

Раздел 2. Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности

2.1 Основные понятия и определения. Понятие о методике допускаемых напряжений

Проектирование металлических конструкций представляет собой многоэтапный процесс, включающий в себя выбор конструктивной формы, расчет и разработку чертежей для изготовления и монтажа конструкций.

Целью расчета — второго основного этапа проектирования металлических конструкций — является строгое обоснование габаритных размеров конструкций, а также размеров поперечных сечений элементов и их соединений, обеспечивающих заданные условия эксплуатации в течение всего срока с необходимой надежностью и долговечностью при минимальных затратах материалов и труда на их создание и эксплуатацию. Эти требования часто противоречат друг другу (например, минимальный расход металла и надежность), поэтому реальное проектирование является процессом поиска оптимального конструктивного решения.

Расчет обычно состоит из следующих этапов: установление расчетной схемы, сбор нагрузок, определение усилий в элементах конструкций, подбор сечений и проверка допустимости напряженно-деформированного состояния конструкции в целом, ее элементов и соединений.

Главная особенность расчетов строительных конструкций заключается в необходимости учета изменчивости внешних воздействий, разброса прочностных характеристик материала и особенностей работы металла в конкретных условиях. Внешние воздействия здесь понимаются в широком смысле. Это могут быть силовые воздействия технологического и атмосферного происхождения, химическое воздействие, вызывающее коррозию металла, температурное воздействие, влияющее на его прочностные свойства, смещения опор и т.д.

В зависимости от способа учета изменчивости отмеченных параметров развивалась методика расчета МК. До 1995 г. в нашей стране МК рассчитывались по методике допускаемых напряжений, в которой использовался единый коэффициент запаса, учитывающий изменчивость названных параметров.

Достоинством методики допускаемых напряжений является простота, но эта методика недостаточно точно учитывает факторы, влияющие на работу конструкции.

Отношение нормативного предела текучести к коэффициенту запаса называется допускаемым напряжением:

$$[\sigma] = \frac{\sigma_T}{k}$$

В формуле слева стоит напряжение в конструкции от нормативной нагрузки, справа — нормативный предел текучести. Это неравенство рассматривает конструкцию в нормальных условиях эксплуатации, а необходимая надежность обеспечивается коэффициентом запаса. В среднем $k = 1,5$.

В методике предельных состояний коэффициент запаса разделен на несколько коэффициентов, каждый из которых учитывает строго определенное физическое явление и может быть обоснован математическими методами.

2.2 Основы методики расчета металлических конструкций по предельным состояниям

Цель расчета строительных конструкций - обеспечить заданные условия эксплуатации и необходимую прочность при минимальном расходе материалов и минимальной затрате труда на изготовление и монтаж.

Строительные конструкции рассчитывают на силовые и другие воздействия, определяющие их напряженное состояние и деформации, по предельным состояниям.

Метод расчета по предельным состояниям впервые был разработан в Советском Союзе в 50-е годы. Целью метода является не допускать с определенной обеспеченностью наступления предельных состояний при эксплуатации в течение всего заданного срока службы конструкции здания или сооружения.

Предельные состояния – это такие состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям при производстве работ.

В расчетах конструкций на действие статических и динамических нагрузок и воздействий, которым они могут подвергаться в течение строительства и заданного срока службы, учитываются следующие предельные состояния:

первой группы — по потере несущей способности и (или) полной непригодности к эксплуатации конструкций;

второй группы — по затруднению нормальной эксплуатации сооружений.

К предельным состояниям **первой** группы относятся:

- общая потеря устойчивости формы;
- потеря устойчивости положения; разрушение любого характера;
- переход конструкции в изменяемую систему;
- качественное изменение конфигурации;
- состояния, при которых возникает необходимость прекращения

эксплуатации в результате текучести материала, сдвигов в соединениях, ползучести, недопустимых остаточных или полных перемещений или чрезмерного раскрытия трещин.

Первая группа по характеру предельных состояний разделяется на две подгруппы: по потере несущей способности (первые пять состояний) и по непригодности к эксплуатации (шестое состