$P_{\max} = \frac{R_y \cdot A}{1 + \frac{A \cdot y_0}{W} \chi_{\max}}, \quad (31 \text{ а})$$

где  $\chi_{\max}$  — максимальное значение параметра  $\chi_S$  или  $\chi_B$  по абсолютному значению.

Как было показано ранее  $A \cdot y_0 / W = 1,73(\lambda / 750 + 0,05)$  и тогда

$$P_{\max} = \frac{R_y \cdot A}{1 + 1,73\chi \cdot \left( \frac{\lambda}{750} + 0,05 \right)}. \quad (31 \text{ б})$$

Максимальное реактивное усилие  $H_{\max}$ , действующее на опоры стержня, найдем по формуле (8) с учетом формулы (24):

$$H_{\max} = \frac{P_{\max} \cdot y_0}{\ell} + \frac{3E \cdot J \cdot y_0}{\ell^3} \cdot \frac{\alpha}{1 - \alpha}. \quad (32)$$

При  $\alpha = \frac{P_{\max}}{P_{cr}}$  и  $P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{(\mu \cdot \ell)^2}$ , найдем

$$H_{\max} = \frac{P_{\max} \cdot y_0}{\ell} + \frac{3y_0 \cdot P_{\max} \cdot \mu^2}{\pi^2 \cdot (1 - \alpha) \cdot \ell}$$

$$\text{или } H_{\max} = \frac{P_{\max} \cdot y_0}{\ell} \left[ 1 + \frac{3\mu^2}{\pi^2(1 - \alpha)} \right]. \quad (33)$$

Таблица 4. Относительная величина поперечной силы  $c_2 \cdot 100\%$  для защемленных стержней

$\lambda$	$\alpha$								
	0,2	0,4	0,6	0,7	0,8	0,85	0,88	0,9	0,95
50	1,5	1,5	1,7	1,9	2,3	2,7	3,1	3,2	4,1
75	1,4	1,5	1,6	1,8	2,2	2,6	2,9	3,1	3,7
100	1,3	1,4	1,6	1,7	2,1	2,5	2,9	3,0	3,4
125	1,2	1,3	1,5	1,7	2,1	2,4	2,8	2,9	3,1
150	1,2	1,3	1,5	1,6	2,0	2,4	2,8	2,8	2,9

Подставляя значения  $P_{\max}$  из формулы (31 б) и, принимая во внимание, что  $y_0 / \ell = 1/750 + 1/20\lambda$ , найдем:

$$H_{\max} = R_y \cdot A \cdot \frac{\frac{1}{750} + \frac{1}{20\lambda}}{1 + 1,73\chi \left( \frac{\lambda}{750} + 0,05 \right)} \left( 1 + \frac{3\mu^2}{\pi^2(1 - \alpha)} \right). \quad (34)$$

Обозначая дробь и выражение в скобках через  $c_2$ , запишем:

$$H_{\max} = R_y \cdot A \cdot c_2. \quad (35)$$

Величина  $c_2$  в зависимости от параметра  $\alpha$  и гибкости стержня, приведена в табл. 4. Как видно из таблицы, реактивная поперечная нагрузка, возникающая на опорах сжатого защемленного с одного конца стержня, намного (приблизительно в 10 раз) превышает такую же нагрузку для шарнирно-опертого стержня и приближается к нагрузке, определяемой по нормам. В случаях, когда определяется поперечная нагрузка для средней опоры двухпролетного стержня, деформирующегося по симметричной форме (рис. 4 в), ее величину следует удвоить.

### 6.10.3. ВЛИЯНИЕ СВОБОДНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ РАСКРЕПЛЯЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ВЕЛИЧИНУ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ

Приведенная выше схема определения силы  $Q_{fic}$  применима в тех случаях, когда поперечные связи включаются в работу сразу после приложения силы  $N$  к элементу. Однако,

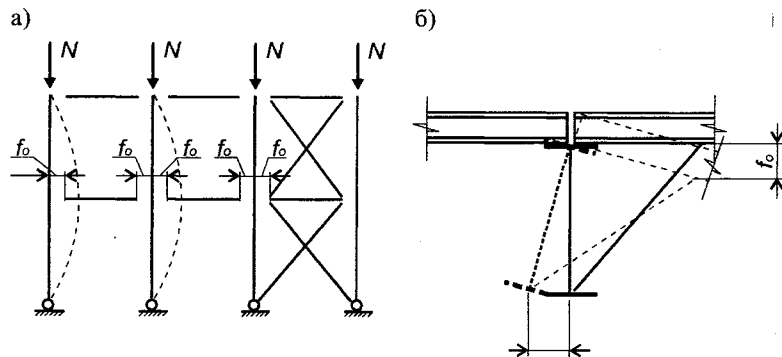


Рис. 9. Свободные перемещения раскрепляемых конструкций

из-за наличия зазоров в болтовых соединениях связей или деформаций других элементов, к которым они прикрепляются, возможны ситуации, когда поперечные связи включатся в работу только тогда, когда эти перемещения будут выбраны. До выборки перемещений раскрепляемый элемент деформируется свободно. Таким образом, может возникнуть ситуация, когда: во-первых, при неправильном проектировании поперечных связей, произойдет потеря устойчивости фактически нераскрепленной конструкции; во-вторых, усилия в поперечной связи превысят расчетные, определяемые по нормам и связь разрушится.

Ситуации, когда в поперечных связях возникают свободные перемещения, приведены на рис. 9.

На рис. 9 а показано раскрепление нескольких сжатых колонн связевыми распорками, которые, последовательно соединяя колонны, передают поперечную силу на связевой блок. Последовательное суммирование зазоров в болтовых соединениях узлов крепления распорок приводит к тому, что свободные перемещения поперечных связей для крайних колонн могут оказаться весьма значительными.

На рис. 9 б приведен случай, когда сжатый пояс рамы раскрепляется подкосом, прикрепленным, в свою очередь, к кровельному прогону. Под действием вертикальной нагрузки прогон деформируется, что приводит к вертикальному перемещению точки крепления подкоса к прогону, а сжатый пояс рамы при повороте получает возможность свободного

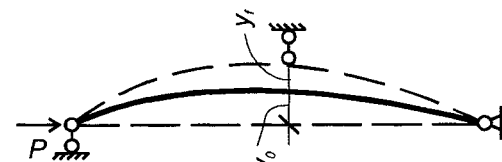


Рис. 10. Определение поперечной нагрузки шарнирно-опертого стержня при наличии свободных перемещений поперечной связи

перемещения по горизонтали. К этим перемещениям следует также добавить свободные перемещения, возникающие из-за зазоров в болтовых соединениях креплений подкоса к прогону и раме.

Для определения влияния свободных перемещений поперечных связей на величину поперечной силы используем рассмотренные ранее схемы сжатых раскрепленных стержней.

Вначале рассмотрим шарнирно опертый стержень (рис. 10), средняя опора которого размещена на некотором расстоянии  $y_f$  от него. При приложении внешней нагрузки  $P_f$ , стержень искривится и зазор  $y_f$  замкнется. Величину силы  $P_f$  найдем из условия:

$$y_0 + y_f = y_0 \frac{1}{1 - \alpha_f}, \quad (36)$$

откуда, при  $\alpha_f = P_f / P_{cr,f}$ , где  $P_{cr,f} = \pi^2 \cdot E \cdot J / (2\ell)^2$  — критическая нагрузка для нераскрепленного стержня длиной  $2\ell$

$$P_f = P_{cr,f} \frac{y_f}{y_0 + y_f}. \quad (37)$$

Соответствующие напряжение в стержне будут равны:

$$\sigma_f = \frac{P_f}{A} = \frac{P_{cr,f}}{A} \cdot \frac{y_f}{y_0 + y_f}. \quad (38)$$

При определенной величине зазора между стержнем и поперечной связью, стержень может перейти в предельное состояние до замыкания связи. Найдем предельную величину свободного зазора из условия достижения в крайних фибрах стержня расчетного сопротивления стали.

Обозначим свободное перемещение  $y_f$  как

$$y_f = \omega \cdot y_0. \quad (39)$$

Полный эксцентриситет приложения силы будет равен:

$$y_{\Sigma} = y_0 + y_f = y_0(1 + \omega), \quad (40)$$

а сжимающее напряжение в наиболее напряженной фибре найдется как

$$\sigma_f = \frac{P_f}{A} + \frac{P_f \cdot y_{\Sigma}}{W} = \frac{P_f}{A} + \frac{P_f \cdot y_0(1 + \omega)}{W}. \quad (41)$$

Приравнявая  $\sigma_f = R_y$  и учитывая формулы (36) и (37), после необходимых преобразований найдем,

$$R_y = \frac{P_{cr,f}}{A} \cdot \frac{\omega_{lim}}{1 + \omega_{lim}} + \frac{P_{cr,f} \cdot y_0(1 + \omega)}{W},$$

откуда, при  $P_{cr,f} / A = \pi^2 \cdot E / 4\lambda^2$ ;  $\sigma_f = R_y$  и учитывая предыдущие преобразования и обозначения, приходим к уравнению, из которого можно найти предельное значение  $\omega_{lim}$  для случая, когда в стержне наступает предельное состояние в момент замыкания раскрепляющей связи

$$\frac{\pi^2}{4\lambda^2} \left[ \frac{\omega_{lim}}{1 + \omega_{lim}} + 1,73 \left( \frac{\lambda}{750} + 0,05 \right) \cdot (1 + \omega_{lim}) \right] - 1 = 0. \quad (42)$$

Для стержней различной гибкости величина  $\omega_{lim}$  приведена в табл. 5 или может быть найдена по приближенной формуле:

$$\omega_{lim} \approx 0,21(\lambda - 46). \quad (43)$$

Как видно из таблицы, с увеличением гибкости стержня допустимые свободные зазоры  $y_f$  в раскрепляющих связях увеличиваются. Например, для стержня из трубы квадратного сечения  $160 \times 160 \times 4$  ( $i = 6,37$  см) при длине  $2\ell = 400$  см,  $\lambda = 62,8$ ,  $y_0 = 0,85$  см и  $\omega_{lim} = 3,56$ , найдем  $y_{f,lim} = 3,02$  см; при

Таблица 5. Предельные значения  $\omega_{lim}$

Гибкость $\lambda$	50	75	100	125	150
$\omega_{lim}$	1,73	5,87	11,02	16,2	22,43

$2\ell = 600$  см,  $\lambda = 94,2$ ;  $y_0 = 1,12$  см,  $y_{f,lim} = 11$  см; при  $2\ell = 800$  см,  $\lambda = 125,6$ ;  $y_0 = 1,39$  см,  $y_f = 9,83$  см и т.д.

Исключенная ось стержня в момент замыкания связи описывается уравнением

$$y_{\Sigma(x)} = \frac{y_0}{1 - \alpha_f} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{2\ell}\right), \quad (44)$$

а максимальные сжимающие напряжения от силы  $P_f$

$$\sigma_{f(x)} = \frac{P_f}{A} + \frac{P_f}{W} \cdot \frac{y_0}{1 - \alpha_f} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{2\ell}\right). \quad (45)$$

Сила  $P_f$  с учетом выражений (37) и (39), найдется как

$$P_f = P_{cr,f} \frac{\omega}{1 + \omega} \quad (46)$$

и тогда, при  $A \cdot y_0 / W = 1,73(\lambda / 750 + 0,05)$  после преобразований, получим:

$$\sigma_{f(x)} = \frac{E \cdot \pi^2}{4\lambda_f^2} \left( \frac{\omega}{1 + \omega} \right) \cdot \left[ 1 + \frac{1,73}{1 - \alpha_f} \left( \frac{\lambda_f}{750} + 0,05 \right) \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{2\ell}\right) \right]. \quad (47)$$

Найдем напряжения в раскрепленном стержне (после замыкания поперечной связи), используя формулу (14). Уравнение оси стержня:

$$y_{P(x)} = y_{s(x)} \frac{1}{1 - \alpha}$$

или, при

$$y_{s(x)} = (y_0 + y_f) \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{2\ell}\right) - (y_0 + y_f) \cdot \frac{x}{\ell},$$

$$y_{P(x)} = y_0 \cdot \frac{1+\omega}{1-\alpha} \cdot \left[ \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{2\ell}\right) - \frac{x}{\ell} \right]. \quad (48)$$

Опуская подстановки и преобразования, сразу запишем формулу для определения напряжений от силы  $P$ :

$$\sigma_{P(x)} = \frac{P}{A} \left\{ 1 + 1,73 \left( \frac{\lambda}{750} + 0,05 \right) \cdot \frac{1+\omega}{1-\alpha} \cdot \left[ \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{2\ell}\right) - \frac{x}{\ell} \right] \right\}. \quad (49)$$

Суммарные напряжения  $\sigma_{\Sigma(x)}$  в стержне складываются из напряжений  $\sigma_{f(x)}$  от силы  $P_f$  и напряжений  $\sigma_{P(x)}$  от силы  $P$  и, в предельном состоянии, равны расчетному сопротивлению стали  $R_y$ , т.е.

$$\sigma_{\Sigma(x)} = \sigma_{f(x)} + \sigma_{P(x)} = R_y. \quad (50)$$

Подставляя формулы (47) и (49) в формулу (50), и вводя  $\beta = x/\ell$ , найдем максимальную величину силы  $P$ , которую может воспринять стержень после замыкания связи

$$P_{\max} = A \cdot R_y \cdot \frac{1 - \left( \frac{\pi}{2 \cdot \lambda_f} \right)^2 \cdot \frac{\omega}{1+\omega} \left[ 1 + \frac{1,73}{1-\alpha_f} \left( \frac{\lambda_f}{750} + 0,05 \right) \sin\left(\frac{\pi}{2}\beta\right) \right]}{1 + 1,73 \frac{1+\omega}{1-\alpha} \left( \frac{\lambda}{750} + 0,05 \right) \cdot \left[ \sin\left(\frac{\pi}{2}\beta\right) - \beta \right]}.$$

Реакция поперечной связи будет равна:

$$H_{\max} = P_{\max} \frac{y_{\Sigma}}{\ell} \quad (51)$$

$$\text{или } H_{\max} = A \cdot R_y \cdot c_{1f}. \quad (52)$$

Величина  $c_{1f}$  для стержней различной гибкости и при различных величинах свободных перемещений, приведена в табл. 6. Как видно из таблицы, при  $\omega = 0$  (свободные перемещения отсутствуют) величина  $c_{1f}$  совпадает с величиной  $c_1$  по табл. 2. С увеличением свободных перемещений, сила в

поперечных связях существенно увеличивается, но все равно остается значительно меньшей по сравнению с рекомендациями норм [1].

Для нахождения  $c_{1f}$  можно использовать приближенную формулу:

$$c_{1f} \approx c_1 \left( 1 + 87 \frac{\sqrt{\omega}}{\lambda} \right) = \frac{1}{350\sqrt{\lambda}} \left( 1 + 87 \frac{\sqrt{\omega}}{\lambda} \right), \quad (53)$$

где  $c_1$  — относительная величина поперечной силы, определяемая по табл. 2 или формуле (20).

Аналогичные результаты могут быть получены и для стержней, жестко заземленных одним концом и шарнирно опертых другим. Можно предположить, что максимальное усилие в поперечной связи  $H_{\max}$ , с одной стороны, будет увеличиваться пропорционально суммарной величине начальной погиби  $y_0$  и свободных перемещений  $y_f$ , а с другой стороны, уменьшаться из-за напряжений  $\sigma_f$  возникающих в стержне при замыкании связей. С некоторыми упрощениями, формулу для определения усилия в поперечной связи для таких стержней запишем в виде:

$$H_{\max,f} = H_{\max} \cdot \frac{y_{\Sigma}}{y_0} \cdot \frac{R_y - \sigma_f}{R_y}. \quad (54)$$

где  $H_{\max}$  — предельная поперечная сила, определяемая по формуле (35).

Напряжения  $\sigma_f$  равны:

$$\sigma_f = \frac{P_f}{A} + \frac{P_f \cdot y_{\Sigma}}{W}, \quad (55)$$

где сила  $P_f$  определится из уравнения:

$$y_{\Sigma} = y_0 \cdot \frac{1}{1-\alpha_f} = y_0 \cdot (1+\omega). \quad (56)$$

Здесь  $\alpha_f = P_f / P_{cr,f}$  и  $P_{cr,f} = \pi^2 \cdot E \cdot J / (\mu_f \cdot \ell)^2 = \pi^2 \cdot E \cdot J / 4\ell^2$  при  $\mu_f = 2$  для консольного стержня, имеющего свободные перемещения нераскрепленного конца.

Таблица 6. Относительная величина поперечной силы  $c_{1f}$ , % для шарнирно-опертых стержней со свободными перемещениями в зоне поперечной связи

$\lambda$	50	75	100	125	150	
$\lambda_f$	100	150	200	250	300	
$\alpha$	0,252	0,477	0,642	0,724	0,733	
$\alpha_f$	0,640	0,733	0,763	0,796	0,828	
$\omega_{lim}$	1,73	5,87	11,02	16,20	22,43	
$c_{1f} \cdot 100\%$ при	$\omega = 0$	0,22	0,181	0,154	0,135	0,124
	$\omega = 1$	0,342	0,295	0,247	0,207	0,188
	$\omega = 2$	—	0,391	0,318	0,258	0,230
	$\omega = 5$	—	0,606	0,455	0,345	0,299
	$\omega = 10$	—	—	0,572	0,410	0,349
	$\omega = 15$	—	—	—	0,442	0,372
	$\omega = 20$	—	—	—	—	0,385

Из формулы (56), получим:

$$P_f = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{4\ell^2} \cdot \frac{\omega}{1 + \omega}. \quad (57)$$

$$\text{Тогда } \sigma_f = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{4\ell^2 \cdot A} \cdot \frac{\omega}{1 + \omega} + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{4\ell^2} \cdot y_0 \cdot \omega \quad (58)$$

Подставляя формулы (56) и (58) в формулы (54) и (35), получим, с учетом ранее принятых обозначений и подстановок, максимальную величину поперечной силы, действующей на связи

$$H_{\max, f} = A \cdot R_y \cdot c_2 \cdot \psi_f, \quad (59)$$

где

$$\psi_f = (1 + \omega) \left\{ 1 - \frac{\pi^2 \cdot \omega}{4\lambda_f^2} \left[ \frac{1}{1 + \omega} + 1,73\omega \cdot \left( \frac{\lambda_f}{750} + 0,05 \right) \right] \right\};$$

$c_2$  — определяется по табл. 4 в зависимости от гибкости раскрепленного стержня и уровня его загруженности.

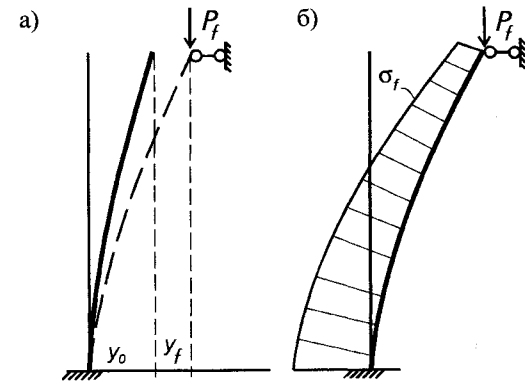


Рис. 11. К определению силы  $P_f$  и напряжений  $\sigma_f$

При определенной величине свободных перемещений напряжения в защемленном стержне достигают расчетного сопротивления стали до замыкания связи. Предельная величина свободного зазора  $\omega_{lim}$  найдется из формулы (58) при  $\sigma_f = R_y$ , из уравнения

$$\frac{\pi^2 \cdot \omega_{lim}}{4\lambda_f^2} \left[ \frac{1}{1 + \omega_{lim}} + 1,73\omega_{lim} \cdot \left( \frac{\lambda_f}{750} + 0,05 \right) \right] - 1 = 0. \quad (60)$$

Значения коэффициента  $\psi_f$  при  $\omega = \omega_{lim}$  для стержней различной гибкости приведены в табл. 7. Как видно из таблицы, наличие свободных перемещений в 1,8—2,8 раза увеличивает поперечные усилия в элементах, раскрепляющих сжатый защемленный стержень и увеличивается с ростом его гибкости.

Аналогичные расчеты могут быть сделаны и для схем, учитывающих не только свободные, но и упругие перемеще-

Таблица 7. Значения коэффициента  $\psi_f$  для защемленных стержней

$\lambda$	50	75	100	125	150
$\lambda_f$	100	150	200	250	300
$\omega_{lim}$	1,57	1,82	1,97	2,05	2,12
$\psi_f$	1,81	2,27	2,53	2,69	2,81

ния раскрепляющих связей. Приближенно эти перемещения могут быть учтены путем увеличения свободных перемещений на величину, пропорциональную действующей нагрузке  $N_{max}$  и жесткости (податливости) связи. Эквивалентные свободные перемещения при этом определяются путем итераций.

#### 6.10.4. ПРЕДЕЛЬНАЯ ПОДАТЛИВОСТЬ ПОПЕРЕЧНЫХ СВЯЗЕЙ

Как указывалось выше, поперечные связи, раскрепляющие сжатые или изгибаемые элементы каркаса, помимо необходимой прочности, должны обладать достаточной жесткостью (см., например, работу [11]). Это требование можно пояснить на простом примере, заимствованном у С.П. Тимошенко [8]. Рассмотрим сжатый двухпролетный стержень, имеющий среднюю податливую опору (рис. 12 а).

При большой жесткости средней опоры, потеря устойчивости стержня будет происходить по двум полуволнам, как это показано на рис. 12 б. Если жесткость средней опоры будет недостаточна, то потеря устойчивости произойдет по одной полуволне (рис. 12 в). При этом критическая сжимающая сила во втором случае, будет в 4 раза меньше, чем в первом.

Как видно из примера, существует некоторое граничное значение жесткости средней опоры, при котором происходит переход от одной формы потери устойчивости к другой. Аналогичные рассуждения можно продолжить и в случае с большим количеством упругих опор и, рассматривая пояс изгибаемого элемента как многопролетный сжатый стержень, обобщить эти результаты для расчета поперечных связей изгибаемых или сжато-изогнутых элементов рам.

Для реальной рамной конструкции достаточно сложно выбрать какую-то идеализированную расчетную схему для определения усилий в поперечных связях и их критической жесткости. Это связано с переменным сечением рамы, изменением продольных усилий в поясах, наличием начальных погибей, неточностями монтажа и т.п.

Для упрощения расчетов и обеспечения достаточного запаса прочности и жесткости поперечных связей, представим сжатый пояс рамы в виде шарнирной цепи, опирающейся на упругие опоры (рис. 13 а). Допущение о замене сжато-

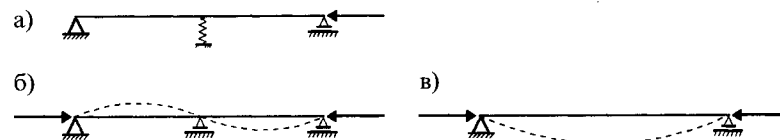


Рис. 12. К определению предельной податливости поперечных связей

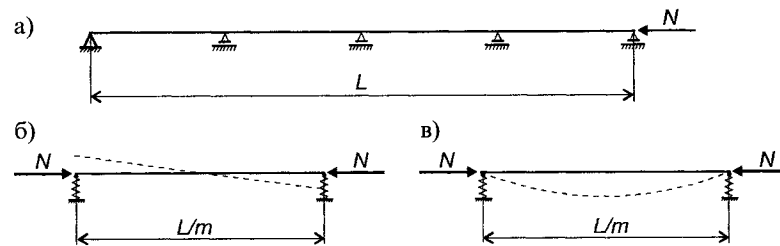


Рис. 13. Расчетная схема сжатого пояса при определении предельной податливости раскрепляющих его связей

го пояса шарнирной цепью оправдано тем, что при потере устойчивости каждого пролета, в опорных узлах находятся нулевые точки, как показано на рис. 13 а пунктиром. Это позволяет рассматривать сжатый пояс, с определенной погрешностью в запас устойчивости, как шарнирную цепь, пренебрегая его фактической неразрезностью.

Для случая  $m$  опор, согласно работе [4], жесткость опор  $\alpha$ , которые можно рассматривать как неподвижные, определяется как

$$\alpha \geq \frac{m \cdot N_{cr}}{\beta \cdot L}, \quad (61)$$

где  $m$  — число опор;  $N_{cr} = m^2 \pi^2 EJ / L^2$  — критическая сила для стержня длиной  $L/m$ ;  $\beta$  — коэффициент, зависящий от числа опор (табл. 8).

Из таблицы видно, что с увеличением числа пролетов коэффициент  $\beta$  стремится к значению 0,25; что соответству-

Таблица 8. Значения коэффициента  $\beta$

$m$	2	3	4	5	6	7	9	11	$\rightarrow \infty$
$\beta$	0,500	0,333	0,293	0,276	0,268	0,263	0,258	0,255	0,250

ет расчетной схеме жесткой балки на двух упругих опорах, показанной на рис. 13 б. Жесткость опоры  $\alpha$ , при которой стержень длиной  $L_1$  будет выпучиваться между опорами, найдется из условия:

$$\alpha \geq \frac{4N_{cr}}{L_1}, \quad (62)$$

где  $N_{cr}$  — критическая сила для шарнирно опертого стержня. Считая, что  $N_{cr} = A_{ef} \cdot R_y \cdot \varphi$ , найдем:

$$\alpha \geq \frac{4A_{ef} \cdot R_y \cdot \varphi}{L_1}. \quad (63)$$

В тех случаях, когда раскрепление пояса рамы осуществляется на расстояниях меньших, чем это требуется по работе [1], следует принимать  $\varphi = 1$ .

Таким образом, при проектировании системы связей, обеспечивающих изгибно-крутильную устойчивость рам, следует решать две задачи:

1. Обеспечение требуемой прочности поперечных связей и их соединений на действие условной поперечной силы  $Q_{fic}$ . При этом следует учитывать:

— фактическую поперечную силу, передающуюся на связи и определяемую, например, по предлагаемой выше методике;

— увеличение условной поперечной силы при наличии возможных свободных перемещений узлов крепления поперечных связей;

— суммирование условных поперечных сил в связях, расположенных последовательно и воспринимающих  $Q_{fic}$  от нескольких раскрепляемых элементов;

— увеличение усилий в поперечных связях от внешних нагрузок, при включении их в работу общей связевой системы.

2. Обеспечение необходимой жесткости как одиночных, так и последовательно расположенных поперечных связей. Невыполнение этого условия приводит к увеличению расчетной длины раскрепляемых элементов и к потере их устойчивости.

### 6.10.5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СУММАРНОЙ ВЕЛИЧИНЫ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ

Ранее рассматривались случаи, когда на поперечные связи действует поперечная сила, передающаяся с одного раскрепляемого элемента. На практике одной связью раскрепляются одновременно несколько элементов, и поэтому требуется определить некоторую суммарную поперечную силу, передающуюся со всех раскрепляемых элементов на эту связь (рис. 14).

В одинаковых элементах, при действии на них равных сжимающих сил должны возникать и одинаковые поперечные силы. Будем считать, что поперечные силы в каждом из элементов могут быть направлены либо в левую, либо в правую сторону с одинаковой вероятностью. При этом, силы направленные в противоположные стороны, компенсируют друг друга.

Таким образом при числе элементов  $n = 2$  возможны ситуации, когда суммарная условная поперечная сила будет равна 0 или  $2Q_{fic}$ ; при  $n = 3$  возможны комбинации  $1Q_{fic}$  или  $3Q_{fic}$ ; при  $n = 4$  —  $2Q_{fic}$  или  $4Q_{fic}$  и т.д. Иначе говоря, направление действия отдельных поперечных сил  $Q_{fic}$  в различных элементах имеет вероятностный характер и связано с направлением их начальных погибей. В справочнике [9], предлагается определять суммарную условную поперечную силу по формуле:

$$Q_{fic\Sigma} = Q_{fic1} \cdot \sqrt{n}, \quad (64)$$

где  $Q_{fic1}$  — условная поперечная сила для одного элемента;  $n$  — число элементов, раскрепляемых одной связью.

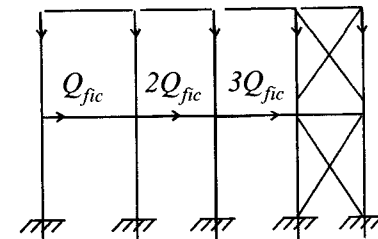


Рис. 14. К определению суммарной поперечной силы  $Q_{fic\Sigma}$



На наш взгляд, эта формула дает заниженные значения суммарной условной поперечной силы при небольших значениях  $n$ . Так, при  $n = 2$ , по формуле (64) получаем  $Q_{fic\Sigma} = 1,41 Q_{fic1}$ , хотя по предыдущим расчетам должно быть 0 или  $2Q_{fic1}$ , т.е. ошибка составляет около 30 %, а при  $n = 3$  максимальная ошибка составляет около 40 %. Поэтому, по мнению автора, формулой (64) можно пользоваться только при больших значениях  $n$ , а более приемлемой будет следующая формула:

$$Q_{fic\Sigma} = Q_{fic1} \cdot n^k, \quad (65)$$

где  $k = 1$  при  $n \leq 4$ ;  $k = 0,5$  при  $n \geq 5$ .

#### 6.10.6. ПРЕДЕЛЬНАЯ ПОДАТЛИВОСТЬ СИСТЕМЫ ПОПЕРЕЧНЫХ СВЯЗЕЙ

Для последовательно расположенных поперечных связей следует учитывать и тот факт, что из-за суммирования усилий  $Q_{fic}$  по всей цепочке, пропорционально вырастают и деформации этих связей. Так, на рис. 14, для левого элемента перемещение точки его раскрепления будет намного превышать перемещение аналогичной точки правого элемента. По сути дела, это аналогично повышению податливости поперечной связи, что крайне опасно для раскрепляемого элемента. Для учета эффекта накопления деформаций в последовательных связях их предельную податливость следует определять по формуле, полученной из формул (63) и (65):

$$\alpha \geq \frac{4n^k A_{ef} \cdot R_y \cdot \varphi}{L_1}. \quad (66)$$

Как видно из формулы (66), последовательно расположенные поперечные связи должны быть достаточно жесткими, чтобы обеспечить необходимое раскрепление, что приводит, зачастую, к увеличению их сечений и массы. Для связей, которые выполнены в виде подкосов к прогонам предельная деформативность определяется при  $n = 1$ , что позволяет выполнять эти связи более легкими и экономичными.

#### 6.10.7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК ОТ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ НА СВЯЗЕВЫЕ БЛОКИ

Выше были рассмотрены случаи, когда определялась поперечная сила для отдельной связи. Практический интерес представляет также вопрос действия нескольких поперечных сил, например, на систему горизонтальных связей покрытия (рис. 15)

Поперечные силы в таких системах должны каким-то образом уравниваться. В противном случае, в системе, загруженной только вертикальными нагрузками, возникли бы неуравновешенные горизонтальные силы и, при определенных условиях, эта система начала бы двигаться в направлении действия этих сил. Также, силы должны быть уравновешены таким образом, чтобы не создавался момент, вращающий всю систему.

Считая, что жесткость поперечных связей достаточна для того, чтобы потеря устойчивости раскрепляемого элемента происходила как для многопролетного стержня (рис. 15), можно увидеть, что поперечные силы будут направлены попеременно в противоположные стороны. Таким образом, на связевую систему будет действовать система разнонаправленных сил  $Q_{fic}$ . Расчет связей можно производить либо целиком, либо по отдельным фрагментам, состоящему из двух соседних ячеек, как это показано на рис. 15 б.

При наличии двух и более связевых блоков, сбор нагрузок  $Q_{fic\Sigma}$  на каждый из блоков производится в соответствии с

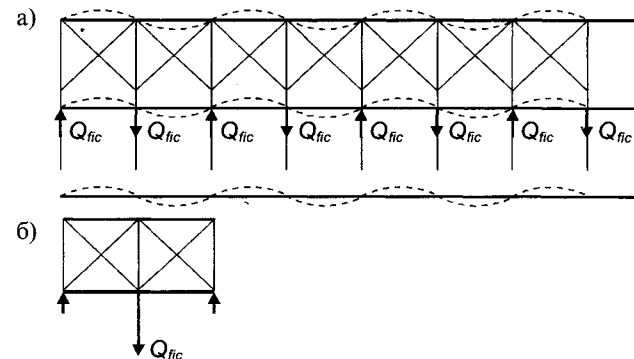


Рис. 15. Воздействие нескольких поперечных сил на связевой блок здания

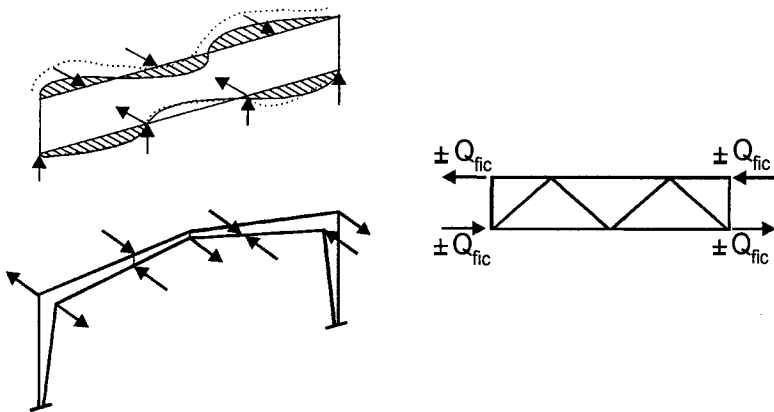


Рис. 16. Воздействие поперечных сил  $Q_{fic}$  на связевые диафрагмы

числом раскрепляемых элементов, примыкающих к данному блоку.

При определении  $Q_{fic\Sigma}$  для пространственной системы связей, включающей в себя, помимо связей показанных на рис. 15, систему вертикальных диафрагм и распорок, следует учитывать направление условных поперечных сил как по длине рамы так и по высоте ее сечения. На рис. 16 а, в качестве примера показана многопролетная балка, нижний и верхний пояс которой раскреплены в сжатых зонах. В такой системе, как и в раме, зоны сжатия и растяжения чередуются, находясь то в уровне верхнего, то в уровне нижнего поясов. Так как потеря устойчивости по изгибно-крутильной форме сопровождается закручиванием сечений, направление поперечных смещений верхнего и нижнего поясов будет противоположным. Поперечные усилия при этом также будут направлены в противоположные стороны и разнесены на высоту сечения, как это показано на схеме рамы (рис. 16 б).

#### 6.10.8. СВЯЗИ ДЛЯ РАСКРЕПЛЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ОТ ОПРОКИДЫВАНИЯ

В ряде случаев, для раскрепления конструкций требуются специальные поперечные связи, препятствующие опрокидыванию этих конструкций как единого целого. В качестве примера, на рис. 17 показан шарнирно-опертый ригель переменного сечения с приподнятым нижним поясом, для со-

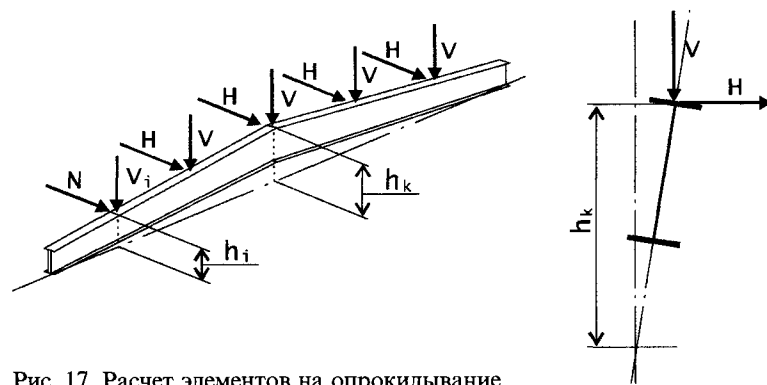


Рис. 17. Расчет элементов на опрокидывание

здания необходимого уклона кровли. Из-за неточностей изготовления и монтажа конструкций, а также из-за неточности приложения вертикальных нагрузок  $V$ , возникает крутящий момент, стремящийся опрокинуть ригель относительно оси, проходящей между его опорами. При действии горизонтальных нагрузок  $H$  от ветра, кранов и т.д., крутящий момент увеличивается и соответственно увеличивается опасность опрокидывания ригеля.

Для предотвращения опрокидывания конструкций устраиваются специальные поперечные связи, к которым предъявляются те же требования по несущей способности и жесткости, как и для обычных поперечных связей, препятствующих потере устойчивости рам по изгибно-крутильной форме.

Для определения требуемых параметров этих связей рассмотрим расчетную схему, представленную на рис. 18. При составлении расчетной схемы были приняты следующие допущения, значительно упрощающие расчет и идущие в запас требуемой прочности и жесткости связей:

1. Раскрепляемая конструкция представляется как абсолютно жесткая, т.е. не деформируемая под действием внешней нагрузки и возникающих в ней крутящих моментов;

2. Опорные узлы конструкции не оказывают влияния на ее сопротивление опрокидыванию, т.е. на опорах предполагаются шарниры, оси которых совпадают с линией соединяющей опоры конструкции.

3. На верхний пояс конструкции действуют распределенные или сосредоточенные вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Для определения усилий, действующих на поперечные связи и для определения их требуемой жесткости, сечение ригеля представим в виде абсолютно жесткого наклонного стержня, шарнирно опертого нижним концом и упруго опертым верхним. Начальный угол наклона стержня определяется возможными неточностями изготовления и монтажа конструкций. Длина стержня  $h$  равна расстоянию от точки опорания до наивысшей точки верхнего пояса конструкции. На верхний конец стержня действуют внешние вертикальная и горизонтальная нагрузки  $V$  и  $H$ . При повороте стержня на некоторый угол, в упругой связи, имитирующей поперечные связи, возникает реакция  $T$ , зависящая от перемещения верхнего конца стержня и жесткости поперечных связей.

Условие равновесия рассматриваемого стержня имеет вид:

$$V \cdot x_1 + H \cdot y_1 \leq T \cdot y_1, \quad (67)$$

где  $x_1$  и  $y_1$  — координаты верхнего конца стержня после приложения внешних нагрузок при  $y_1 = \sqrt{h^2 - x_1^2}$ ;  $T$  — реакция упругой поперечной связи с жесткостью  $C$ :

$$T = C \cdot (x_1 - x_0).$$

Тогда, уравнение (67) запишется как

$$V \cdot x_1 + H \cdot \sqrt{h^2 - x_1^2} \leq C \cdot (x_1 - x_0) \cdot \sqrt{h^2 - x_1^2}. \quad (68)$$

Условие равновесия можно записать, используя в качестве переменных углы поворота стержня

$$V \cdot h \cdot \sin \varphi + H \cdot h \cdot \cos \varphi \leq C \cdot h^2 \cdot (\sin \varphi - \sin \varphi_0) \cdot \cos \varphi \quad (69)$$

В отличие от обычных задач по устойчивости, приведенных, например, в работе [10], в данном случае следует вводить ограничения на предельные перемещения раскрепляемых конструкций исходя из требований эксплуатации и обеспечения принятых при их проектировании расчетных

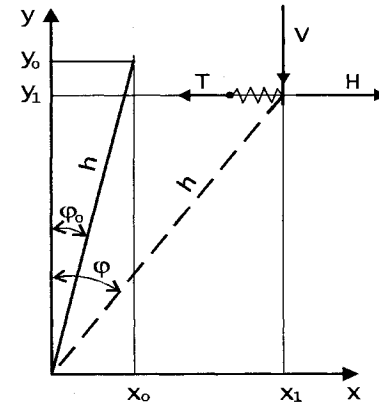


Рис. 18. Схема для расчета элемента на опрокидывание

схем. Определение требуемой жесткости связей производится по формуле (68) или (69) при заданных начальных и конечных отклонениях раскрепляемой конструкции. Требуемая жесткость поперечной связи, раскрепляющей конструкцию от опрокидывания найдется как

$$C \geq \frac{V \cdot x_1 + H \cdot \sqrt{h^2 - x_1^2}}{(x_1 - x_0) \cdot \sqrt{h^2 - x_1^2}} \quad (70)$$

$$\text{или } C \geq \frac{V \cdot h \cdot \sin \varphi + H \cdot h \cdot \cos \varphi}{h^2 \cdot (\sin \varphi - \sin \varphi_0) \cdot \cos \varphi}. \quad (71)$$

Как видно из формул (70) и (71), даже при нулевых начальных отклонениях конструкции ( $x_0 = 0$ ,  $\varphi_0 = 0$ ), требуемая жесткость раскрепляющей связи должна быть больше нуля. Также, из формул видно, что в реальных конструкциях при конечных значениях жесткости раскрепляющих связей  $C$ , всегда будут наблюдаться какие-то отклонения из плоскости изгиба самих раскрепляемых конструкций.

Величина расчетной вертикальной нагрузки  $V$  должна определяться в зависимости от всех вертикальных нагрузок, действующих на рассматриваемый элемент. В тех случаях, когда отдельные силы расположены на различной высоте от опоры (см. рис. 17), величину  $V$  можно определять по формуле:

$$V = n \cdot \sum_{i=1}^m \left( V_i \cdot \frac{h_i}{h_k} \right), \quad (72)$$

где  $h_i$  — расстояние от опоры до точки приложения  $V_i$ ;  $m$  — общее количество нагрузок, действующих на раскрепляемые элементы;  $n$  — количество элементов, учитываемых при расчете поперечных связей.

## Литература

1. СНиП П-23—81\* «Стальные конструкции. Нормы проектирования». М. ЦИТП. 1991. 96 с.
2. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП П-23—81\*). М. ЦИТП. 1989. 149 с.
3. *Н.С. Стрелецкий*. Основы металлических конструкций. 1940. 844 с.
4. *Завриев К.* Расчетные формулы прочности в особых случаях. 1935 г.
5. *Ильясевич С.А.* Металлические мосты. М. Воениздат. 1940. 720 с.
6. СНиП 2.05.03.84 «Мосты и трубы». М. Минстрой России. ГП ЦПП. 1996. 214 с.
7. *Пановко Я. Губанова* Устойчивость и колебания упругих систем. М. Наука. 1987. 352 с.
8. *Тимошенко С.П.* Устойчивость упругих систем. ОГИЗ. М. 1946. 532 с.
9. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. Т. 2. М. Издательство АСВ. 1998 г.
10. *Алфутов Н.А.* Основы расчета на устойчивость упругих систем. Библиотека расчетчика. Изд. 2-е, перераб. и доп. М. Машиностроение. 1991. 336 с.
11. *Конаков А.И.* Критическая жесткость элементов, раскрепляющих сжатые стержни. Ж. «Строительная механика и расчет сооружений». № 5. 1990. С. 78—80.

## 7. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ С ПОВЫШЕННОЙ ДЕФОРМАТИВНОСТЬЮ КАРКАСОВ

### 7.1. ОБЩАЯ ЧАСТЬ

Особенностью каркасов из рамных конструкций переменного двутаврового сечения является их повышенная деформативность по сравнению с каркасами из решетчатых конструкций или сплошностенчатых элементов постоянного сечения. Это объясняется тем, что сечения таких рамных конструкций подбираются в соответствии с эпюрами внутренних усилий, в основном изгибающих моментов. Аналогично можно найти, рассматривая балки равного сопротивления, деформации которых в два раза превышают деформации балок постоянного сечения.

В реальном проектировании обычно не ставятся задачи достижения расчетного сопротивления по всем элементам и сечениям, поэтому деформации рамных конструкциях переменного сечения составляют 0,7—0,9 от деформаций рам равного сопротивления. Таким образом, деформации рам переменного сечения могут превышать в 1,4—1,8 раза деформации рам постоянного сечения. Практические расчеты показывают, что наиболее «опасны» в этом отношении однопролетные рамы, для которых ограничения по второму предельному состоянию зачастую играют основную роль. В особой степени это проявляется для зданий, воспринимающих значительные временные нагрузки (снеговые, ветровые, технологические и др.), когда невозможна полная компенсация деформаций от этих нагрузок за счет задания строительного подъема или начального вертикального отклонения колонн и стоек.

Таблица 1. Предельные деформации конструкций каркаса

Пролет рамы, м	Высота рамы, м	Предельные вертикальные перемещения ригеля, мм	Предельные горизонтальные перемещения каркаса, мм
18	7,2	78	48
	10,2	78	68
24	7,2	96	48
	10,2	96	68
30	10,2	130	68
	14,4	130	96
36	10,2	120	68
	14,4	120	96
48	14,4	160	96
	16,2	160	108

Действующие нормы [1] предусматривают значительное увеличение допустимых перемещений (на 25—50 %) по сравнению с ранее действующими. В табл. 1 приведены значения предельных и горизонтальных нагрузок рамных конструкций с различными пролетами и высотами, определенные в соответствии с работой [1].

Как видно из таблицы, абсолютные величины вертикальных и горизонтальных перемещений имеют значительную величину и безусловно влияют на работу конструкций, примыкающих к рамам. Учитывая рекомендации, данные в работе [1], следует, что для конструкций с приподнятым нижним поясом ригеля, к которым относятся рамы переменного сечения, ограничения прогибов по эстетико психологическим требованиям вообще отсутствуют и деформации рам могут быть гораздо больше, чем приведено в табл. 1. Искусственное снижение деформаций за счет увеличения сечений конструкций приводит к увеличению стоимости зданий и поэтому следует рассматривать альтернативный путь — проектирование конструкций с учетом повышенной деформативности здания и разработке рекомендаций по учету компенсации этих деформаций.

При этом следует учитывать следующее:

— во-первых, перераспределение усилий в несущих конструкциях и соединениях при их взаимодействии друг с другом, включая фундаменты (взаимные повороты и перемеще-

ния), может привести к перераспределению и увеличению внутренних усилий до значений, превышающих предельно допустимые;

— во-вторых, перемещения и деформации несущих конструкций (рам, прогонов и т.д.) могут привести к нарушению ограждающих конструкций и их узлов;

— в-третьих, податливость опор в неразрезных конструкциях (прогонах, профлисте покрытия и др.) в ряде случаев позволяет получать более равномерное, «мягкое» распределение внутренних усилий в них и благодаря этому снизить расход стали;

— в-четвертых, появляется возможность целенаправленного регулирования усилия в конструкциях, что может быть полезно как при статических, так и при динамических нагрузках (сейсмических, ветровых и др.).

Таким образом, круг вопросов, связанных с повышенной деформативностью рамных конструкций переменного сечения весьма обширен и требует специальных исследований. Некоторые вопросы проектирования рамных конструкций, связанные с учетом их повышенной деформативности изложены ниже.

## 7.2. УЧЕТ ПОДАТЛИВОСТИ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ СТАТИЧЕСКИХ РАСЧЕТАХ РАМ

Для статически-неопределимых конструкций существенное значение имеет податливость их опор. Применительно к рамным конструкциям переменного сечения этот вопрос имеет особую актуальность, так как несоответствие расчетной схемы фактическим условиям опирания стоек рам может привести к нежелательным изменениям внутренних усилий.

Влияние податливости фундаментов на работу одно- и многопролетных рам различно: для однопролетных шарнирно опертых рам наиболее опасны горизонтальные перемещения фундаментов; для многопролетных рам — вертикальные перемещения фундаментов. Для жестко опертых рам дополнительную опасность представляют повороты фундаментов в плоскости рамы.

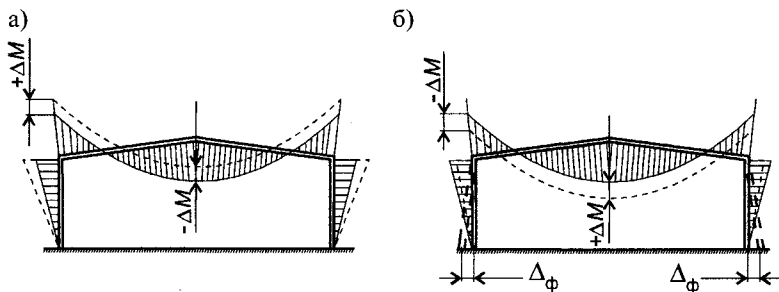


Рис. 1. Влияние горизонтальных перемещений фундаментов на распределение изгибающих моментов в однопролетных рамах

Для однопролетных рам возможны ситуации, когда пренебрежение или, наоборот, учет горизонтальных перемещений фундаментов окажутся одинаково опасными. В первом случае, перегруженным окажется пролетная часть ригеля (рис. 1 а), во втором — стойки и опорные узлы ригеля (рис. 1).

Учитывая значительную величину горизонтального распора, возникающего в однопролетных рамах (до 40—80 % от вертикальной нагрузки), горизонтальные смещения фундаментов могут быть весьма значительными. При определенных условиях, например, для слабых грунтов или чрезмерно больших горизонтальных усилиях, между стойками рам или их фундаментами устраивается затяжка, воспринимающая горизонтальный распор. Для большепролетных рам деформации затяжек, особенно из высокопрочных сталей (тросовые, из прядей или пучков высокопрочной проволоки) могут достигать 10—20 см, что необходимо учитывать при расчетах.

Для общего случая, расчетная схема однопролетных шарнирно опертых рам, учитывающая податливость фундаментов и затяжки приведена на рис. 2.

Однако, в практических случаях, такая расчетная схема может оказаться неприемлемой, что связано с вероятностным определением горизонтальной податливости фундамента из-за отличий свойств грунта в пределах строительной площадки и изменением этих свойств во времени. Как было сказано ранее, наличие или отсутствие перемещений фундамента вызывает изменение пролетных и узловых изгибаю-

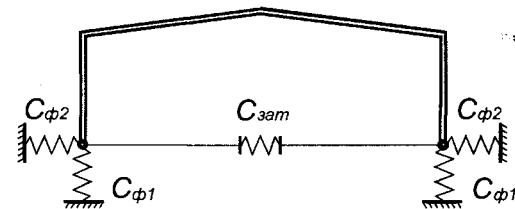


Рис. 2. Общая расчетная схема однопролетной рамы при учете податливости фундамента и затяжки

щих моментов в раме и поэтому, принятие фиксированного значения податливости опор может привести к ошибкам при определении внутренних усилий.

Таким образом, при расчетах рамных конструкций проводимых с учетом фактической работы опорных узлов стоек, помимо сочетания нагрузок, следует использовать **сочетания граничных условий** их опирания. Например, для рам с затяжками, необходимо рассматривать предельные случаи, когда весь распор воспринимается только фундаментами, практически не имеющими горизонтальных перемещений (рис. 3 а) или распор воспринимается полностью затяжкой, которая свободно деформируется под действием горизонтальных нагрузок, передающихся со стоек рамы (рис. 3 б). Здесь вертикальными перемещениями и поворотами фундаментов можно пренебречь, так как при шарнирном опирании рам эти перемещения практически не сказываются на работе рамы.

Целесообразность установки затяжки и ее сечение при этом определяются не только величиной распора, но и «размахом» приращений изгибающих моментов при определении усилий по двум расчетным схемам, и приводящим к утяжелению конструкций в целом. Затяжка в таких случаях компенсирует изменчивость податливости фундаментов и стабилизирует величину расчетных усилий в раме.

Для рам без затяжек могут применяться те же расчетные схемы, но вместо податливости затяжки следует вводить горизонтальную податливость фундамента, принимаемую минимальной или максимальной для данной строительной площадки.

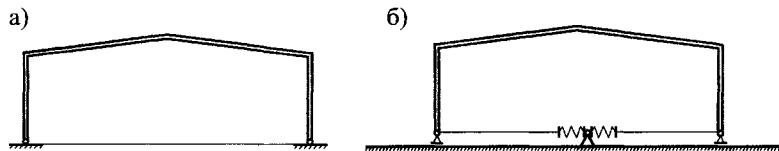


Рис. 3. Расчетные сочетания граничных условий рам при учете податливости опорных узлов

Для многопролетных рам, ситуация усложняется из-за большого числа степеней свободы отдельных фундаментов стоек, приводящего к резкому увеличению числа сочетаний граничных условий (рис. 4). Основную роль в перераспределении усилий в таких конструкциях будут играть вертикальные перемещения фундаментов всех стоек и горизонтальные перемещения стоек, жестко сопряженных с ригелем. Горизонтальными перемещениями стоек, шарнирно сопряженных с ригелем, можно пренебречь.

Вертикальная податливость фундаментов будет оказывать влияние на распределение усилий в многопролетных рамах в любом случае, как при одинаковой, так и при различной податливости отдельных фундаментов.

Для разных соотношений между податливостью фундаментов и изгибной жесткостью самих рамных конструкций, влияние перемещений фундаментов будет различным. Учитывая относительно невысокую погонную жесткость рамных конструкций переменного сечения, перемещения фундаментов для них менее опасны, чем для рам постоянного сечения и поэтому, в большинстве случаев, этими перемещениями можно пренебречь. Однако, для ответственных сооружений и при наличии слабых грунтов, проектирование рам переменного сечения должно производиться с учетом податливости фундаментов по расчетных схемам, учитывающим различные сочетания граничных условий.

### 7.3. ЗОНЫ И УЗЛЫ КОМПЕНСАЦИИ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ В ЗДАНИЯХ ПОВЫШЕННОЙ ДЕФОРМАТИВНОСТИ

Как было показано в табл. 1, деформации каркасов из рамных конструкций переменного сечения могут достигать значительных величин: до 80—160 мм по вертикали и 50—

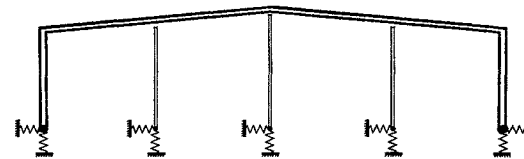


Рис. 4. Расчетная схема многопролетной рамы при учете податливости фундаментов

110 мм по горизонтали. При больших пролетах и высотах зданий, величина деформаций увеличивается пропорционально размерам зданий. При этом отдельные конструкции могут перемещаться относительно друг друга, например, ригель перемещается относительно стоек или балок фахверка и т. д. Перемещения происходят как под действием постоянных нагрузок в процессе монтажа здания, так и в процессе эксплуатации от временных нагрузок. Для погодных условий России временные нагрузки от снега могут составлять до 70—80 % от суммарных нагрузок. Соответственно и величина деформаций от временных нагрузок составляет 70—80 % от суммарных деформаций.

В здании можно выделить определенные зоны, где происходят взаимные перемещения конструкций под нагрузкой. В этих зонах должны быть соблюдены следующие условия:

1. Обеспечение достаточной свободы перемещений конструкций относительно друг друга;
2. Обеспечение, при необходимости, передачи усилий между конструкциями;
3. Обеспечение целостности и долговечности ограждающих конструкций;
4. Обеспечение непроницаемости от дождя, снега, ветра, холода и других воздействий.

Здесь не рассматриваются условия, отвечающие требованиям второго предельного состояния, так как считается, что они были соблюдены при проектировании конструкций.

В общем случае, взаимные перемещения конструкций относительно друг друга могут быть разбиты на 3 группы:

**Группа А** — линейные перемещения конструкций относительно друг друга вдоль одной, двух или трех координатных осей;

**Группа В** — поворот одной конструкции относительно другой (вокруг одной, двух или трех осей координат);

**Группа С** — комбинированные перемещения, включающие линейные перемещения и повороты.

Для удобства работы при проектировании деформативных зданий, ниже сделана попытка общей классификации взаимных деформаций и перемещений конструкций, а также частных случаев таких перемещений (табл. 2). Перемещения

Таблица 2. Классификация взаимных перемещений конструкций

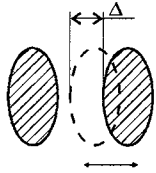
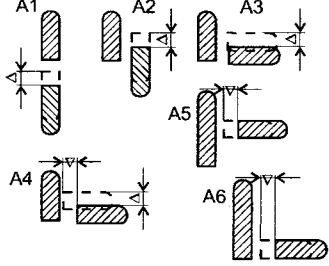
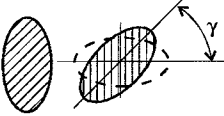
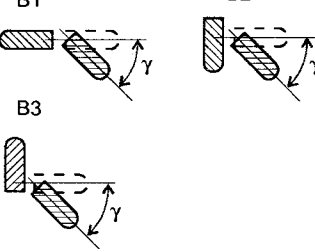
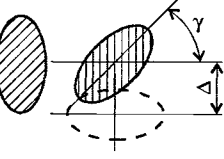
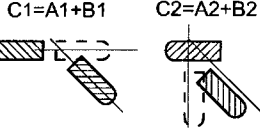
Группа перемещений	Схематическое изображение перемещений	Частные случаи перемещений
A	 Линейные перемещения	
B	 Угловые перемещения	
C	 Линейные и угловые перемещения	

Таблица 3. Основные типы подвижных узлов несущих и ограждающих конструкций

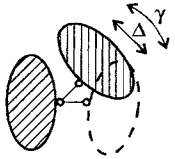
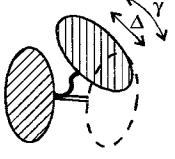
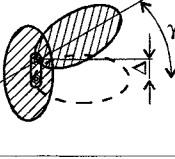
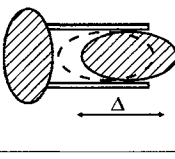
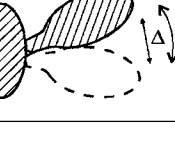
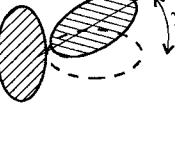
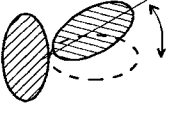
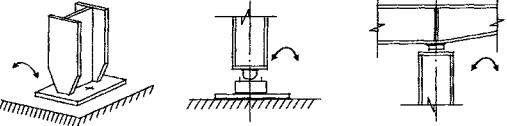

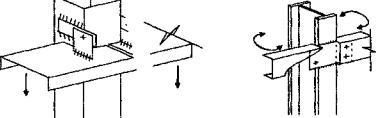

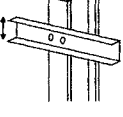
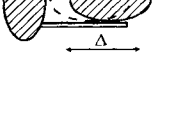
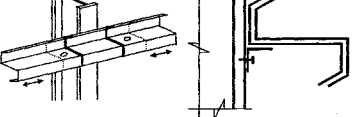

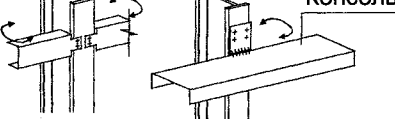
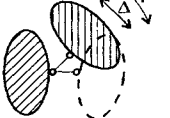
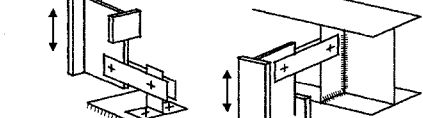
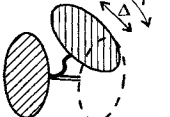
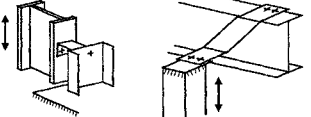
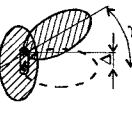
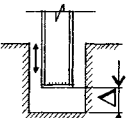
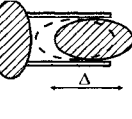
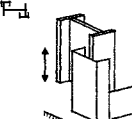
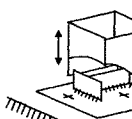
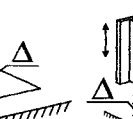
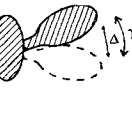
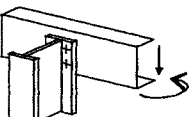
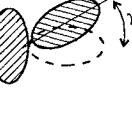
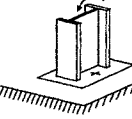
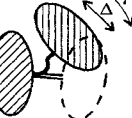
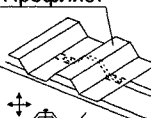
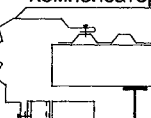

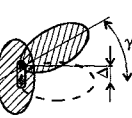
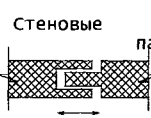


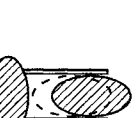

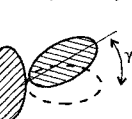
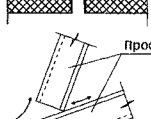
Тип узла	Схема узла	Описание узла
1		Специальный недеформируемый элемент, шарнирно прикрепленный к конструкциям. Осевые усилия передаются через этот элемент. Люфт незначительный. Узел герметичен только при применении в шарнирах специальных уплотнителей, прокладок и т. д.
2		Специальный деформируемый элемент, жестко прикрепленный к конструкциям. Осевые усилия передаются через этот элемент. Имеются паразитные усилия, возникающие при изгибе этого элемента. Люфт отсутствует. Узел герметичен.
3		Отверстие или паз в одной из конструкций, в котором перемещается (поворачивается) деталь другой конструкции. Осевые усилия передаются через кромки отверстия или паза и деталь другой конструкции. Люфт значительный. Узел негерметичен.
4		Направляющие элементы, прикрепленные к одной из конструкций по которым перемещается другая конструкция или деталь, прикрепленная к ней. Поперечные усилия передаются по направляющим. Люфт значительный. Узел негерметичен.
5		Деформации одной или обеих примыкающих конструкций. Передача усилий непосредственно через конструкции. Паразитные усилия при изгибе конструкций. Люфт отсутствует. Узел герметичен.
6		При сжатии — усилия передаются через поверхности конструкций; при растяжении — через дополнительные элементы по типу 1, 2 или 3. При знакопостоянной сжимающей нагрузке люфт отсутствует. При растяжении — определяется податливостью элементов по типу 1, 2 или 3. Узел негерметичен.



Таблица 4. Примеры подвижных узлов несущих и ограждающих конструкций

Тип подвижного узла	Конструктивное решение
Узлы рамных конструкций	
	
Узлы прогонов покрытия и стен	
	
	
	
	
Узлы фахверка	
	
	

Продолжение табл. 4

			
			
			
			
Узлы рамных конструкций			
	<p>Профлист</p> 	<p>Компенсатор</p> 	<p>Компенсатор</p> 
	<p>Стеновые панели</p> 	<p>Профлист</p> 	<p>профлист</p> 
	<p>Стеновые панели</p> 		
	<p>Профлист</p> 		

группы С состояются как комбинация перемещений групп А и В. Частные случаи перемещений различных групп в дальнейшем будем обозначать как А1, В2 и т.д. Комбинированные перемещения могут обозначаться либо двумя символами, например, А1В2 или одним символом, например С4. Комбинация перемещений в пределах одной группы обозначается как А24, В13 и т. д. Вообще, найти в реальной конструкции то или иное перемещение в чистом виде довольно трудно. Поэтому, в тех случаях, когда одна из составляющих перемещения достаточно мала и ей можно пренебречь, будем считать, что в этом направлении конструкция не перемещается.

Классификация частных случаев перемещений составлена с учетом того, что в большинстве случаев, строительные конструкции имеют один из линейных размеров значительно превышающий другие размеры (балки, колонны и др.).

В зависимости от группы перемещений и их величины, в несущих и ограждающих конструкциях могут применяться различные узлы, отвечающие выше перечисленным условиям. В табл. 3 приведены основные группы узлов и даны характеристики, необходимые при проектировании конкретных узлов.

В табл. 4 приведены примеры некоторых узлов несущих и ограждающих конструкций, соответствующих тем или иным группам по табл. 3.

#### 7.4. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ТОРЦЕВЫХ СТЕН ЗДАНИЯ С УЧЕТОМ ПОВЫШЕННОЙ ДЕФОРМАТИВНОСТИ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Влияние деформаций рамных конструкций переменного сечения, в особой степени проявляется в узлах сопряжения несущих конструкций торцевого фахверка и ограждающих конструкций торцевых стен с каркасом здания, кровлей и продольными стенами.

На практике обычно используются два основных типа торцевого фахверка — самонесущий фахверк, применяемый при наличии торцевых рам каркаса (рис. 5 а) и несущий фахверк, заменяющий торцевые рамы (рис. 5 б). Для каркасов с

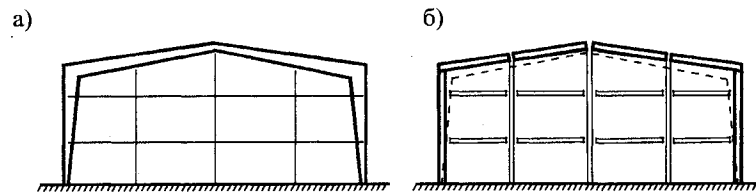


Рис. 5. Схемы торцевого фахверка

торцевым несущим фахверком, взаимные относительные деформации несущих конструкций и ограждений в зонах сопряжения стены и покрытия незначительны и, в большинстве случаев, ими можно пренебречь.

Для зданий с торцевым самонесущим фахверком возможны два случая работы:

- независимая работа фахверка и торцевой рамы;
- совместная работа этих конструкций.

В последнем случае, конструкции фахверка неподвижно прикрепляются к раме и воспринимают часть вертикальных нагрузок от покрытия и горизонтальных нагрузок, вызванных изгибными деформациями стоек рамы и ее общими горизонтальными перемещениями. В этом случае, относительные деформации рам и фахверка также незначительны и могут не учитываться при проектировании.

Наибольший интерес представляет первый случай — независимая работа фахверка и торцевых рам. В этом случае необходимо выполнение всех условий, перечисленных выше, т.е. обеспечение свободы относительных перемещений конструкций относительно друг друга; обеспечение целостности и герметичности ограждающих конструкций; обеспечение передачи усилий с торцевого фахверка на каркас и т. д.

Для небольших зданий обычно достаточно одной зоны компенсации взаимных деформаций, расположенной по верху торцевой стены (рис. 2 а). Для большепролетных и высоких рам возникает необходимость в создании еще одной зоны (2), служащей для компенсации горизонтальных изгибных деформаций крайних стоек рамы (рис. 2 б). В противном случае, значительные горизонтальные перемещения стойки рамы в ее плоскости могут привести к разрушению углов стен и появлению дополнительных усилий в стеновых

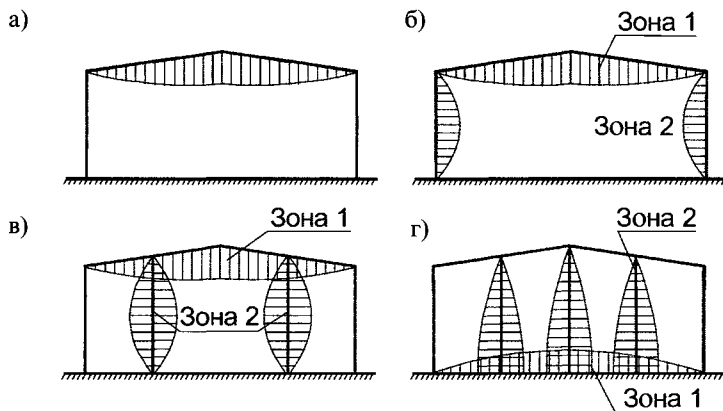


Рис. 6. Размещение зон компенсации перемещений конструкций

прогонах, связях и горизонтальных распорках фахверка. На представленных рисунках направление штриховки совпадает с направлением перемещений одних конструкций относительно других.

Иногда целесообразно перенесение зон компенсации с углов торцевой стены в ее среднюю часть (рис. 6 в). При этом расстояние от стойки рамы до компенсационной зоны должно назначаться по возможности минимальным. Это связано с тем, что из-за неравномерности горизонтальных деформаций стойки по ее высоте на участках стены между углом здания и компенсационной зоной, возникают касательные усилия, которые могут привести к разрушению крепления стенового ограждения к прогонам и нарушению монтажных швов панелей.

Для холодных зданий, достижения необходимой податливости крепления профилированных листов стен к прогонам можно добиться за счет увеличения шага крепежных элементов, устанавливаемых в данном случае через одну или через две волны. Согласно исследованиям Е. Брайана [2] и Э.А. Айрумьяна [3], при таком креплении профлиста его податливость увеличивается в 10—15 раз. Таким образом, при проектировании зон компенсации в ограждающих конструкциях необходимо решать задачи, обратные задачам по созданию дисков жесткости из профилированных листов.

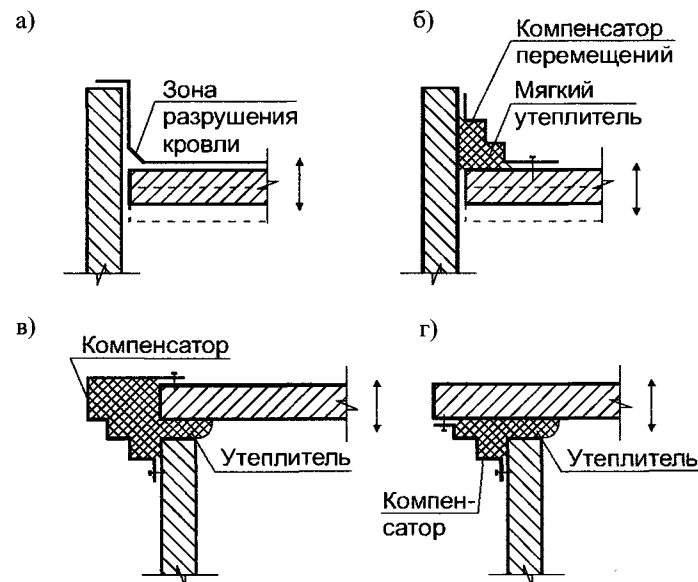


Рис. 7. Сопряжение покрытия с торцевой стеной

При применении висячих стоек фахверка, зона компенсации вертикальных перемещений располагается в месте сопряжения торцевой стены с доколом, а зоны компенсации горизонтальных перемещений располагаются так же как и при обычном фахверке (рис. 6 г).

Особое внимание при проектировании торцов зданий должно быть уделено зонам сопряжения кровли с верхней частью торцевой стены (рис. 7).

Применение традиционных решений парапета (рис. 7 а) неприемлемо для большепролетных и высоких зданий из-за больших смещений кровли относительно неподвижной торцевой стены. Кровли из мягких рулонных материалов с выпуском их на парапет, при таком сопряжении будут разрушаться из-за перемещения рам от снеговых или ветровых нагрузок. Для предотвращения повреждения кровли, в этих местах следует устанавливать специальные легко и упруго деформируемые компенсаторы, а пространство между ними заполнять мягким упругим утеплителем (рис. 7 б). При больших перемещениях следует искать более надежные и техно-

логичные решения стыков, где торцевая стена находится под основными конструкциями покрытия (рис. 7 г) или под специальными элементами, играющим одновременно роль карниза и компенсатора (рис. 7 в). В этих случаях в зоне взаимных перемещений требования к герметичности стыка значительно ниже, чем для решений, показанных на рис. 7 б, а их эксплуатационная надежность выше.

## 7.5. ВЛИЯНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ РАМ НА РАБОТУ КОНСТРУКЦИЙ КРОВЛИ

В зданиях из металлических конструкций, профлист кровли часто используется для создания диска жесткости, заменяющего горизонтальные связи покрытия. Методика расчета таких дисков жесткости разработана ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова и изложена в рекомендациях [3] и [4]. При этом усилия, возникающие в плоскости профлиста определяются только от внешних горизонтальных нагрузок, а крепления листов к прогонам и прогонов к рамам рассчитываются исходя исключительно на эти нагрузки.

Однако, изгибные деформации рамных конструкций переменного сечения оказывают определенное влияние на работу профлиста покрытий. В основном это проявляется в появлении дополнительных сжимающих усилий в профлисте и срезающих усилий в узлах крепления профлиста к прогонам покрытия. Для оценки величины этих усилий рассмотрим совместную работу деформируемого элемента ригеля и прикрепленного к нему через прогоны профлиста (рис. 8).

Для дальнейших расчетов примем следующие допущения:

1. При определении деформаций элемента ригеля учитываются только изгибающие моменты. Влиянием продольных и поперечных сил пренебрегаем.

2. Влияние профлиста на деформации элемента ригеля не учитывается вследствие большой разницы в жесткостных характеристиках.

3. Изгибающие моменты меняются по длине элемента ригеля согласно линейному закону.

Суммарный угол поворота опорных сечений элемента ригеля равен:

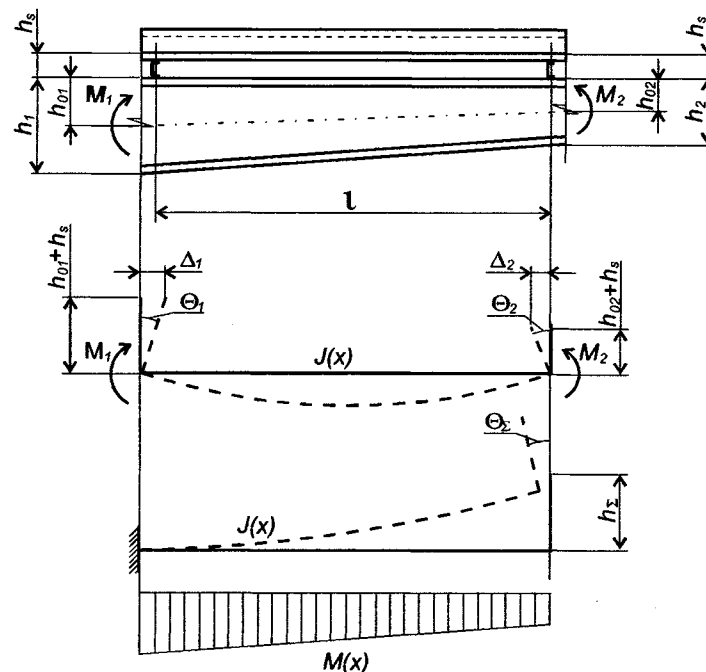


Рис. 8. Расчетная схема для определения продольных усилий в профлисте при деформировании элемента рамы

$$\Theta_{\Sigma} = \int_0^L \frac{M(x) \cdot dx}{E \cdot J(x)}, \quad (1)$$

где  $M(x)$  и  $J(x)$  — изгибающий момент и момент сопротивления сечения на расстоянии  $x$  от левого конца элемента.

Момент  $M(x)$  определится как

$$M(x) = M_1 + \eta_M \cdot x, \quad (2)$$

где  $\eta_M = (M_1 - M_2) / L$ .

Момент инерции сечения  $J(x)$  для двутаврового сечения:

$$J(x) \approx \frac{A_f \cdot h_{(x)}^2}{2} + \frac{t_w \cdot h_{(x)}^3}{12} \quad (3)$$

или, приближенно

$$J_{(x)} \approx J_1 \cdot \left( 1 + \frac{\eta_h}{h_1} \cdot x \right)^2, \quad (4)$$

где  $\eta_h = (h_1 - h_2) / L$ .

Тогда выражение (1) примет вид:

$$\Theta_{\Sigma} \approx \frac{M_1}{E \cdot J_1} \int_0^L \frac{1 + \frac{\eta_M}{M_1} \cdot x}{\left( 1 + \frac{\eta_h}{h_1} x \right)^2} dx \quad (5a)$$

или, введя  $a = \eta_M / M_1$ ;  $b = \eta_h / h_1$ , окончательно найдем

$$\Theta_{\Sigma} = \frac{M_1}{E \cdot J_1} \int_0^L \frac{1 + a \cdot x}{(1 + b \cdot x)^2} dx, \quad (5b)$$

откуда

$$\Theta_{\Sigma} = \frac{M_1}{E \cdot J_1} \cdot \left[ \frac{(a-b+a \cdot \ln(1+b \cdot L) + a \cdot \ln(1+b \cdot L) \cdot b \cdot L - a-b)}{b^2 \cdot (1+b \cdot L)} - \frac{a-b}{b^2} \right]. \quad (6)$$

Если бы профлист отсутствовал (допущение 2), то условные консоли, соединяющие нейтральную ось сечения и места крепления профлиста к прогонам, свободно повернулись и сблизились на расстоянии  $\Delta_{\Sigma}$ . Ввиду малости угла поворота примем  $\text{tg} \Theta \approx \Theta$  и тогда

$$\Delta_{\Sigma} = h_{\Sigma} \cdot \Theta_{\Sigma}, \quad (7)$$

где  $h_{\Sigma} = h_0 + h_s$ .

Здесь  $h_0, h_s$  — расстояние от нейтральной оси двутавра до его наружной полки и высота сечения прогона покрытия соответственно.

Усилия сжатия в профлисте, вызванные деформациями ригеля, можно найти, зная перемещения и податливость системы «профлист — узел крепления — ригель»:

$$N = \frac{\Delta_{\Sigma}}{\delta_{\Sigma}}. \quad (8)$$

Податливость  $\delta_{\Sigma}$  равна сумме податливостей отдельных частей этой системы

$$\delta_{\Sigma} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3, \quad (9)$$

где  $\delta_1$  — продольная податливость профлиста как стержня, длиной  $L$  и сечением  $A$ ;  $\delta_2$  — податливость узла крепления профлиста к прогону;  $\delta_3$  — податливость крепления прогона к элементу рамы.

Величина  $\delta_1$  определяется по формуле:

$$\delta_1 = \frac{L}{E \cdot A_{ef}}. \quad (10)$$

Здесь  $A_{ef} = S \cdot t$  — расчетная площадь сечения профлиста, включаемая в работу и на ширине, приблизительно равной двум гофрам для разрезных прогонов и 3—3,5 гофрам для неразрезных прогонов с перехлестами над опорой.  $S$  — периметр сечения профлиста на расчетном участке. Остальные участки профлиста в расчет не принимаются из-за возможности свободных деформаций прогонов между рамами и взаимных сдвигов профлиста в плоскости кровли.

Податливость креплений профлиста к прогонам  $\delta_2$  определим в соответствии с работой Е. Брайана [2]:

$$\delta_2 = \frac{3.5 \cdot 10^{-4}}{n}, \quad [\text{см/кг}]. \quad (18)$$

Податливость крепления прогонов к рамам  $\delta_3$  зависит от конструктивных решений этих креплений. На рис. 9 а—г приведены значения  $\delta_3$  для различных типов креплений, заимствованные из работы [3].

При креплении прогонов к рамам через вертикальную пластину шириной  $t$ , высотой  $h_s$  и толщиной  $t_s$  (рис. 9 д), податливость  $\delta_3$  определяется по формуле:

$$\delta_3 \approx \frac{4(1-\mu^2)}{E \cdot b} \left( \frac{h_s}{t_s} \right)^3. \quad (19)$$

В качестве примера рассмотрим элемент ригеля длиной 12 м, нагруженный на концах изгибающими моментами  $M_1 = 110$  тм и  $M_2 = 50$  тм. К ригелю, через прогоны, из швел-

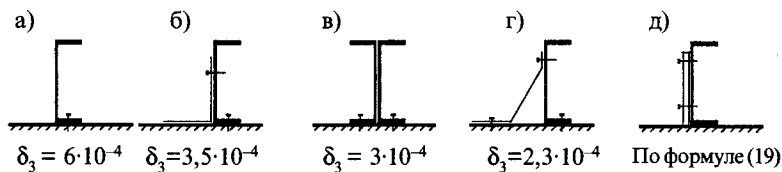


Рис. 9. Величина податливости узлов крепления прогонов к рамам

лера № 20, при помощи двух самонарезающих винтов прикреплен профлист Н57—750—08. Опорный узел прогона выполнен по схеме, показанной на рис. 9 г. Размеры опорной пластины будут равны:  $b \times h_s \times t_s = 20 \times 20 \times 0,8$  см.

Суммарный угол поворота торцевых сечений элемента ригеля равен  $\Theta_\Sigma = 0,021$  рад; возможное перемещение крайних точек крепления профлиста  $\Delta_\Sigma = 1,211$  см. Податливости системы «профлист — крепления профлиста» (см/кг):

$$\delta_1 = 1,14 \cdot 10^{-4}; \delta_2 = 1,17 \cdot 10^{-4}; \delta_3 = 1,19 \cdot 10^{-3}.$$

Суммарная податливость будет равна:  $\delta_\Sigma = 14,2 \cdot 10^{-4}$  см/кг, а усилие сжатия, возникающее в профлисте при деформировании ригеля рамы —  $N = \Delta_\Sigma / \delta_\Sigma = 1,211 / 14,2 \cdot 10^{-4} = 853$  кг. При этом на один крепежный элемент будет приходиться усилие в 426 кг, что сопоставимо с несущей способностью дюбеля или самонарезающего винта. Предполагая, что при расчетах была допущена ошибка даже в 2—3 раза, нагрузки действующие на соединение все же имеют значительную величину.

Таким образом, при использовании профлиста в качестве жесткого диска покрытия в зданиях с каркасами из рамных конструкций переменного сечения, необходимо учитывать возможность повреждения самого профлиста и его креплений при деформировании ригелей рам. Очевидно в отдельных случаях, следует предусматривать специальные мероприятия, позволяющие повысить податливость крепления профлиста, и тем самым уменьшить дополнительные продольные усилия, что позволит одновременно уменьшить и усилия, возникающие вследствие температурных деформаций.

Вообще, к вопросу применения профлиста в качестве жесткого диска покрытия следует подойти не только со стороны

потенциальных возможностей профлиста, но и целесообразности такого конструктивного решения связей покрытия.

Рассмотрим этот вопрос подробнее. Применение профлиста в качестве диска покрытия требует выполнения следующих обязательных условий:

1. Профлист покрытия должен обладать достаточной прочностью и жесткостью для восприятия вертикальных нагрузок, а также сдвиговых нагрузок от горизонтальных сил. Это достигается в основном за счет значительной, по сравнению с зарубежными аналогами, толщиной профлиста — до 0,8—0,9 мм;

2. Отдельные листы должны быть надежно скреплены между собой по длине, что достигается увеличением числа комбинированных заклепок, которые в зоне диафрагм ставятся в 2—2,5 раза чаще чем обычно;

3. Крепление профлиста к прогонам в зоне диафрагм жесткости осуществляется в каждой волне, причем возможны случаи, когда в одну волну ставится по два самонарезающих винта или дюбеля;

4. Профлист в зоне диафрагм должен прикрепляться к прогонам в нижней волне по каждой гофре;

5. Прогон в зоне диафрагм жесткости должны иметь специальные опорные крепления, препятствующие их повороту вокруг собственной оси и передающие сдвиговые усилия от рам на диск жесткости;

6. В диске покрытия нельзя делать отверстия под фонари, воздухопроводы и др., с размерами, превышающими допустимые;

7. В соответствии с нормами [1], разрешается устраивать диск жесткости из профлиста в кровлях с уклоном не более  $10^\circ$ ;

8. В зданиях с диском жесткости из профлиста покрытия сложно устраивать легкосбрасываемые кровли.

Таким образом, использование профлиста в качестве жесткого диска покрытия сопряжено с рядом проблем, а именно:

Во-первых, отверстия в нижних гофрах профлиста нарушают герметичность кровли, что для холодных кровель практически неприемлемо;

Во-вторых, из-за необходимости передачи сдвиговых усилий через профлист невозможно уменьшить его толщину до минимально необходимой из условия его несущей способности при действии вертикальных нагрузок;

В-третьих, постановка тысяч дополнительных заклепок, дюбелей и самонарезающих болтов требует значительных затрат труда и может быть дороже, чем постановка горизонтальных связей (особенно гибких);

В-четвертых, отсутствие горизонтальных связей приводит к необходимости установки временных связей и распорок при монтаже каркаса;

В-пятых, коррозия профлиста в местах повреждения его отверстиями под крепежные метизы приводит к увеличению отверстий и снижению сдвиговой жесткости диска;

В-шестых, жесткое крепление профлиста к прогонам препятствует его температурным деформациям и к появлению дополнительных усилий;

В-седьмых, наличие большого числа относительно слабых связей (дюбели, заклепки и т.д.) может привести к их локальному неконтролируемому разрушению при действии неучтенных в расчете усилий, связанных с деформированием ригелей рамы, температурным деформациям профлиста и т.д.

Как видно, использование профлиста в качестве жесткого диска покрытия, наряду с положительными, имеет и отрицательные стороны. Зарубежный и отечественный современный опыт показывает, что в большинстве случаев рационально использовать тонкий профлист (0,55—0,6 мм) и легкие крестовые связи из круглого прутка, а профлист использовать для обеспечения изгибно-крутильной устойчивости облегченных прогонов.

Разделение функций между каркасом, как несущей системой, и профлистом, как ограждающей системой, позволяет по иному подходить к проектированию зданий. Учитывая повышенную деформативность рамных конструкций, скорее всего не следует стремиться к жестким ограждающим конструкциям. Наоборот, ограждение должно быть «мягким» и податливым, подобно коже и также податливо прикрепляться к каркасу, что позволит избежать многих негативных последствий перечисленных выше.

## 7.6. КРАНОВОЕ И ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЕ ОБОРУДОВАНИЕ В ЗДАНИЯХ С КАРКАСАМИ ИЗ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

Повышенная деформативность рамных конструкций переменного сечения, по мнению ряда проектировщиков, затрудняет применение в них кранового оборудования. В то же время, значительная часть, промышленных зданий оснащена подвесными или мостовыми опорными кранами различной грузоподъемности (рис. 11 а, б). Согласно статистическим данным [5], доля применения подвесных кранов грузоподъемностью 1+2 тс составляет 30 %; 3,2 тс — 24 %; 5 тс — 33 %; более 5 тс — 11 % от общего числа зданий. Аналогично для мостовых опорных кранов при грузоподъемности  $Q = 5$  тс — 11 %; при  $Q = 10$  тс — 30 %; при  $Q = 15$  тс — 8 %; при  $Q = 20$  тс — 17 %. При этом режим работы подвесных кранов, в основном, не превышает 3К+4К, а мостовых — 4К+5К.

Как видно из приведенных выше данных, основную долю занимают здания с подвесными и опорными кранами относительно небольшой грузоподъемности с легким или средним режимами работы. Нагрузки от них сравнительно невелики, а ограничения по деформативности каркаса значительно ниже, чем для кранов тяжелого и весьма тяжелого режимов работы и поэтому они могут успешно применяться в зданиях с каркасами из рамных конструкций переменного сечения. В особой степени это относится к каркасам из многопролетных рам, обладающих существенно меньшей деформативностью, чем однопролетные рамы.

К специфическим зданиям относятся склады сыпучих материалов, где может применяться различное оборудование для транспортировки и выгрузки материалов по всей длине здания (склады угля, аммиачной селитры, сахара — сырца и др.). Это оборудование обычно располагается в коньке здания и имеет в своем составе различные транспортеры, загрузные бункера и разгружающие устройства (рис. 11 в). Несущие рамы таких зданий, в силу специфической конфигурации, обладают высокой жесткостью и поэтому рассматриваться не будут.

Общие принципы проектирования зданий и самих подкрановых путей подвесных и опорных кранов достаточно

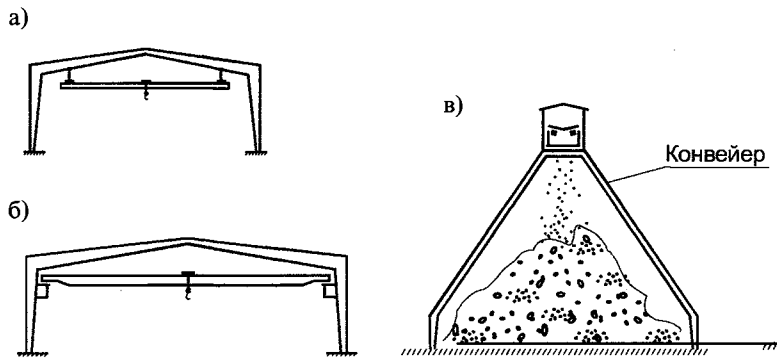


Рис. 11. Крановое и технологическое оборудование в зданиях с каркасами из рамных конструкций

подробно изложены в нормативной, технической и учебной литературе (см., например, работы [6], [7], [8], [9] и др.) и здесь рассматриваться не будут. Ниже будут представлены некоторые особенности проектирования зданий с каркасами из рамных конструкций переменного сечения и конструктивные приемы, позволяющие компенсировать повышенную деформативность рамных конструкций при наличии в зданиях кранового оборудования.

#### 7.6.1. ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ПОДВЕСНЫХ КРАНОВ

Основные схемы размещения подвесных кранов в зданиях приведены на рис. 12:

— подвесные краны, размещаемые симметрично относительно центра пролета и опертые вблизи стоек рам (рис. 12 а) или в середине пролета (рис. 12 б);

— подвесные краны, размещаемые со смещением относительно центра пролета (один или несколько кранов в пролете) (рис. 12 в, г).

Размещение кранов, показанное на рис. 12 а, б является более предпочтительным, в сравнении с последними вариантами по следующим причинам:

1. Расстояния от точек крепления подвесных путей до низа ригеля минимальны, а узлы имеют одинаковое конструктивное решение при любом уклоне кровли и не требуют

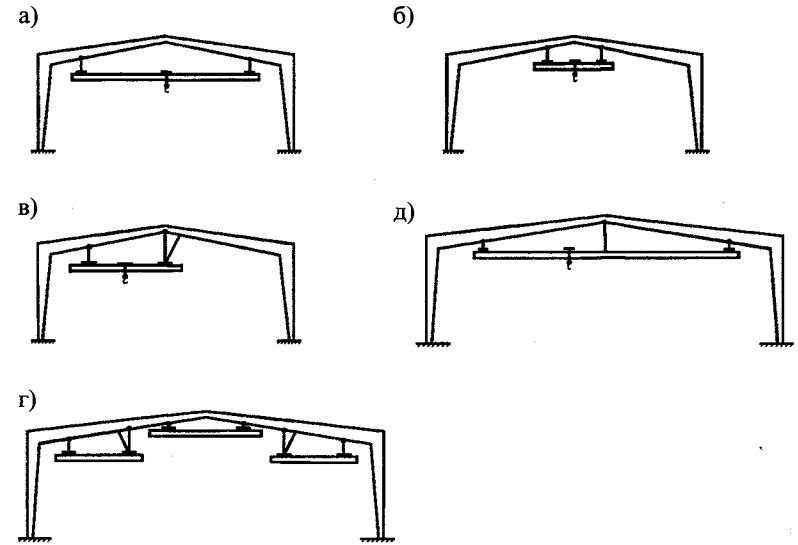


Рис. 12. Основные схемы размещения подвесных кранов

специальных длинных подвесок и связей, как для случаев, показанных на рис. 12 в, г. Учитывая, что уклоны кровель в зданиях с каркасами из рамных конструкций могут достигать 10—15% и более, перепад высот в точках крепления путей может достигать 1,5—2,5 м, а длина раскрепляющих связей 2—3,5 м.

При симметричном расположении крана в пролете, перемещения точек крепления подкрановых путей от вертикальных нагрузок (постоянные, снеговые и др.) одинаковы, а для случая, показанного на рис. 12 а — минимальны. В случаях, когда кран смещен относительно центра пролета, подкрановый путь, расположенный ближе к центру, перемещается на значительно большее расстояние, чем путь, размещенный вблизи опоры (рис. 12 в). Например, при пролете здания 36 м и пролете крана 15 м, разница вертикальных перемещений путей может достигать 10—12 см (рис. 13 а). В многопролетных зданиях, подкрановый путь расположенный ближе к средним стойкам пролета, из-за больших углов поворота сечений рамы от вертикальной нагрузки, перемещается в горизонтальном направлении (рис. 13 г). В обоих



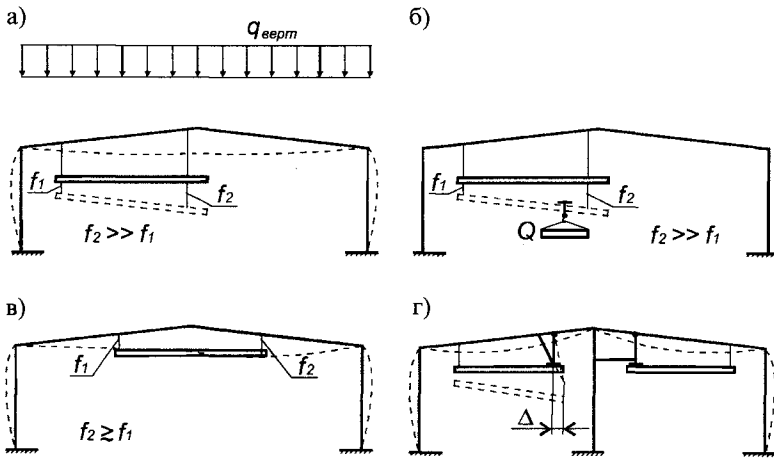


Рис. 13. Схемы вертикальных и горизонтальных перемещений путей подвесных кранов

случаях это приводит к перекосу путей или изменению расстояния между ними и, в конечном итоге, к перекосу и заклиниванию ходовой части крана.

При привязке подвесных кранов, следует учитывать и то, что крайние стойки рам расширяются от низа кверху и назначать соответствующие привязки стоек к осям или задавать уменьшенные размеры консолей кранов.

2. При размещении груза в различных точках по длине моста крана (в центре; вблизи левой или правой опоры) подкрановые пути также перемещаются на различные расстояния. Путь, расположенный вблизи крайней или средней стойки, перемещается гораздо меньше, чем путь, расположенный ближе к середине пролета, что также приводит к перекосу моста крана (рис. 13 б). Случай же симметричного расположения крана, либо деформации рамы в точках подвески кранов малы, либо их разность невелика (рис. 13 в).

Горизонтальные перемещения путей, показанных на рис. 13 б, можно устранить, применяя не диагональные, а горизонтальные связи, раскрепляющие путь к средней стойке рамы (рис. 13 б справа).

Во всех случаях следует, по возможности, избегать использования подвесных трехопорных кранов (рис. 12 д), при-

менение которых и в обычных зданиях с жесткими ригелями вызывает значительные проблемы.

Для снижения общего расхода стали на здание, пути подвесных кранов могут использоваться как распорки для раскрепления нижних поясов рам, а конструкции обслуживающих технологических площадок — для раскрепления стоек фахверка в торце здания.

Для проектирования зданий с каркасами из рамных конструкций переменного сечения, оснащенных подвесными кранами, можно привести следующие рекомендации:

1. Расположение кранов следует, по возможности, выполнять симметрично относительно пролета здания, особенно для однопролетных зданий;

2. Учитывать деформации рамы от внешних вертикальных и крановых нагрузок при определении отметок крепления подкрановых путей аналогично заданию строительного подъема ригеля;

3. Учитывать горизонтальные перемещения путей крана при наличии длинных подвесок, за счет заданного смещения точки крепления в горизонтальном направлении или развязки путей горизонтальными связями к средним стойкам каркаса;

4. Применять преимущественно двухопорные краны, избегая использования трехопорных.

#### 7.6.2. ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ МОСТОВЫХ ОПОРНЫХ КРАНОВ

Мостовые краны, применяемые в зданиях с каркасами из рамных конструкций, опираются либо непосредственно на стойки рамы (рис. 14 а), либо на дополнительные подкрановые стойки, опирающиеся на фундамент и прикрепляемые к стойкам рамы (рис. 14 б). В многопролетных зданиях возможен комбинированный вариант, когда дополнительные стойки устанавливаются только вдоль продольных стен, а опирание в середине — на консоли средних стоек (рис. 14 в).

В ряде случаев, оптимален вариант, когда стойки рам имеют постоянное сечение, а ригель крепится к ним жестко, как это сделано в зданиях серии «Канск» или шарнирно в каркасах РКС фирмы УНИКОН. Опирание кранов при этом осуществляется либо на консоли колонн, либо на подкрановые стойки.

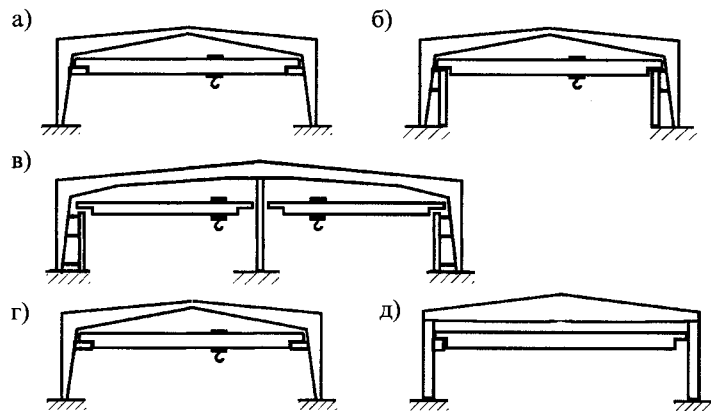


Рис.14. Варианты опирания мостовых опорных кранов

Применение подкрановых стоек позволяет разгрузить стойки рам от продольных сил и изгибающих моментов, передающихся от кранов, а также использовать одинаковые рамы как для зданий, оборудованных мостовыми или подвесными кранами, так и для бескрановых зданий. Применение дополнительных стоек приводит к некоторому повышению расхода металла, что при кранах грузоподъемностью свыше 10—16 т, обычно компенсируется снижением расхода стали на основные рамы.

Подкрановые стойки обычно крепятся к основным стойкам рам шарнирно в одной или нескольких точках по высоте стойки. При этом на стойку рамы передаются только горизонтальные нагрузки от торможения крана (рис.15 а). В случае жесткого крепления стоек к раме, их следует включать в общую расчетную схему рамы (рис. 15 б). Крепление стоек в нескольких точках, применяется в случае использования для них двутавров или других несимметричных сечений для обеспечения равноустойчивости в плоскости и из плоскости эстакады.

Тормозные конструкции, воспринимающие горизонтальные нагрузки от кранов и вертикальные связи в зданиях с каркасами из рамных конструкций переменного сечения устраиваются как для обычных зданий. В тех случаях, когда подкрановые балки устанавливаются на консоли, их можно

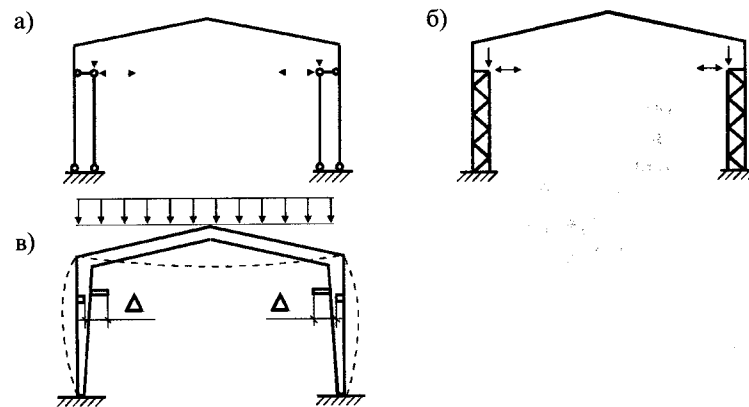


Рис. 15. К расчету рам с мостовыми кранами

использовать для раскрепления стоек из плоскости рам. При этом горизонтальные площадки и связи в уровне верха подкрановых балок выполняют функции диафрагм, препятствующих кручению стоек рам.

При проектировании подкрановых конструкций следует учитывать изгибные деформации стоек рам от вертикальных нагрузок, действующих на покрытие здания. В особой степени это относится к высоким зданиям, у которых ригель жестко сопряжен с крайними стойками. Схема деформаций стоек и перемещений подкрановых путей показана на рис. 15 в.

Уменьшение горизонтальных деформаций стоек от вертикальных нагрузок на покрытий за счет увеличения сечения в большинстве случаев нерационально и поэтому следует применять либо жестко защемление стоек в фундаментах, либо шарнирное опирание ригеля на стойки. Последний вариант особенно эффективен для многопролетных зданий.

## Литература

1. СНиП 2.01.07—85\* «Нагрузки и воздействия» М. Минстрой РФ. 1996. 42 с.
2. Bryan E.R. The stressed skin design of steel buildings. London, 1973.
3. Рекомендации по учету жесткости диафрагм из стального профилированного настила в покрытиях одноэтажных производственных зданий при горизонтальных нагрузках. ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова. 1980. 32 с.

4. Рекомендации по применению стальных профилированных настилов нового сортамента в утепленных покрытиях производственных зданий. ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова. 1985. 32 с.
5. Отчет об этапе общесоюзной научно—технической программы 0.4.0.55.01, задание 02.05.02 С «Разработать технические решения рамных конструкций с элементами переменной жесткости.». ЦНИИпромзданий Госстроя СССР и др. 1987. Т.1. 114 с.
6. СНиП II-23—81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М. ЦИТП. 1989. 96 с.
7. Инструкция по проектированию путей внутрицехового подвешного транспорта. ЦНИИпромзданий. М. 1968. 42 с.
8. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. Т. 2. М. Издательство АСВ. 1998. 505 с.
9. Металлические конструкции. Ч. 2. Конструкции зданий. М. Высшая школа. 1999. 528 с.

## 8. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА НА СНЕГОВУЮ НАГРУЗКУ

### 8.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

При проектировании зданий с гладкими кровлями из профилированного листа необходимо учитывать особенности поведения снеговой нагрузки на таких кровлях, а именно, возможность перемещения снежной массы по скату. Это связано с низким коэффициентом трения снега о металлический лист, который, к тому же, может снижаться из-за подтайки снега и образования водяной пленки между снегом и кровлей.

Основные случаи перемещения снежной массы по кровле показаны на рис. 1.

1. Смещение снега по кровле и обрушение его на землю или на нижерасположенные здания и сооружения (рис. 1 а). Этот случай представляет опасность для людей, техники и строений, находящихся вблизи здания.

2. Смещение снеговых мешков с участков, имеющих специально усиленный каркас, на рядовые участки здания. В этом случае возможно обрушение несущих конструкций, не рассчитанных на повышенную снеговую нагрузку (рис. 1 б).

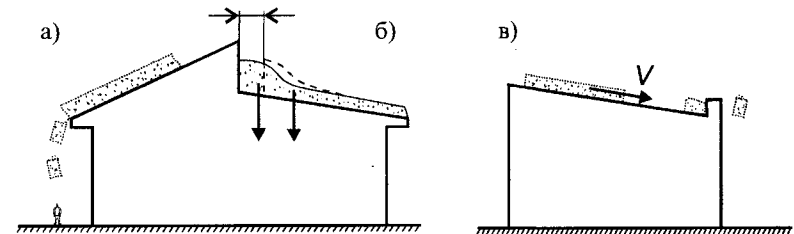


Рис. 1. Нагрузки от снега при его движении

3. Динамический удар снежной массы, движущейся по скату, по конструкциям здания (рис. 1 в).

Таким образом, в определенных ситуациях, снеговая нагрузка должна рассматриваться не только как статическая нагрузка, находящаяся в стационарном положении, но и как нагрузка, которая может менять свое положение на скате с течением времени. В дальнейшем будем рассматривать движение связанных снежных масс, так называемых «снежных досок», обладающих определенной механической прочностью на срез и сжатие.

Как показывают исследования [1], [2] и др., минимальный уклон склона, при котором начинается сход лавин в виде снежной доски, составляет около  $20^\circ$ . При этом между снежной доской и подстилающим слоем снега происходит разрыв, приводящий к образованию лавины. Таким образом, с некоторым запасом, можно определенно сказать, что при углах  $20\text{—}25^\circ$  возможно скольжение снежной доски по подстилающей снежной массе. Для кровель из профилированного листа, обладающего низким коэффициентом трения со снегом, этот угол будет значительно меньше. Поэтому, для предотвращения движения снежных масс по кровле необходимо устраивать специальные снегоудерживающие конструкции, препятствующие движению снега. В зависимости от уклона могут применяться либо низкопрофильные, либо высокопрофильные конструкции.

Низкопрофильные конструкции имеют высоту равную  $0,1\text{—}0,3$  высоты снежного покрова, а снегоудержание в этом случае происходит за счет работы связанной снежной массы по поверхности среза неподвижного снежного клина перед преградой. Учитывая опыт, накопленный при исследовании движения лавин, необходимо ввести ограничение по применению низкопрофильных преград в виде максимального допустимого уклона кровли, принимаемого, с некоторым запасом, равным  $20^\circ$ .

При уклонах кровли больше чем  $20^\circ$ , следует использовать высокопрофильные преграды, удерживающие снежную массу за счет лобового упора снега о преграду. Высота таких преград должна приниматься равной  $0,5\text{—}0,8$  от высоты снежного покрова (рис. 2 г).

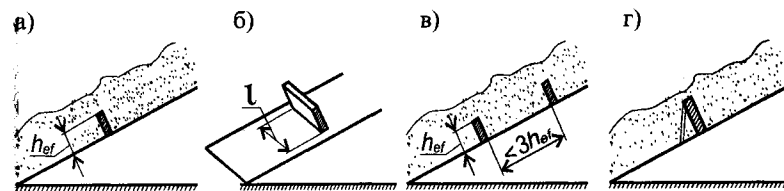


Рис. 2. Основные типы снегоудерживающих преград

По конструктивному исполнению низкопрофильные преграды делятся на следующие типы:

— протяженные преграды, длина  $L$  которых значительно превосходит их высоту  $h_{ef}$  и для которых можно пренебречь краевыми эффектами (рис. 2 а). Для протяженных преград обычно  $L/h_{ef} \geq 5$ ;

— короткие преграды ( $L/h_{ef} < 5$ ), для которых следует учитывать краевые эффекты (рис. 2 б);

— многоступенчатые (протяженные и короткие) преграды, имеющие две и более ступенек, расположенные на расстоянии не превышающем трех высот преграды (рис. 2 в).

## 8.2. УСЛОВИЯ ДВИЖЕНИЯ СНЕЖНОЙ МАССЫ ПО СКАТУ КРОВЛИ

Рассмотрим условие равновесия снежной массы на кровле. Представим, что на скате кровли с углом наклона  $\gamma$  размещен фрагмент снежной доски, имеющий вес  $G$  (рис. 3). На этот фрагмент действует скатывающая составляющая  $P_{sk}$ , равная

$$P_{sk} = G \cdot \sin \gamma. \quad (1)$$

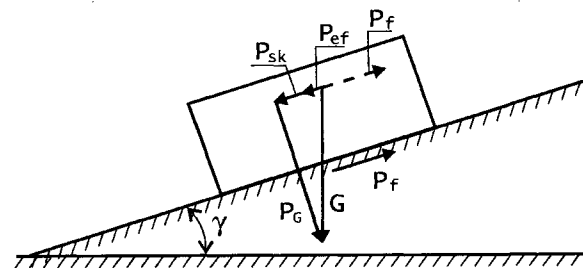


Рис. 3. Условие равновесия снежной массы на скате

Сила, прижимающая фрагмент к поверхности кровли, найдется как

$$P_G = G \cdot \cos \gamma. \quad (2)$$

Сила трения снега о кровлю (удерживающая сила) равна

$$P_f = P_G \cdot \mu = G \cdot \mu \cdot \cos \gamma. \quad (3)$$

Результирующая сдвигающая сила найдется следующим образом:

$$P_{ef} = P_{sk} - P_f = G(\sin \gamma - \mu \cdot \cos \gamma). \quad (4 а)$$

или, вводя обозначение  $K_1 = \sin \gamma - \mu \cdot \cos \gamma$ , уравнение (4 а) запишем в виде:

$$P_{ef} = G \cdot K_\mu. \quad (4 б)$$

Очевидно, что при  $K_\mu \leq 0$  снег будет удерживаться силами трения, а при  $K_\mu > 0$  возможно смещение снежной массы по склону, и следовательно требуются снегоудерживающие устройства.

### 8.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ТРЕНИЯ СНЕГА ПО КРОВЛЕ

Величина коэффициента трения снега по стальному профилированному листу существенно зависит от ряда факторов, в частности, от температуры снега, его плотности и состояния, наличия или отсутствия водяной пленки на поверхности профлиста, скорости движения снега и др. Автором, совместно с М. А. Березиным (отдел архитектурно-строительной аэродинамики фирмы УНИКОН), проводились опыты по определению коэффициента трения снега по стальному гладкому листу. Было установлено, что для решения задач квазистатического смещения снежной массы (при скоростях смещения, не вызывающих динамического удара снежной доски о препятствие), следует принимать коэффициент трения равный 0,02. Это приблизительно соответствует данным работы [3], для трения покоя и трения движения пары сталь—лед. При определении динамического воздей-

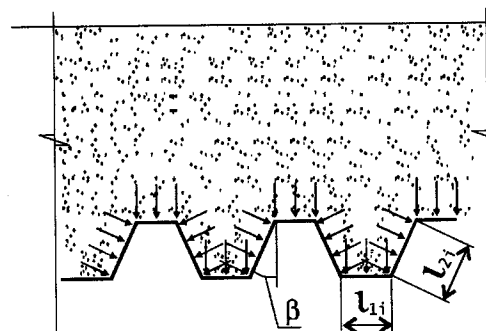


Рис. 4. К определению коэффициента трения снега по профлисту

ствия, по исследованиям автора, следует принимать другой динамический коэффициент трения, несколько меньший, чем для квазистатического воздействия ( $\mu \approx 0,015$ ).

Для профилированного листа следует учитывать увеличение трения снега о наклонные стенки (рис. 4). Коэффициент трения о наклонные поверхности определится как

$$\mu_1 = \frac{\mu}{\sin \beta}, \quad (5)$$

где  $\mu$  — коэффициент трения о гладкий лист;  $\beta$  — угол наклона стенок профлиста.

Окончательно, приведенный коэффициент трения снега по профлисту определяется по формуле:

$$\mu_{ef} = \mu \frac{L_1 + \frac{L_2}{\sin \beta}}{L_1 + L_2}, \quad (6)$$

где  $L_1$  и  $L_2$  — суммарная протяженность горизонтальных и наклонных участков профлиста.

Значения  $\mu_{ef}$  для различных марок профлиста и гладкого листа приведены в табл. 1. Там же приведена величина коэффициента  $K_\mu$  для различных уклонов кровли. Для сравнения в табл. даны значения  $K_\mu$  при  $\mu_{ef} = 0$ , которыми следует пользоваться при наличии подтаек снега, возможности сотрясения снежной массы от взрывов, сейсмических воздействий и др. При  $K_\mu \leq 0$  сход снега с кровли невозможен.

Таблица 1. Значения коэффициента  $K_m$ 

Уклон		Марка профлиста / приведенный коэффициент трения $\mu_{ef}$							
$i, \%$	$\gamma, \text{град}$	$\mu_{ef} = 0,00$	Плоский лист 0,02	С 35	Н 44	НС 44	Н 57	Н 75	Н 114
				0,024	0,026	0,037	0,034	0,03	0,05
0,03	1,72	0,03	0,01	0,001	0,004	-0,007	-0,004	0,00	-0,02
0,05	2,86	0,05	0,03	0,026	0,024	0,013	0,016	0,020	0,00
0,1	5,71	0,10	0,08	0,08	0,07	0,06	0,07	0,07	0,05
0,2	11,31	0,20	0,18	0,17	0,17	0,16	0,16	0,17	0,15
0,3	16,70	0,29	0,27	0,26	0,26	0,25	0,26	0,26	0,24
0,4	21,80	0,37	0,35	0,35	0,35	0,34	0,34	0,34	0,33
0,5	26,57	0,45	0,43	0,43	0,42	0,41	0,42	0,42	0,40
0,6	30,96	0,51	0,50	0,49	0,49	0,48	0,49	0,49	0,47
0,8	38,66	0,62	0,61	0,61	0,60	0,60	0,60	0,60	0,59
1,0	45,00	0,71	0,69	0,69	0,69	0,68	0,68	0,69	0,67

Как видно из таблицы, практически для всех уклонов кровли из профилированного листа следует учитывать возможность смещения снега и принимать необходимые меры для предотвращения опасных последствий этого смещения.

#### 8.4. РАСЧЕТ ПРОТЯЖЕННЫХ НИЗКОПРОФИЛЬНЫХ ПРЕГРАД

При разработке методики расчета низкопрофильных преград принята расчетная схема, приведенная на рис. 5.

Очевидно, что при смещении снежной массы, перед низкопрофильной преградой образуется некоторая неподвижная зона в виде клина с высотой  $h$  и протяженностью  $S$  вдоль ската. Будем считать, что смещение снега начнется тогда, когда сила  $P_s$ , действующая по наклонной площадке, преодолеет сопротивления снега срезу  $P_{slim}$  на поверхности снежного клина. Таким образом, условие смещения снега запишется в виде:

$$P_s > P_{slim} \quad (7)$$

Сила сопротивления снега срезу  $P_{slim}$  на площадке длиной  $S$  и протяженностью  $L$  определится по формуле:

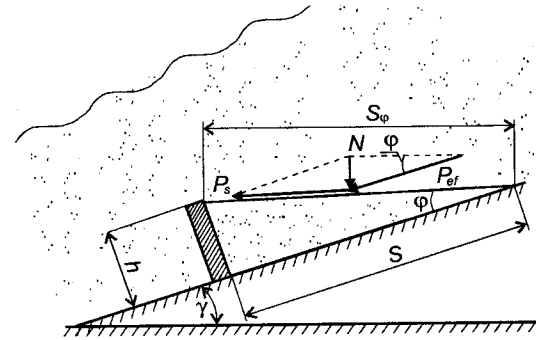


Рис. 5. Расчетная схема протяженной низкопрофильной преграды

$$P_{slim} = R_s \cdot S_\phi \cdot L \quad (8)$$

где  $R_s$  — расчетное сопротивление снега срезу;  $S_\phi$  — длина площадки среза, равная гипотенузе снежного клина.

Сопротивление снега срезу ( $R_s$ ) сильно зависит от параметров снега, в основном, от его плотности ( $\rho$ ). По данным, приведенным в работах [4] и [5], а также по исследованиям автора, проведенным совместно с М.А. Березиным, можно приближенно принимать  $R_s = 0,06 \text{ кг/см}^2$  при  $\rho \leq 200 \text{ кг/м}^3$ ;  $R_s = 0,15 \text{ кг/см}^2$  при  $\rho = 300 \text{ кг/м}^3$ ;  $R_s = 0,6 \text{ кг/см}^2$  при  $\rho \geq 400 \text{ кг/м}^3$ . При промежуточных значениях  $\rho$  допускается линейная интерполяция. В практических расчетах рекомендуется, в запас, несколько уменьшать расчетное сопротивление снега срезу.

Размеры снежного клина определим следующим образом. Допустим, что на преграду параллельно кровле действует сдвигающая сила ( $P_{ef}$ ) от снежной массы, расположенной выше по уклону кровли. Величина  $P_{ef}$  может быть определена по формуле (4 а) или (4 б). В результате действия этой силы возникает срезающее усилие  $P_s$ , действующее на наклонной площадке снежного клина

$$P_s = P_{ef} \cdot \cos \varphi, \quad (9)$$

где  $\varphi$  — угол наклона площадки снежного клина относительно поверхности кровли.

При этом возникает прижимающее усилие, действующее на наклонную площадку снежного клина

$$N = P_{ef} \cdot \sin \varphi. \quad (10)$$

Сила трения снежной доски о поверхность снежного клина найдется как

$$P_{fr} = \mu_{sn} \cdot N, \quad (11)$$

где  $\mu_{sn}$  — коэффициент трения снега о снег (коэффициент внутреннего трения).

Усилие, вызывающее срез снега на наклонной площадке, найдем с учетом влияния сил трения, а именно:

$$\Delta P_s = P_s - P_{fr}. \quad (12)$$

С учетом формул (9), (10) и (11), выражение (12) примет вид:

$$\Delta P_s = P_{ef} (\cos \varphi - \mu_{sn} \cdot \sin \varphi). \quad (13)$$

Угол наклона поверхности снежного клина определим исходя из минимума усилия, необходимого для среза снега, взяв производную по формуле (13) и приравняв ее нулю

$$\frac{d(\Delta P_s)}{d\varphi} = \sin \varphi - \mu_{sn} \cdot \cos \varphi = 0, \quad (14)$$

откуда найдем предельную величину угла  $\varphi$ :

$$\varphi = \arctg(\mu_{sn}). \quad (15)$$

Тогда, протяженность снежного клина вдоль ската будет равна:

$$S = h \cdot ctg \varphi. \quad (16)$$

Окончательно, условие среза (7) с учетом найденных величин найдется как

$$P_{ef} (\cos \varphi - \mu_{sn} \cdot \sin \varphi) \leq R_s \cdot h \cdot ctg \varphi. \quad (17)$$

Требуемая высота низкопрофильной преграды  $h_{ef}$  определится из формулы (17):

$$h_{ef} \geq \frac{P_{ef} (\cos \varphi - \mu_{sn} \sin \varphi)}{R_s \cdot ctg \varphi}. \quad (18)$$

Учитывая формулу (15) и проведя некоторые преобразования, выражение (18) запишем как:

$$h_{ef} \geq \frac{P_{ef} \cdot \vartheta}{R_s}, \quad (19)$$

$$\text{где } \vartheta = \frac{\cos \varphi - tg \varphi \cdot \sin \varphi}{ctg \varphi}. \quad (20)$$

Как видно из выражений (19) и (20), требуемая высота низкопрофильной преграды определяется действующей на нее нагрузкой, расчетным сопротивлением снега на срез и некоторым параметром  $\vartheta$ , зависящим от угла  $\varphi$ . Можно утверждать, что при заданных значениях  $R_s$  и  $P_{ef}$  высота преграды должна определяться как максимальная при экстремальном значении параметра  $\vartheta \rightarrow \max$ .

Максимальное значение  $\vartheta = 0,337$  достигается при  $\varphi = 27^\circ$  и при  $\mu_{sn} = 0,51$ . Полученные значения хорошо совпадают с приведенными ранее критическим углом схода лавин (порядка  $25^\circ$ ), при котором происходит скольжение снежной доски по нижележащему снегу. Более высокое значение теоретически найденного угла  $\varphi$  по сравнению с натурными наблюдениями, объясняется, очевидно, «дефектами» и нарушениями, имеющимися в реальных снежных досках.

Протяженность снежного клина по гипотенузе равна

$$S_\varphi = \frac{h}{\sin \varphi} = 2,2h. \quad (21)$$

Соответственно, протяженность клина вдоль ската кровли

$$S = h \cdot ctg 27^\circ = 1,96h. \quad (22)$$

Подставляя полученную величину  $S_\varphi$  в формулу (8), найдем предельное срезывающее усилие по поверхности снежного клина:

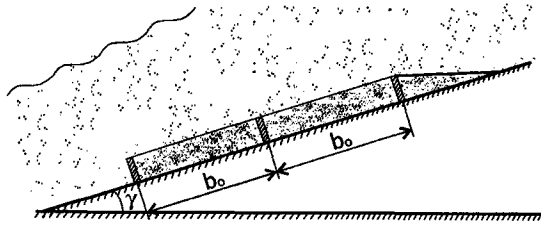


Рис. 6. Допустимое расстояние между низкопрофильными преградами

$$P_{s \text{ lim}} = R_s \cdot S_\varphi \cdot L = 1,96 \cdot R_s \cdot h \cdot L. \quad (23)$$

Из формулы (13) найдем величину результирующей сдвигающей силы  $P_{ef}$ :

$$P_{ef} = \frac{\Delta P_s}{\cos \varphi - \mu_{sn} \cdot \sin \varphi}. \quad (24)$$

Считая, что на поверхности снежного клина действует срезающее усилие, равное его предельному значению  $P_{slim}$  по (23), найдем:

$$P_{ef} = \frac{1,96 \cdot R_s \cdot h \cdot L}{\cos \varphi - \mu_{sn} \cdot \sin \varphi}$$

и, используя полученные значения  $\varphi = 27^\circ$  и  $\mu_{sn} = 0,51$ , получим:

$$P_{ef} \approx 3h \cdot L \cdot R_s. \quad (25)$$

Вес снега, который может быть удержан низкопрофильной протяженной преградой высотой  $h$  и протяженностью  $L$ , равен

$$Q_{\text{lim}} = \frac{P_{ef}}{K_\mu} = \frac{3h \cdot L \cdot R_s}{K_\mu}, \quad (26)$$

где  $K_\mu$  — коэффициент, определяемый по табл. 1.

Допустимое расстояние  $b_{\text{lim}}$  между низкопрофильными преградами определим исходя из предельной нагрузки, которую может выдержать одна преграда и величины расчетной снеговой нагрузки на единицу площади кровли (рис. 6)

$$b_{\text{lim}} \leq \frac{3h \cdot R_s}{q_{sn}}, \quad (27)$$

где  $q_{sn}$  — расчетная снеговая нагрузка на кровле, определяемая в соответствии с нормами [6].

## 8.5. РАСЧЕТ КОРОТКИХ НИЗКОПРОФИЛЬНЫХ ПРЕГРАД

Для коротких низкопрофильных преград следует учитывать срез снега не только по верхней поверхности, но и по боковым поверхностям снежного клина. На рис. 7 показаны некоторые предположительные формы снежного клина, образующегося перед низкопрофильной короткой преградой. Для простоты возьмем снежный клин в виде треугольной призмы, как это показано на рис. 7 в.

Для такого клина срез снега будет происходить по верхней и по боковым поверхностям, а суммарная несущая способность короткой низкопрофильной преграды найдется как

$$P_{ef\Sigma} = P_{ef1} + 2P_{ef2}, \quad (28)$$

где  $P_{ef1}$  — предельное срезающее усилие по верхней поверхности клина, определяемое в соответствии с формулой (25);  $P_{ef2}$  — предельное срезающее усилие по боковой поверхности клина.

Величина  $P_{ef2}$  определится как

$$P_{ef2} = R_s \cdot A_2, \quad (29)$$

где  $A_2$  — площадь боковой поверхности снежного клина:

$$A_2 = 0,5h \cdot S.$$

Учитывая то, что согласно формуле (22)  $S = 1,96h$ , найдем  $A_2 \approx h^2$  и

$$P_{ef2} = R_s \cdot h^2. \quad (30)$$

Окончательно, несущая способность короткой низкопрофильной преграды будет равна:



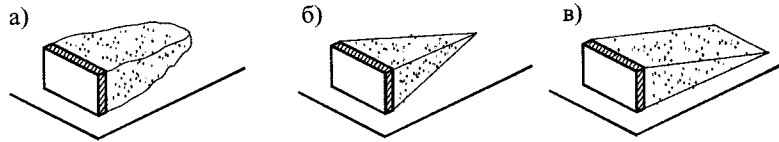


Рис. 7. К расчету низкопрофильных коротких преград

$$P_{ef\Sigma} = (3h \cdot L + 2h^2) R_s. \quad (31)$$

Вес снега, который может быть удержан короткой низкопрофильной протяженной преградой высотой  $h$  и протяженностью  $L$ , определится по аналогии с формулой (26):

$$Q_{lim} = \frac{P_{ef\Sigma}}{K_\mu} = \frac{(3h \cdot L + 2h^2) \cdot R_s}{K_\mu}. \quad (32)$$

Короткие низкопрофильные преграды должны устанавливаться на кровле равномерно, с учетом их предельной несущей способности. При этом площадь кровли, приходящаяся на один элемент не должна превышать величины

$$A_{lim} = \frac{Q_{lim}}{q_{sn}}. \quad (33)$$

## 8.6. РАСЧЕТ СТУПЕНЧАТЫХ НИЗКОПРОФИЛЬНЫХ ПРЕГРАД

При небольших расстояниях между преградами, расположенных в виде ступенек, возможна ситуация, когда снежный клин образуется только перед верхней преградой, как это показано на рис. 8. При этом скольжение снежной доски происходит по поверхности, расположенной на высоте, равной высоте преград. Ориентировочно, расстояние между преградами  $b_0$ , при котором можно не учитывать образование снежного клина перед каждой из них, примем равным  $b_0 \leq 3h$ .

Несущая способность таких преград при этом определяется аналогично ранее рассмотренным, одиночным преградам. Опуская промежуточные выкладки, сразу запишем ко-

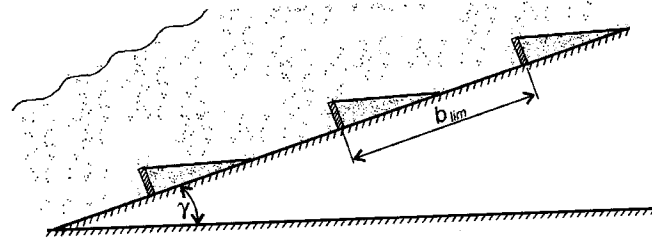


Рис. 8. К расчету ступенчатых низкопрофильных преград

нечные формулы для определения несущей способности близко расположенных ступенчатых преград.

Предельная снеговая нагрузка, удерживаемая ступенчатыми протяженными низкопрофильными преградами:

$$Q_{lim} = \frac{[3h + b_0(n-1)] \cdot L}{K_\mu} \cdot R_s, \quad (34)$$

где  $n$  — количество преград;  $b_0$  — расстояние между преградами.

Предельная снеговая нагрузка, удерживаемая короткими низкопрофильными преградами:

$$Q_{lim} = \frac{[3h + b_0(n-1)] \cdot L + 3h^2}{K_\mu} \cdot R_s, \quad (35)$$

## 8.7. РАСЧЕТ ВЫСОКОПРОФИЛЬНЫХ ПРЕГРАД

Расчет высокопрофильных преград производится на действие сдвигающей силы, определяемой по формуле (4 б). Конструкции таких преград и их узлов рассчитываются на прочность и деформативность в соответствии с нормами расчета строительных конструкций.

При необходимости, нагрузки на высокопрофильные преграды определяются с учетом динамического воздействия, возникающего при ударе связной снежной массы о преграду. Этот случай следует рассматривать тогда, когда возможно свободное движение снега по скату кровли со определенной скоростью.

### 8.8. ДИНАМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ СВЯЗНОЙ СНЕЖНОЙ МАССЫ

При проектировании зданий и сооружений на действие снеговой нагрузки, обычно исходят из статического воздействия снега, прикладываемого к конструкциям в виде вертикальной нагрузки. Эти нагрузки достаточно изучены и отражены в нормах проектирования различных стран. Однако, часто возникают ситуации, когда возможно перемещение снежной массы по скату кровли с последующим ударом о конструкции парапетов, стен или кровли этого или соседних зданий и сооружений. Очевидно, что принятие ударной нагрузки от снега как статической, в этом случае будет неправомерным.

Для определения динамического воздействия связной снежной массы («снежной доски») при фронтальном ударе о неподвижное препятствие, автором (совместно с М.А. Березиным) проведены экспериментальные исследования на специальной установке, позволяющей измерить скорость образца и величину динамического удара  $P_d$  образцов из снега. Типичный график изменения силы  $P_d$  во времени, приведен на рис. 9.

Эффективное время действия нагрузки  $t_{ef}$ , определенное как время между началом и окончанием изменения силы  $P_d$ , действующей на упор, определялось длиной образца и составляло в среднем 0,512; 0,664 и 0,736 сек. для снежных брусков с номинальной длиной 250, 450 и 650 мм (относительная длина  $l_{ef} = 1,65; 2,94; 4,12$ ) соответственно. Эмпирическая за-

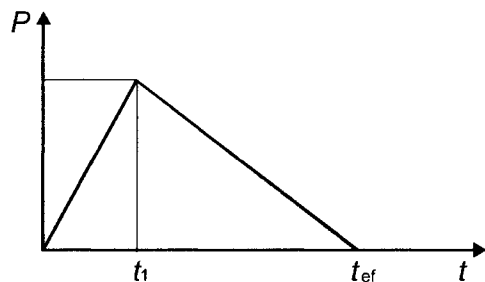


Рис. 9. График изменения силы  $P_d$ , действующей на неподвижную опору при фронтальном ударе снежного бруска

висимость между временем  $t_{ef}$  и длиной образца  $L_0$  для данных экспериментов может быть представлена в виде:

$$t_{ef} = 0,032 + 0,875th(2L_0), \quad (36)$$

где  $L_0$  — длина образца («снежной доски»), м.

Время  $t_1$  прироста нагрузки  $P_d$  от нуля до максимума в среднем составляет  $(0,3—0,4)t_{ef}$  для всех образцов.

Для определения коэффициента динамичности  $K_d$  при ударе «снежной доски», сила удара  $P_d$  была нормирована относительно веса  $G$  каждого образца. Экспериментальные зависимости нормированной силы  $P_{dnorm} = P_d/G$  от скорости снежного бруска для испытанных образцов приведены на рис. 10.

Эмпирическая зависимость для определения коэффициента динамичности, равного отношению силы фронтального удара  $P_d$  к весу «снежной доски»  $G$ , имеет вид:

$$K_d = \frac{P_d}{G} \approx K_s \frac{V^3}{30}, \quad (37)$$

где  $G$  — вес снежной доски;  $K_s$  — поправочный коэффициент, зависящий от механических параметров снега (плотности, предела прочности, модуля упругости и др.);  $V$  — скорость снежного бруска, движущегося по наклонной плоскости, м/сек:

$$V = \sqrt{2aS_{ef}}, \quad (38)$$

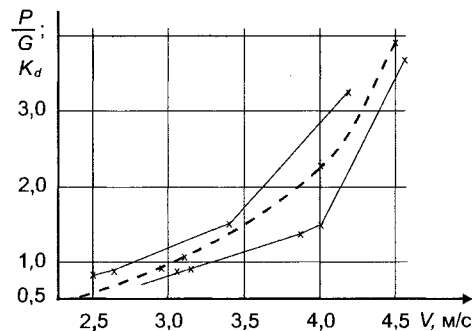


Рис. 10. Зависимость нормированной силы удара  $P_{dnorm}$  и коэффициента динамичности  $K_d$  от скорости удара  $V$

при  $S_{ef}$  — протяженность пути разгона, м;  $a$  — ускорение движения «снежной доски» наклонной плоскости, м/сек<sup>2</sup>

$$a = g(\sin \gamma - \mu \cdot \cos \gamma), \quad (39)$$

где  $g$  — ускорение свободного падения  $g = 9,81$  м/сек<sup>2</sup>;  $\alpha$  — угол наклона плоскости, градусы;  $\mu$  — коэффициент трения (см. табл. 1).

Относительный коэффициент динамичности  $K_{def}$ , равный отношению силы  $P_p$ , возникающей при ударе «снежной доски» к статическому воздействию той же «снежной доски», находящейся на наклонной плоскости под углом  $\gamma$  к горизонту

$$K_{def} = \frac{K_d}{K_\mu}. \quad (40)$$

Коэффициент  $K_\mu$  следует принимать, следуя табл. 1.

Зависимость (37) найдена для конкретных условий эксперимента и для других случаев должна быть скорректирована при помощи поправочного коэффициента  $K_S$ .

Интуитивно можно предположить, что коэффициент  $K_S$  будет увеличиваться при увеличении плотности снега и количества ледяных прослоек и кристаллов. Влияние температуры снега на величину  $K_S$  не так однозначно.

При определении коэффициента  $K_S$  можно использовать зависимость удельной энергии разрушения снега от его плотности  $\rho$ . Известно, что удельная энергия деформации и единичного объема материала равна:

$$u = \frac{\sigma^2}{E}, \quad (41)$$

где  $\sigma$  — напряжение в материале;  $E$  — модуль упругости материала.

Для многих материалов, к которым можно отнести и снег, разрушение наступает при достижении предельных нормальных напряжений. Таким образом, из формулы (41) можно получить величину удельной энергии разрушения  $u_{fr}$  единичного объема материала, подставляя вместо  $\sigma$  значения предела прочности снега при сжатии  $R_{sn}$ , т.е.

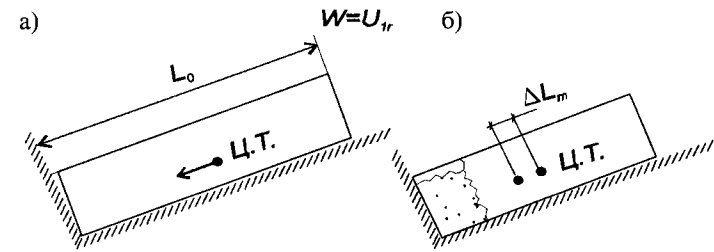


Рис. 11. К определению коэффициента динамического удара связанной снежной массы

$$u_{fr} = \frac{R_{sn}^2}{E}. \quad (42)$$

Рассмотрим образец связанной снежной массы длиной  $L$  с площадью поперечного сечения  $A$ , который двигаясь по наклонной плоскости, приобрел кинетическую энергию  $W$  (рис. 11 а).

Пренебрегая упругими деформациями снега в момент удара, будем считать, что вся кинетическая энергия «снежной доски»  $W$  превращается в энергию разрушения  $U_{fr}$  некоторого объема снега  $\Omega = \Delta L_0 \cdot A$ , где  $\Delta L_0$  — протяженность зоны разрушения, (рис. 11 б), т.е.

$$W = U_{fr}. \quad (43)$$

Протяженность зоны разрушения образца единичного сечения  $\Delta L_0$  прямо пропорциональна его скорости в момент удара и удельной энергии разрушения снега или, с учетом формулы (43)

$$\Delta L_0 = \frac{U_{fr}}{u_{fr}} = \frac{W}{u_{fr}}. \quad (44)$$

Протяженность зоны разрушения  $\Delta L_0$  определяет расстояние  $\Delta L_m$ , которое пройдет центр масс снежного бруска при торможении, а следовательно и отрицательное ускорение торможения  $a_t$ . Предполагая равнозамедленное движение снежного бруска от момента удара до остановки и не учитывая изменение его движущейся массы, можно записать:

$$a_t = \frac{V^2}{2\Delta L_m} \quad (45)$$

Для дальнейших расчетов принимаем, что расстояние  $\Delta L_m$  пропорционально протяженности зоны разрушения, т.е.

$$\Delta L_m = k_i \cdot \Delta L_0 \quad (46)$$

где  $k_i \leq 1$  — коэффициент пропорциональности.

Очевидно, что динамическая сила, передающаяся на преграду будет прямо пропорциональна ускорению торможения  $a_t$  и массе образца  $m$ , т.е.

$$P_{din} = m \cdot a_t \quad (47)$$

где  $m$  — масса снежного бруска.

Выражение (47) после проведения необходимых преобразований запишется как

$$P_{din} = \frac{A \cdot u_{fr}}{k} \quad (48)$$

Сравнивая динамическое воздействие при ударе о преграду образцов с одинаковой площадью поперечного сечения ( $A_1 = A_2$ ) и массу ( $m_1 = m_2$ ), движущихся с одинаковой скоростью и имеющих одинаковую кинетическую энергию ( $W_1 = W_2$ ), но имеющих различную плотность  $\rho_1 \neq \rho_2$  и, соответственно, различную удельную энергию разрушения снега  $u_{fr1} \neq u_{fr2}$ , можно записать

$$\frac{P_{din1}}{P_{din2}} = \frac{u_{fr1}}{k_1} \cdot \frac{k_2}{u_{fr2}} \quad (49)$$

где  $k_1$  и  $k_2$  — коэффициенты пропорциональности.

Таким образом, можно утверждать, что динамическое воздействие «снежной доски» при ударе о препятствие, определяется, при прочих равных условиях удельной энергии разрушения снега  $u_{fr}$ .

Имеется большое количество экспериментальных данных по определению механических свойств снега (работа [5]). На основании этой работ составлена таблица по зависи-

Таблица 2. Механические параметры связного снега

Плотность снега $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	200	250	300	400
Модуль упругости снега $E$ , кг/см <sup>2</sup>	13	50	100	1000
Предел прочности $R_{sn}$ , кг/см <sup>2</sup>	0,25	0,8	2	10
Удельная энергия разрушения $u_{fr} = R_{sn}^2/E$ , кг/см <sup>2</sup>	0,0048	0,0128	0,04	0,1

мости модуля упругости, предела прочности и удельной энергии разрушения снега от его плотности (табл. 2).

В соответствии с данными таблицы 2, эмпирическая зависимость между удельной энергией разрушения  $u_{fr1}$  и  $u_{fr2}$  и плотностью снега  $\rho_1$  и  $\rho_2$ , при  $k_1 \approx k_2$  для различных образцов, имеет вид:

$$\frac{u_{fr1}}{u_{fr2}} \approx \left( \frac{\rho_1}{\rho_2} \right)^{4.5} \quad (50)$$

Для практических целей в качестве  $\rho_2$  следует подставлять плотность снега, с которым производились эксперименты, т.е.  $\rho_{exp} = \rho_2$ , а в качестве  $\rho_1$  использовать плотность снега  $\rho_s$ , для которого проводятся расчеты по определению коэффициента динамичности, т.е.  $\rho_s = \rho_1$ .

Тогда, с учетом формул (35) и (48), коэффициент динамичности найдется как

$$K_d = \left( \frac{\rho_s}{\rho_{exp}} \right)^{4.5} \cdot \frac{V^3}{30} \quad (51)$$

или, с учетом данных экспериментов, при  $\rho_{exp} = 290$  кг/м<sup>3</sup>

$$K_d = \left( \frac{\rho_s}{290} \right)^{4.5} \cdot \frac{V^3}{30} \quad (52)$$

Соответственно, относительный коэффициент динамичности  $K_{def}$  равен отношению силы  $P_d$  возникающей при ударе «снежной доски» к ее статическому воздействию, найдется как

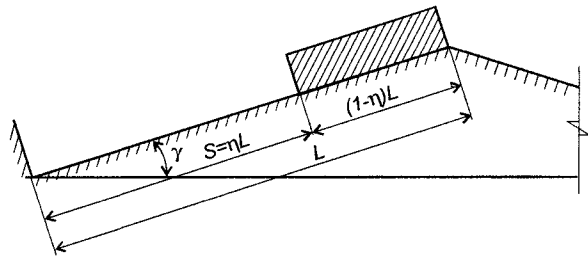


Рис. 12. К определению максимальной динамической нагрузки для скатов конечной длины

$$K_{def} = \frac{1}{K_{\mu}} \cdot \left( \frac{\rho_s}{290} \right)^{4.5} \cdot \frac{V^3}{30} \quad (53)$$

При расчетах конструкций на динамическое воздействие снега, особый интерес вызывает максимальное ударное воздействие, которое возникает при ударе движущейся «снежной доски» о неподвижное препятствие. Рассмотрим ситуацию, когда на скате конечной длины  $L$  на расстоянии  $S = \eta L$  ( $\eta \leq 1$ ) от препятствия расположен фрагмент «снежной доски» протяженностью  $(1 - \eta)L$  (рис. 12).

Динамическая нагрузка на преграду найдется как

$$P_d = L(1 - \eta)b_s \cdot h_s \cdot \rho \cdot K_s \cdot \sqrt{(2g(\sin \gamma - \mu \cdot \cos \gamma)^3 \eta \cdot L)}, \quad (54)$$

где  $b_s$  и  $h_s$  — ширина и высота «снежной доски»;  $\rho$  — плотность снега.

Из выражения (54), найдем, что сила  $P_d$  достигает максимума при  $\eta = 0,33$ . Таким образом, при проектировании конструкций, подвергающихся ударному воздействию «снежной доски», следует рассматривать экстремальную расчетную ситуацию, когда протяженность «снежной доски» составляет  $0,67L$ ; а длина участка разгона  $0,33L$ . В этом случае значение динамического воздействия будет максимальным.

Кроме расчетов высокопрофильных преград или конструкций здания на которые может действовать динамическая снеговая нагрузка, их следует рассчитывать на статическую нагрузку от «снежной доски» расположенной по всей длине ската  $L$  и равной

$$P_{st} = G_{\Sigma} \cdot K_{\mu}, \quad (55)$$

где  $G_{\Sigma}$  — вес «снежной доски» на всем скате кровли протяженностью  $L$ , равный  $G_{\Sigma} = q_{sn} \cdot L$ . При необходимости, величина  $G_{\Sigma}$  определяется с учетом снеговых мешков, сдува снега ветром и т.д.

Расчет на динамическое или статическое воздействие «снежной доски» на конструкции следует выполнять в тех случаях, когда  $K_{\mu} > 0$ . В противном случае, силы трения удерживают «снежную доску» на скате и специальные расчеты на статическое и динамическое воздействие не требуются.

## 8.9. СТАТИЧЕСКАЯ СНЕГОВАЯ НАГРУЗКА

Статические снеговые нагрузки на здания с рамными конструкциями переменного сечения определяются в соответствии с действующими нормами [6]. Необходимо отметить, что нормы [6] содержат противоречивые требования, касающиеся характера распределения снеговой нагрузки по покрытию здания. Так, при уклонах кровли до  $25^\circ$ , согласно нормам [6], следует использовать схемы с равномерными снеговыми нагрузками (рис. 13 а). При больших уклонах следует учитывать возможную неравномерность снегового покрова и нагрузку принимать в соответствии с рисунком 13 б. В необходимых случаях, согласно нормам [6], следует производить расчеты «...при нагрузке на половине или четверти пролета...» (более правильно — ската кровли) (рис. 13 в, г, д). В то же время, именно для зданий с рамными конструкциями, нормами [6], независимо от уклона кровли, допускается применение упрощенных схем снеговой нагрузки в виде равномерно распределенной по всей кровле (по рис. 13 а).

Рассмотрим ситуации, когда возможны неравномерные снеговые нагрузки на покрытие:

1. При неравномерном выпадении снега или его переносе ветром с одного ската на другой (рис. 13 б);
2. При очистке или сходе снега с одного ската (рис. 13 в);
3. При очистке или сходе снега полностью с одного ската и частично с другого (рис. 13 г);

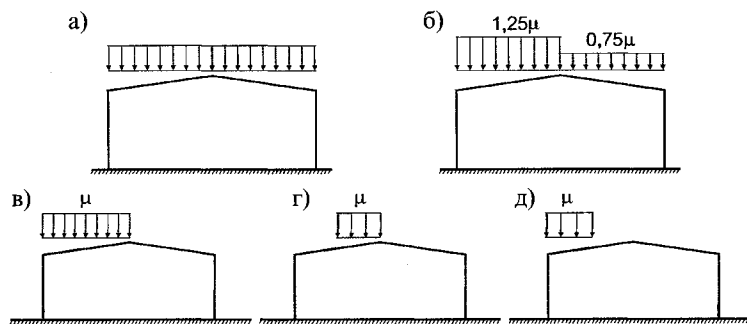


Рис. 13. Схемы приложения снеговых нагрузок на рамные конструкции

4. При очистке или сходе снега полностью с одного ската и с половины другого при последующем сходе снега от конька этого ската до карниза (рис. 13 д).

Возможность схода снега со всего ската покрытия или его части особенно высока в случаях, когда в качестве верхнего слоя кровли применяется профилированный лист, имеющий низкий коэффициент трения. Так, в соответствии с приведенными выше данными, сход снега для кровель из профлиста может происходить уже при уклонах порядка 5÷7 %. Для кровель, выполненных из гладких сэндвич-панелей этот уклон будет еще меньше.

В тоже время, очистка снега с металлических кровель, особенно для широких зданий, производится только в исключительных случаях, связанных с чрезмерными снеговыми осадками, срочными ремонтами и т.д. Следует отметить, что при очистке кровель в соответствии с правилами эксплуатации здания, от снега, запрещается скопление снега на локальных участках покрытия и его неравномерная очистка по площади кровли и ее скатам.

Отсюда можно сделать вывод, что основными причинами возникновения неравномерных снеговых нагрузок для зданий с гладкими покрытиями из профлиста (без фонарей, надстроек и т.п.) является либо неравномерное выпадение снега или его перенос ветром с одного ската на другой, либо сход снега по скату кровли.

Допущение норм [6] о возможности расчета рамных каркасов только на равномерную снеговую нагрузку оправда-

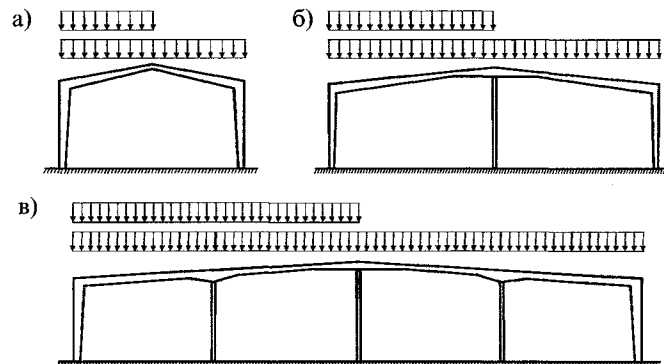


Рис. 14. Схемы загрузки рам равномерной и неравномерной снеговой нагрузкой.

но при проектировании традиционных зданий с элементами постоянного сечения. Для рамных конструкций с элементами переменного, особенно моносимметричного двутаврового сечения, которые подбираются в соответствии с эпюрами усилий, принятие равномерной снеговой нагрузки может привести к опасным последствиям при эксплуатации здания из-за фактически неравномерных снеговых нагрузок.

Здесь можно выделить два основных опасных фактора:

1. Увеличение усилий на отдельных участках рамы, что приводит к соответствующему увеличению напряжений в пролетных или опорных участках;

2. Изменение знаков изгибающих моментов. Для моносимметричных сечений элементов рам это может привести к перенапряжению или потере местной устойчивости ранее растянутых и соответственно менее развитых полок двутаврового сечения. Для элементов рамы, изменение знака усилий может привести также к потере общей устойчивости ранее растянутого пояса, который не был раскреплен поперечными связями. Для фланцевых соединений, изменение знака изгибающих моментов приводит к возникновению растяжения в ранее сжатой зоне и, либо к его разрушению по болтам или фланцам, либо к чрезмерным деформациям соединений и рамы в целом.

Влияние неравномерной снеговой нагрузки на усилия в рамах различных статических схем будет неодинаковым.

Рассмотрим наиболее часто встречающиеся симметричные шарнирно опертые одно-, двух и многопролетные рамы с шарнирными промежуточными стойками (рис. 14). При этом будем учитывать только случаи полного загрузки покрытия здания и приложения снеговой нагрузки по одному из скатов.

Для однопролетной рамы горизонтальные усилия распора  $H_s$  и изгибающие моменты в месте сопряжения ригеля со стойкой  $M_{Cs}$ ,  $M_{Ds}$  и в середине ригеля  $M_{Rs}$  при симметричной снеговой нагрузке  $q$  найдем, используя формулы работы [7]:

$$H_s = \frac{q \cdot \ell^2}{4h(2k+3)}; \quad (56 \text{ а})$$

$$M_{Cs} = M_{Ds} = \frac{q \cdot \ell^2}{4(2k+3)}; \quad M_{Rs} = \frac{q \cdot \ell^2}{8} \left( \frac{2}{2k+3} - 1 \right),$$

где  $k = J_1 \cdot h / J_2 \cdot \ell$ , при  $h, \ell$  — высота и пролет рамы;  $J_1, J_2$  — усредненные моменты инерции сечения ригеля и стойки рамы.

При загрузении снегом одного ската однопролетной рамы эти усилия будут равны:

$$H = \frac{q \cdot \ell^2}{8h(2k+3)}; \quad (56 \text{ б})$$

$$M_C = M_D = \frac{q \cdot \ell^2}{8(2k+3)}; \quad M_R = \frac{q \cdot \ell^2}{16} \left( \frac{2}{2k+3} - 1 \right).$$

Эпюры изгибающих моментов для обоих случаев загрузки приведены на рис. 15 а.

Как видно из приведенных формул, при загрузении однопролетных рам односторонней снеговой нагрузкой усилия в их элементах в два раза меньше, чем при полном загрузении покрытия снегом. Таким образом, при расчете однопролетных рам следует учитывать только полную снеговую нагрузку по всему покрытию. Другие случаи снеговой нагрузки не являются определяющими и могут не рассматриваться.

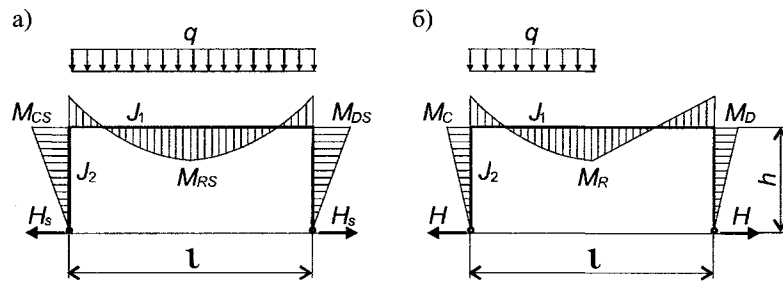


Рис. 15. Эпюры изгибающих моментов от снеговой нагрузки для однопролетных рам

Для двухпролетных рам усилия в элементах от полной снеговой нагрузки определяются аналогично (рис. 16 а)

$$H_s = \frac{q \cdot \ell^2}{8h} \cdot \frac{2}{3+4k}; \quad M_{Cs} = M_{Ds} = \frac{q \cdot \ell^2}{8} \cdot \frac{2}{3+4k}; \quad (57 \text{ а})$$

$$M_{Bs} = \frac{q \cdot \ell^2}{8} \cdot \frac{2(1+2k)}{3+4k}; \quad M_{Rs} = \frac{q \cdot \ell^2}{8} \cdot \frac{1+2k}{3+4k}.$$

При одностороннем загрузении эти усилия найдутся как

$$H = \frac{q \cdot \ell^2}{8h} \cdot \frac{1}{3+4k}; \quad M_C = M_D = \frac{q \cdot \ell^2}{8} \cdot \frac{1}{3+4k}; \quad (57 \text{ а})$$

$$M_{R1} = \frac{q \cdot \ell^2}{8} \cdot \frac{2+3k}{3+4k}; \quad M_{R2} = -\frac{q \cdot \ell^2}{8} \cdot \frac{1+k}{3+4k}.$$

Эпюры усилий показаны на рис. 16 б. Как видно для двухпролетных рам изгибающие моменты вблизи средней и крайних опор при одностороннем загрузении уменьшаются в два раза, и поэтому эти сечения должны быть рассчитаны при снеговой нагрузке по всему ригелю. Наиболее опасным для двухпролетных рам является увеличение усилий в загруженном пролете и изменение знака изгибающих усилий в ненагруженном. Здесь реализуются все опасные факторы, описанные выше: увеличение напряжений в загруженном пролете; возможность потери общей и местной устойчивости элементов рамы в ненагруженном пролете;

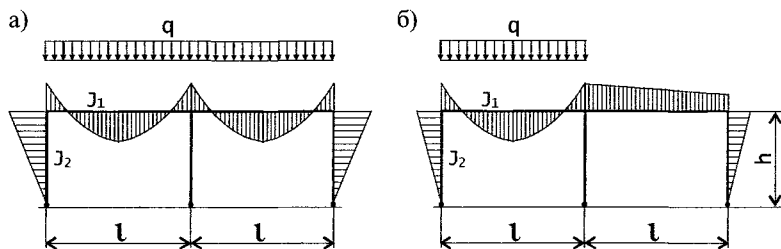


Рис. 16. Эпюры изгибающих моментов от снеговой нагрузки для двухпролетных рам

изменение знаков изгибающих моментов во фланцевых соединениях.

Вообще, двухпролетные рамы являются наиболее чувствительными к неравномерной загрузке пролетов и поэтому их расчету на несимметричные загрузки от снега и других нагрузок, например, от подвесных кранов, должно быть уделено особое внимание.

Для многопролетных рам влияние односторонней снеговой нагрузки уменьшается с увеличением числа пролетов и, при числе пролетов более 4÷5, им можно пренебречь. Тем не менее, следование рекомендациям норм [6] о допущении расчета рамных каркасов на равномерную снеговую нагрузку для многопролетных рам переменного сечения может привести к негативным последствиям в случае схода или очистки снега с одного из скатов.

С другой стороны, схемы с односторонней снеговой нагрузкой, заложенные в нормах, реализуются в довольно редких случаях и приводят к чрезмерному расходу стали на несущие конструкции каркаса. Для предотвращения самопроизвольного схода снега с покрытия следует устанавливать снегоудерживающие преграды, которые в данном случае будут выполнять одновременно две функции: препятствовать движению снега по скату, приводящему к появлению соответствующих динамических нагрузок и способствовать более равномерному распределению снега по всему покрытию.

Принятие равномерной снеговой нагрузки по всему покрытию здания, как это рекомендуется в нормах [6] при угле наклона ската менее  $25^\circ$ , по наблюдениям автора, может

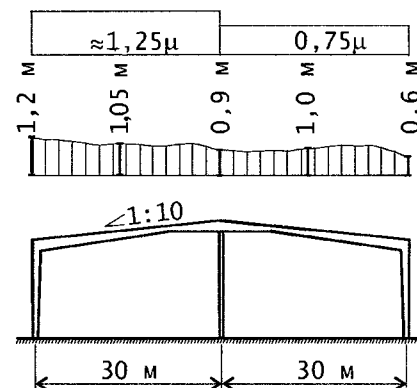


Рис. 17. Фактическая снеговая нагрузка на здание шириной 60 м

быть принято только для нешироких зданий с плоской кровлей, расположенных в районах с малой скоростью ветра за зимний период. Для других случаев должна приниматься неравномерная нагрузка. В качестве примера на рис. 17 приведена схема фактической снеговой нагрузки на двухпролетное здание шириной 60 м с уклоном двускатной кровли около  $6^\circ$ , обрушившееся в Кемеровской области в 1997 г. вследствие ряда причин, одной из которых была именно неравномерная снеговая нагрузка. Снеговой район площадки строительства — VI, расчетная скорость ветра за зимний период — 3 м/сек.

Средняя высота снежного покрова на противоположных скатах этого здания составляла 1,23 и 0,81 м; что приблизительно соответствует рекомендациям [6] по определению снеговых нагрузок для зданий с уклонами кровли более  $25^\circ$  (1,25 м и 0,75 м). Аналогичная картина наблюдается и для других зданий.

Обобщая вышесказанное, можно сделать некоторые выводы и предложения, часть из которых требует дополнительной проверки:

1. Рекомендации норм [6] о допущении расчета рамных конструкций переменного, в том числе моносимметричного сечения, на равномерно распределенную по всему покрытию снеговую нагрузку могут быть применимы только для однопролетных рам или при числе пролетов более 4÷5. В осталь-



ных случаях следует учитывать возможную неравномерность снеговой нагрузки на покрытия.

2. В наиболее опасной форме несимметричные снеговые нагрузки проявляются для двухпролетных рам. С увеличением числа пролетов рам отрицательное влияние односторонних снеговых нагрузок уменьшается.

3. Односторонние снеговые нагрузки на покрытие возникают либо при сходе снега с одного из скатов, либо при его уборке. Для предотвращения возникновения односторонних снеговых нагрузок, следует применять специальные снегоудерживающие преграды, удерживающие снег от самопроизвольного схода и специальные мероприятия, связанные с правильной организацией уборки снега с кровли.

4. При расчете относительно широких зданий, расположенных в районах со скоростью ветра за зимний период более 3 м/сек, определение снеговых нагрузок на покрытие рекомендуется производить в соответствии с нормами [6] как для равномерной ( $\mu = 1$ ), так и для неравномерной ( $\mu = 1,25$  и  $\mu = 0,75$ ) снеговой нагрузки независимо от уклона кровли. В этих случаях, при выполнении условий п. 3, расчет на одностороннюю снеговую нагрузку может не проводиться. Это предложение требует дополнительных проверок, связанных с накоплением и обработкой статистических данных по отложениям снега на кровлях относительно плоских зданий.

## Литература

1. *Fraser C.* Avalanches and Snow Safety. Scribner's Son, New York. 1978.
2. *Perla R.I., Martinelli M.* Avalanches Handbook. Agric. Handb. No 489, U.S. Govt. Printing Off., Washington D.C. Jr. 1976.
3. НУТТЕ. Справочник. Том 1. ГНТИ, 1931.
4. *Mellor M.* A review of basic snow mechanics. Proc. Int. Symp. on Snow Mechanics, Grindelwald, Int. Assoc. Hydrol. Sci. Publ.114,1975, pp. 251—291.
5. Снег. Справочник Под ред. Д. М. Грея и Д. Х. Мэйла. Пер. с англ. Ленинград. Гидрометеиздат, 1986.
6. СНиП 2.01.07—85 Нагрузки и воздействия. Минстрой России. ГП ЦПП. 1996. 44 с.
7. *Глушков Г.С., Егоров И.Р., Ермолов В.В.* Формулы для расчета сложных рам. М. Машиностроение. 1966. 352 с.

## 9. КОНЦЕПЦИИ МЕТОДА РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНОМУ (НОРМИРОВАННОМУ) ПОВЕДЕНИЮ

При проектировании рамных конструкций и других тонкостенных элементов каркаса часто возникают ситуации, когда сложно определить критерии их предельного состояния, а следовательно и необходимые запасы прочности, устойчивости, жесткости и т.д. Так, для тонкостенных конструкций характерно следующее:

1. Проверки прочности элементов в большинстве случаев не являются определяющими;

2. Наличие начальных несовершенств и специфических нагрузок (поперечных сил, крутящих моментов и т.д.) не всегда позволяет рассчитывать элементы на местную и общую устойчивость с использованием традиционных, в основном, бифуркационных методов;

3. В тонкостенных конструкциях, при нагружении появляются деформации, которые не учитываются и не регламентируются действующими нормами расчета (депланации сечений, закручивание элементов, перемещения в плоскости, перпендикулярной действию нагрузки, деформации элементов в закритической стадии работы и т. д.);

4. Частичное или полное «выключение» отдельных зон сечений тонкостенных элементов (вследствие потери устойчивости или наличия несовершенств) приводит к увеличению напряжений в других зонах, а также к изменению общих характеристик элемента, часто по нелинейной зависимости;

5. Изменение общих характеристик элементов (продольной и изгибной жесткости, отпорности и т.д.), проявляющееся при действии эффектов, перечисленных в п. п. 2+4 и влияющих на глобальное поведение всей системы, содержащей эти элементы.

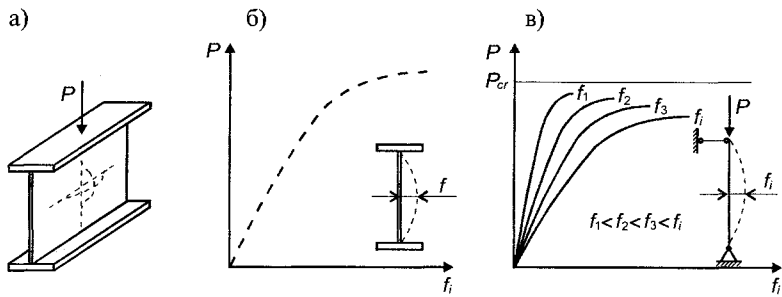


Рис. 1. Работа конструкций с начальными несовершенствами

Задачи определения предельного состояния таких конструкций, а также конструкций, обладающих свойствами ползучести, вязкоупругости, старения; для конструкций с трещинами и т. д., возникают как при расчетах, так и при экспериментальных исследованиях.

Так например, при экспериментальных исследованиях тонкостенных балок, их стенки начинают отклоняться от исходного положения сразу после приложения нагрузки. (рис. 1 а). При этом практически невозможно определить момент потери ее устойчивости и однозначно определить критическую нагрузку, так как на графике «нагрузка—поперечная деформация стенки», из-за наличия начальных несовершенств, отсутствуют точки перегиба, характерные для потери устойчивости «по Эйлеру» (рис. 1 б).

Аналогичная ситуация возникает и при исследовании несущей способности тонкостенных оболочек или стержней с начальными несовершенствами (рис. 1 в).

В этих случаях, предельное состояние конструкций устанавливают используя, в основном, субъективные понятия, такие, как «чрезмерные перемещения», «резкий рост деформаций» и другие, основанные на аналогиях, опыте конкретного исследователя и т. д. Естественно, что при таком подходе, сложно добиться единого мнения не только в анализе поведения различных конструкций, но и при интерпретации данных одного и того же эксперимента.

Схожие проблемы возникают при исследованиях и расчетах конструкций с выраженными нелинейными свойствами материала (пластичность, ползучесть, нелинейная упру-

гость и т. д.), геометрической или конструктивной нелинейностью и др.

В качестве примера рассмотрим две конструктивно подобные системы  $S_1$  и  $S_2$ , выполняющие одинаковые функции, например, две балки с одинаковым пролетом и нагрузками, но имеющие некоторые конструктивные отличия (рис. 2 а). Обе системы подвергаются одинаковому внешнему воздействию  $P$ .

Реакцию систем на это воздействие обозначим через  $F_1$  и  $F_2$  соответственно. В качестве реакций систем могут быть приняты деформации, напряжения, углы закручивания, углы поворота сечений, величина выпучивания стенки и др. В данном примере, для простоты, в качестве реакций  $F_1$  и  $F_2$  примем прогиб балок.

Предположим, что в соответствии с действующими нормами определена некоторая предельная реакция  $F_{lim}$  (например, предельный прогиб), превышение которой недопустимо для обеих систем.

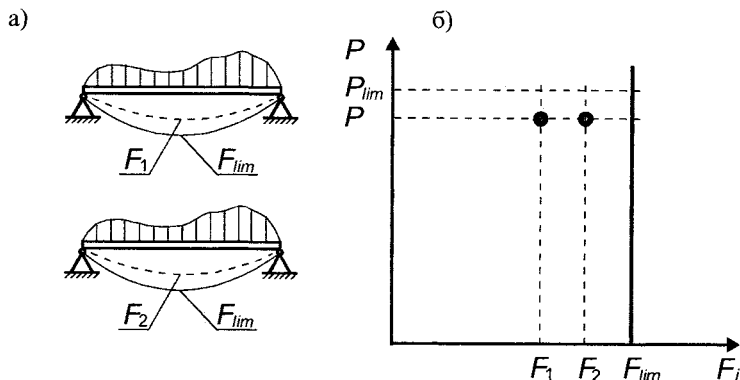
В соответствии с действующими методами расчета (метод допускаемых напряжений, предельных состояний и др.) условие несущей способности системы имеет вид:

$$F_i \leq F_{lim(i)}, \quad (1)$$

где  $F_i$  — реакция (состояние) системы на внешние воздействия;  $F_{lim(i)}$  — допустимое или предельное состояние системы определяемое из условий ее прочности, устойчивости, деформативности и т. д.

Уравнение (1) является основным в существующих методах расчета и определяет некоторое допустимое или предельное состояние системы.

Представим далее, что одинаковое внешнее воздействие  $P$  на системы  $S_1$  и  $S_2$  вызывает их различные реакции  $F_1$  и  $F_2$  (рис. 2 б). Для определенности примем, что  $F_1 < F_2$ . Считаем, что при воздействии  $P$  ни в одной из систем не наступает предельное состояние  $F_{lim}$ , определяемое в соответствии с действующими нормами расчета, например, для обеих балок не достигнут предельный прогиб. Таким образом имеем  $F_1 < F_{lim}$  и  $F_2 < F_{lim}$  откуда, обобщая, получим:

Рис. 2. Предельное состояние систем  $S_1$  и  $S_2$ 

$$F_1 < F_2 < F_{lim}. \quad (2)$$

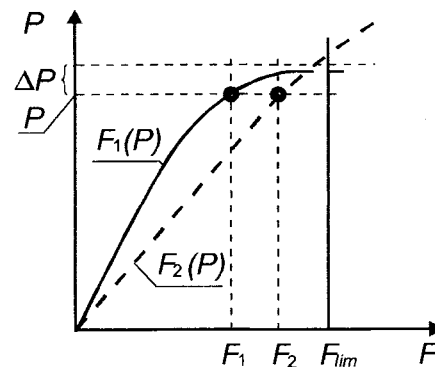
Анализируя выражение (2), в соответствии с существующими методами расчета можно сделать вывод, что система  $S_1$  имеет больший запас несущей способности  $\Delta F_1$ , чем система  $S_2$ , так как

$$\Delta F_1 = F_{lim} - F_1 > \Delta F_2 = F_{lim} - F_2. \quad (3)$$

Аналогичный вывод можно сделать и для случая, когда для достижения состояния  $F_1$ , к системе  $S_1$  следует приложить большее внешнее воздействие  $P_1$ , чем воздействие  $P_2$ , прикладываемое к системе  $S_2$  для достижения равенства  $F_1 = F_2$ .

На основании таких или подобных рассуждений обычно делаются выводы о запасах несущей способности той или иной системы, а также о предпочтительности их применения. Таким образом, в существующих методах расчета, в основном, используются понятия стационарного состояния системы (допустимого, предельного и т.д.), определенного в какой-то фиксированной точке при различных внешних воздействиях. Важной особенностью такого подхода является то, что нас в принципе не интересует поведение (реакции) системы до и после достижения какого-то расчетного состояния системы.

Аналогично поступают и при расчетах конструкций, проводимых с учетом вероятностного характера внешнего воздействия и свойств системы. В этих случаях используют-

Рис. 3. Поведение систем  $S_1$  и  $S_2$  при воздействии  $P$ 

ся различные математические методы, так или иначе описывающие реакции системы в окрестностях фиксированного (стационарного) значения  $P$ .

Такой подход оправдан в большинстве случаев, когда мы имеем дело с линейными системами, к которым относится большинство строительных конструкций. Вместе с тем, как говорилось вначале, имеется ряд конструкций, для которых применение понятий стационарного состояния встречает значительные затруднения.

Представим, что при нагружении систем  $S_1$  и  $S_2$  внешними воздействиями, изменяющимися от нуля до какого-то значения  $P$ , были получены (теоретически или экспериментально) зависимости изменения реакции  $F_i = f_i(P_i)$  для каждой из систем при  $P = P_1 = P_2$  (рис. 3).

Рассматривая кривые зависимостей  $F_i = f_i(P)$  увидим, что поведение систем  $S_1$  и  $S_2$  при одинаковом внешнем воздействии  $P$  различно, а сделанные ранее выводы о несущей способности и предпочтительности систем  $S_1$  и  $S_2$ , могут подвергнуться определенным сомнениям и изменениям.

Допустим, что при определении реакции  $F_1$  системы  $S_1$ , кривая  $F_1 = f_1(P)$  имеет больший наклон, чем кривая  $F_2 = f_2(P)$  для системы  $S_2$  (рис. 3). В этом случае незначительное увеличение внешнего воздействия  $P$  на величину  $\Delta P$  приводит к резкому увеличению реакции системы  $S_1$  вплоть до значения

$$F_1 = f_1(P + \Delta P) > F_{lim} \quad (4)$$

Система  $S_2$ , наоборот, имеет меньшую чувствительность к изменениям внешнего воздействия  $P$  и, при том же приращении внешнего воздействия  $\Delta P$ , сохраняет свою несущую способность, т.е.

$$F_2 = f_2(P + \Delta P) < F_{lim} \quad (5)$$

Обобщая вышесказанное, можно сделать вывод о том, что информация о реакции на внешние воздействия той или иной системы, полученная в каких-либо фиксированных точках (состояниях), не всегда является достаточной для оценки несущей способности и надежности этих систем, (особенно для нелинейных) и вероятностном характере их взаимодействия с внешним окружением.

В настоящее время имеются вычислительные методы (методы нелинейной механики) и средства их практической реализации (программные комплексы и вычислительные машины), которые позволяют проводить исследования на качественно ином уровне, а именно на уровне локального или глобального поведения систем при изменении внешнего воздействия. Это позволяет учитывать при анализе не только традиционные условия существующих методов расчета, но и определять скорости изменения реакций систем в зависимости от изменения внешних воздействий.

Если ввести понятия градиента реакции  $F_i$  системы  $S_i$  относительно внешнего воздействия  $P$

$$\text{grad}(F_i) = \frac{dF_i}{dP}, \quad (6)$$

то, для различных систем (например,  $S_1$  и  $S_2$ ) можно, сравнивая градиенты их реакций, делать определенные выводы о запасах несущей способности той или иной системы и предпочтительности при выборе конкретного решения.

Для этого должно быть введено понятие предельного градиента  $\text{grad}(F_i)_{lim}$ , величина которого не должна быть превышена при внешнем воздействии  $P$ , изменяющемся от нуля до какого-то, интересующего нас значения. В этом

случае, условие несущей способности системы запишется в виде:

$$\text{grad}(F_i) \leq \text{grad}(F_i)_{lim}, \quad (7)$$

а, для задач расчета нелинейных систем, может быть введено понятие предельного поведения системы (возможны и другие названия: нормативное поведение, допускаемое поведение и др.), определяемое предельным приращением реакции системы  $F_i$  при приращении внешнего воздействия  $P$ , т.е. предельным градиентом  $\text{grad}(F_i)_{lim}$ . Для линейных задач:

$$\text{grad}(F_i) = \frac{dF_i}{dP} = \text{const}$$

и выражение (7) имеет обычный вид, принятый в методе предельных состояний, т.е.

$$F_i \leq F_{lim(i)}.$$

Здесь под  $F_{lim(i)}$  может пониматься нормативное ограничение по прочности, устойчивости, деформативности и т.д.

Эти условия могут быть распространены и на случаи, когда отслеживаются несколько параметров одной системы, например, прогиб, напряжения, угол поворота сечения и т.д. В общем, эти условия запишутся в виде системы уравнений

$$\begin{aligned} \text{grad}(F_1) &= \frac{dF_1}{dP} \leq \text{grad}(F_1)_{lim}; \\ \text{grad}(F_2) &= \frac{dF_2}{dP} \leq \text{grad}(F_2)_{lim}; \\ \text{grad}(F_i) &= \frac{dF_i}{dP} \leq \text{grad}(F_i)_{lim}. \end{aligned} \quad (8)$$

Возможны ситуации, когда потребуется ограничить не только абсолютную скорость изменения реакций  $F_i$  системы  $S_i$ , но и ее приращение, используя для этого вторые производные:

$$\frac{d^2 F_i}{dP^2} \leq \left[ \frac{d^2 F_i}{dP^2} \right]_{lim}. \quad (9)$$

Таким образом уравнение (1), определяющее допустимое или предельное состояние системы для рассматриваемого класса систем, обладающего признаками, изложенными вначале, должно быть дополнено условиями **предельного поведения системы**, а полная система уравнений, определяющих несущую способность системы примет вид:

$$F_i \leq F_{lim(i)}; \quad (10 \text{ а})$$

$$\text{grad}(F_i) \leq \text{grad}(F_i)_{lim}. \quad (10 \text{ б})$$

Определение предельных состояний  $F_{lim(i)}$  или градиентов  $\text{grad}(F_i)_{lim}$  может производиться индивидуально в зависимости от свойств каждой конкретной системы по различным параметрам (реакциям). Например, условия (10 а) должны выполняться для всех реакций системы, а условия (10 б) только для некоторых.

Задача определения градиентов  $\text{grad}(F_i)$  представляет определенные трудности, но, учитывая современный уровень развития вычислительной нелинейной механики и экспериментальной техники, не является неразрешимой проблемой.

Более сложным является определение правой части уравнений (7) или (10 б), то есть предельных градиентов  $\text{grad}(F_i)_{lim}$ , для чего потребуются специальные теоретические и экспериментальные исследования.

Учитывая резкий рост выходной вычислительной информации, получаемой при расчете систем по методу предельного поведения, вероятно потребуются специализированные экспертные системы, обрабатывающие и представляющие эту информацию в удобном для пользователя виде. Впоследствии, по мере накопления определенной информации и опыта, могут быть разработаны упрощенные методы, ориентированные на массовые инженерные расчеты.

Предлагаемый подход может быть применим для определения не только несущей способности различных конструкций, но и их надежности при вероятностном характере свойств самих конструкций и внешних воздействий.

Представим, что внешнее воздействие  $P$  имеет какое-то вероятностное распределение  $p(P)$ , зависящее от точности определения этих воздействий и их природы. Тогда, вместо

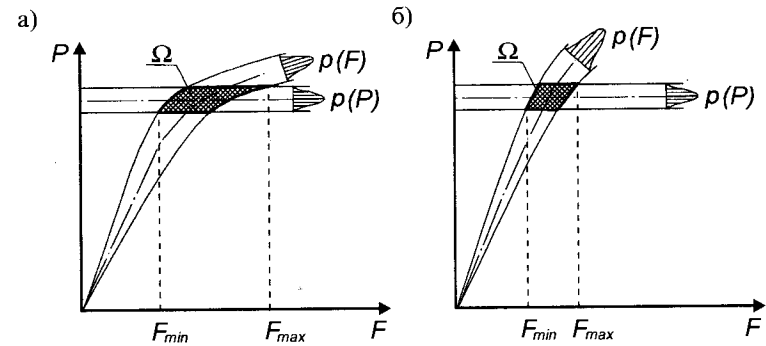


Рис. 4. Определение предельного поведения конструкций с учетом вероятностного характера внешних воздействий  $p(P)$  и реакции системы  $p(F)$

линии, определяющей величину  $P$ , как было показано на рис. 3, мы получим некоторую область вероятностного распределения воздействия  $P$ , характеризуемую распределением  $p(P)$  (рис. 4). Аналогично и для реакции системы  $F$ , также обладающей вероятностными свойствами вследствие изменчивости свойств материала, граничных условий, геометрии конструкций и т.д., можно получить область распределения  $p(F)$ .

В результате пересечения областей вероятностного распределения внешних воздействий  $p(P)$  и реакций системы  $p(F)$ , образуется некоторая трехмерная область,  $\Omega$  в пределах которой могут быть получены различные реакции системы  $F$  и вероятности получения этих реакций системы. На рис. 4 область  $\Omega$  заштрихована.

Крайние левая и правая точки области  $\Omega$  соответствуют предельным значениям реакций системы  $F_{min}$  и  $F_{max}$ , вероятность наступления которых определяется законами распределения свойств самой системы и внешнего воздействия.

Параметры области  $\Omega$  — характерные размеры, конфигурация, площадь и объем позволяют оценить несущую способность и надежность данной системы. Сравнение различных систем  $S_1$  и  $S_2$  можно проводить сравнивая области  $\Omega_1$  и  $\Omega_2$ . Так, на рис. 4 а показан случай, когда скорость изменения реакции  $F_1$  системы  $S_1$  резко увеличивается при небольшом увеличении внешнего воздействия  $P$ . Для системы  $S_2$  эти изменения не так существенны.

Рассмотрим далее случай, когда система  $S$  состоит из нескольких подсистем  $s_1, s_2, s_3 \dots s_n$ , сопряженных между собой различным образом (рис. 5). Предположим, что свойства каждой подсистемы определены таким образом, что нам известны ее реакции в узлах сопряжения с другими подсистемами. В качестве внешних воздействий на отдельную подсистему принимаются воздействия в узлах ее сопряжения и внешние воздействия по длине элемента. Ответными реакциями будут повороты и относительные перемещения его узлов.

Таким образом, мы получим общую систему, разбитую на отдельные подсистемы с известными свойствами. Здесь прослеживается некоторая аналогия с методом конечных элементов, когда вся конструкция разбивается на отдельные конечные элементы или более крупные фрагменты-подконструкции. Методы расчета таких систем развиты достаточно хорошо и поэтому вполне могут быть применимы к рассматриваемым задачам.

В качестве подконструкции или специфического «конечного элемента» может выступать, например, двутавровый тонкостенный элемент рамы, сжатый элемент с начальными несовершенствами и т.д.

Проблемой как для одиночных систем, так и систем, состоящих из многих подсистем может явиться разветвление решений.

Выводы и предложения:

1. Для конструктивных систем, обладающих выраженным нелинейными свойствами или свойствами, которые не описываются и не регламентируются действующими нормами расчета (метод допустимых напряжений, метод предельных состояний и т.д.) предлагается существующие ограничения **предельных состояний** дополнить или, в ряде случаев; заменить ограничениями **по предельному поведению** системы, определяемому предельными градиентами реакций системы от изменяющегося внешнего воздействия.

2. Определение градиентов реакции системы может производиться экспериментальным или расчетным путем, для чего, в настоящее время, имеются соответствующие средства и методы их реализации.

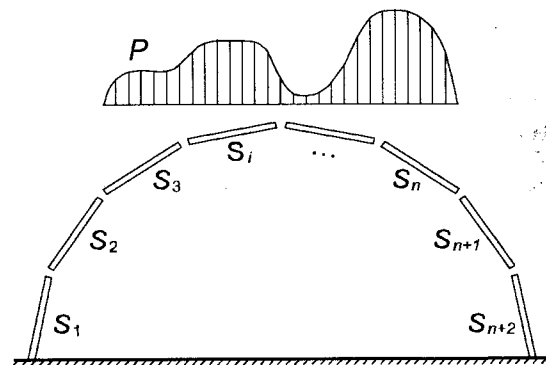


Рис. 5. Система  $S$  состоящая из подсистем  $s_1, s_2, s_3 \dots s_n$

3. Наиболее сложной задачей будет определение предельных градиентов, ограничивающих поведение системы.

4. Предельное поведение системы может определяться с учетом вероятностного характера свойств как самой системы так и внешнего воздействия.

## СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие .....	3
<b>1. ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ С КАРКАСАМИ ИЗ РАМНЫХ СПЛОШНОСТЕНЧАТЫХ КОНСТРУКЦИЙ</b> .....	7
1.1. Типы каркасов из рамных конструкций переменного сечения .....	11
1.1.1. Каркасы плоской и пространственной схем .....	14
1.1.2. Однопролетные и многопролетные рамы .....	15
1.1.3. Большепролетные рамные конструкции .....	24
1.1.4. Применение рамных конструкций и их элементов при реконструкции зданий и сооружений .....	30
1.1.5. Прочие здания и сооружения со сплошностенчатыми элементами двутаврового сечения .....	33
1.2. Основные элементы и узлы рамных конструкций переменного сечения .....	35
1.2.1. Основные элементы рамных конструкций .....	35
1.2.2. Основные узлы рамных конструкций .....	39
<b>2. ВОПРОСЫ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ</b> .....	49
2.1. Особенности статических расчетов и подбора сечений рамных конструкций .....	50
2.1.1. Общая часть .....	50
2.1.2. Статический расчет рамных конструкций переменного сечения .....	50
2.1.3. Типы сечений рамных конструкций: конструктивные решения, сравнительный анализ .....	54
2.1.4. Подбор сечений рамных конструкций .....	68
2.1.5. Алгоритмы подбора двутавровых сечений рамных конструкций .....	72
2.2. Основные задачи расчета элементов рамных конструкций переменного сечения .....	77
2.3. Определение напряжений и проверки прочности в характерных точках двутаврового элемента рамы .....	85
2.4. Местная устойчивость стенок элементов рам переменного сечения .....	93
2.4.1. Существующие подходы .....	93
2.4.2. Метод коэффициентов А.Г. Новинькова .....	98
2.4.3. Интегральный метод оценки устойчивости пластин (Θ-метод) ....	102
2.5. Тонкостенные элементы рам .....	113
2.5.1. Определение предельного изгибающего момента для тонкостенного элемента рамы .....	116
2.5.2. Определение предельной поперечной силы для тонкостенного двутавра с поперечными ребрами .....	121
2.5.3. Совместное действие изгибающего момента и поперечной силы в тонкостенном элементе рамы с поперечными ребрами .....	126
2.5.4. Тонкостенные элементы рам без поперечных ребер жесткости ....	127
2.5.5. Рекомендации по применению тонкостенных элементов в рамных конструкциях переменного сечения .....	130
2.6. Распределение поперечной силы в двутаврах с продольным ребром при закритической работе стенки .....	134

2.7. Расчет стоек на устойчивость с учетом опирания на фундамент .....	145
2.8. Расчетная длина средних стоек многопролетных рам .....	164
2.9. Общая устойчивость рамных конструкций .....	168
2.9.1. Напряженное состояние элементов рам .....	169
2.9.2. Устойчивость элементов рамных конструкций по изгибно-крутильной форме .....	175
2.9.2 А. К истории вопроса .....	175
2.9.2 Б. Расчет элементов рамных конструкций на устойчивость по изгибно-крутильной форме с использованием действующих норм ..	178
2.9.2 В. Использование стержневой аналогии при расчете элементов рамных конструкций на устойчивость по изгибно-крутильной форме .	186
2.9.3. Проверка устойчивости рам в плоскости изгиба .....	194
2.10. Сварные сопряжения элементов рамных конструкций переменного сечения .....	207
2.10.1. Сопряжение элементов по длине .....	207
2.10.2. Сопряжение моносимметричных двутавров .....	211
2.10.3. Сопряжение элементов с изломом поясов .....	212
2.11. Сопряжения ригелей рам с крайними стойками .....	216
2.11.1. Расчет узлов первого типа .....	218
2.11.1 А. Определение усилий в элементах узла .....	218
2.11.1 Б. Расчет сварных швов и диагонального ребра отсека .....	224
2.11.1 В. Расчет стенки узла первого типа на устойчивость .....	225
2.11.2. Расчет узлов сопряжения второго типа .....	227
2.12. Опорные узлы колонн и стоек .....	237
2.12.1. Существующие методы расчета опорных плит .....	237
2.12.2. Упрощенный метод расчета опорных плит на продавливание .....	242
2.12.3. Уточненный метод расчета опорных плит на продавливание .....	245
2.12.4. Расчет опорных плит на нагрузку от анкерных болтов .....	257
2.13. Устройства для восприятия распора рамных конструкций .....	262
2.13.1. Горизонтальные усилия распора в рамных конструкциях .....	262
2.13.2. Анкерные болты и противосдвиговые шпоры .....	263
2.13.3. Противосдвиговые упоры .....	265
2.13.4. Затяжки для восприятия распора .....	272
2.14. Ребра в каркасах из рам переменного сечения .....	280
2.14.1. Поперечные ребра в двутавровых элементах рам .....	280
2.14.2. Ребра для обеспечения устойчивости стенок рам .....	282
2.14.3. Ребра для крепления элементов каркаса к рамам .....	286
2.14.4. Ребра опорных узлов колонн, стоек и консолей .....	288
2.14.5. Ребра узлов примыкания балок к колоннам и стойкам .....	291
<b>3. ФЛАНЦЕВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ</b> .....	294
3.1. Основные расчетные предпосылки .....	296
3.2. Напряженное состояние околофланцевой зоны .....	297
3.3. Определение положения нейтральной оси фланцевого соединения и реактивных напряжений при действии изгибающего момента и продольной силы .....	302
3.4. Определение толщины фланцев .....	312
3.5. Учет касательных напряжений при определении толщины фланцев .....	320
3.6. Расчет фланцев с учетом критерия ограниченных упругих или пластических деформаций .....	323

3.7. Расчет фланцев с учетом податливости болтов .....	331
3.8. Условия возникновения рычажных сил .....	348
3.9. Работа болтов во фланцевом соединении .....	351
3.9.1. Особенности задания предварительного напряжения болтов при сборке фланцевых соединений с остаточными сварочными деформациями .....	353
3.9.2. Определение нагрузок на болты при работе фланцевых соединений под нагрузкой .....	354
3.9.3. Определение осевых усилий в высокопрочных болтах от действующих на них нагрузок .....	359
3.9.4. Определение усилия предварительного натяжения болтов .....	367
3.9.5. Оценка влияния изгиба фланцев на напряженное состояние и прочность болтов .....	369
3.10. Расчет фланцевых соединений на поперечную силу .....	375
3.11. Остаточные сварочные деформации во фланцевых соединениях .....	379
3.11.1. Характер остаточных сварочных деформаций фланцев .....	379
3.11.2. Влияние остаточных сварочных деформаций на работу фланцев под нагрузкой .....	383
3.12. Фланцевые соединения сжатых элементов .....	389
3.13. Практические рекомендации по расчету фланцевых соединений .....	399
3.13.1. Определение внутренних усилий и положения нейтральной оси во фланцевом соединении на нагруженном изгибающим моментом и продольной силой .....	400
3.13.2. Определение толщины фланца .....	402
3.13.3. Расчет фланцевых соединений на поперечную силу .....	404
3.13.4. Расчет болтов фланцевых соединений .....	408
3.13.5. Расчет сварных швов .....	411
<b>4. ПРОГОНЫ В ЗДАНИЯХ С КАРКАСАМИ ИЗ РАМ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ</b> .....	414
4.1. Системы прогонов в зданиях с каркасами из рам переменного сечения .....	414
4.2. Основные зависимости между нагрузкой и параметрами сечений гнутых профилей .....	423
4.3. Сравнение статических схем прогонов .....	428
4.4. Работа прогонов в общей связевой системе .....	434
4.5. Прогоны со связевыми подкосами .....	441
4.6. Влияние податливости болтовых соединений на работу неразрезных прогонов .....	453
4.7. Расчет узлов сопряжения неразрезных прогонов .....	462
4.8. Влияние деформаций рам на работу неразрезных прогонов .....	465
4.9. Стеновые прогоны .....	470
4.9.1. Особенности работы и проектирования стеновых прогонов .....	470
4.9.2. Подбор сечений стеновых прогонов .....	473
4.9.3. Подвески и подпорки стеновых прогонов .....	482
4.9.4. Включение стенового ограждения в работу прогонов на вертикальную нагрузку от веса стен .....	487
<b>5. СИСТЕМА ФАХВЕРКА</b> .....	489
5.1. Общие сведения .....	489
5.2. Нагрузки на стойки фахверка от покрытия .....	491
5.3. Особенности расчета стоек фахверка на ветровую нагрузку .....	491

5.4. Расчетная длина стоек фахверка .....	493
5.5. Изгибно-крутильные формы потери устойчивости стоек фахверка .....	495
5.6. Подвесные стойки фахверка .....	496
<b>6. СВЯЗЕВАЯ СИСТЕМА ЗДАНИЙ С КАРКАСАМИ ИЗ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ</b> .....	502
6.1. Общая классификация .....	502
6.2. Связи для обеспечения общей устойчивости и неизменяемости каркаса .....	503
6.3. Связи для предотвращения потери устойчивости элементов каркаса по изгибно-крутильной форме .....	511
6.4. Связи для раскрепления прогонов покрытия .....	512
6.5. Связи для раскрепления рамных конструкций от закручивания .....	514
6.6. Связи для уменьшения расчетной длины и пролетов элементов каркаса .....	520
6.6.1. Связи для уменьшения расчетной длины .....	520
6.6.2. Связи для уменьшения расчетных пролетов .....	522
6.7. Связи для передачи крановых и технологических нагрузок и раскрепления путей транспорта .....	523
6.8. Специальные силовые связи для организации пространственной работы каркаса .....	524
6.9. Особенности проектирования гибких предварительно напряженных связей .....	528
6.9.1. Определение усилий от внешней нагрузки и требуемого предварительного натяжения в гибких связях .....	528
6.9.2. Расчет и конструирование элементов гибких связей .....	533
6.9.2 А. Элементы и узлы гибких связей .....	533
6.9.2 Б. Расчет стержней гибких связей .....	534
6.9.2 В. Расчет натяжных муфт .....	535
6.9.2 Г. Расчет и конструирование узлов сопряжения связей с раскрепляемыми конструкциями .....	537
6.9.3. Монтаж гибких связей .....	546
6.10. Связи для обеспечения общей и изгибно-крутильной устойчивости рам и элементов каркаса .....	548
6.10.1. Общие требования к связям .....	548
6.10.2. Определение нагрузок на поперечные связи сжатых элементов .....	550
6.10.3. Влияние свободных перемещений раскрепляемых конструкций на величину поперечной силы .....	563
6.10.4. Предельная податливость поперечных связей .....	572
6.10.5. Определение суммарной величины поперечной силы .....	575
6.10.6. Предельная податливость системы поперечных связей .....	576
6.10.7. Определение нагрузок от поперечных сил на связевые блоки .....	577
6.10.8. Связи для раскрепления элементов от опрокидывания .....	578
<b>7. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ С ПОВЫШЕННОЙ ДЕФОРМАТИВНОСТЬЮ КАРКАСОВ</b> .....	583
7.1. Общая часть .....	583
7.2. Учет податливости фундаментов при статических расчетах рам .....	585
7.3. Зоны и узлы компенсации перемещений в зданиях повышенной деформативности .....	588
7.4. Особенности проектирования торцевых стен здания с учетом повышенной деформативности рамных конструкций .....	594
7.5. Влияние деформаций рам на работу конструкций кровли .....	598
7.6. Крановое и технологическое оборудо вание в зданиях с каркасами из рамных конструкций переменного сечения .....	605



---

7.6.1. Особенности применения подвесных кранов .....	606
7.6.2. Особенности применения мостовых опорных кранов .....	609
<b>8. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА НА СНЕГОВУЮ НАГРУЗКУ .....</b>	<b>613</b>
8.1. Общие положения .....	613
8.2. Условия движения снежной массы по скату кровли .....	615
8.3. Определение коэффициента трения снега по кровле .....	616
8.4. Расчет протяженных низкопрофильных преград .....	618
8.5. Расчет коротких низкопрофильных преград .....	623
8.6. Расчет ступенчатых низкопрофильных преград .....	624
8.7. Расчет высокопрофильных преград .....	625
8.8. Динамическое воздействие связной снежной массы .....	626
8.9. Статическая снеговая нагрузка .....	633
<b>9. КОНЦЕПЦИИ МЕТОДА РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНОМУ (НОРМИРОВАННОМУ) ПОВЕДЕНИЮ .....</b>	<b>641</b>

---

*Научное издание*

**Катюшин Виктор Васильевич**

**ЗДАНИЯ С КАРКАСАМИ ИЗ СТАЛЬНЫХ РАМ  
ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ**

Редактор *О. Санкина*

Компьютерная верстка *М. Севастьянова*

Подписано в печать 01.04.2005. Формат 84×108/32  
Бумага офсетная. Гарнитура «Таймс». Печать офсетная  
Усл.-печ.л. 34,44. Уч.-изд.л. 39,95.  
Изд № А-7. Заказ № 2122. Тираж 1000 экз.

При участии ООО ПФ «Сашко»

Отпечатано во ФГУП ИПК «Ульяновский Дом печати»  
432980, г. Ульяновск, ул. Гончарова, 14

ISBN 5-274-02030-5

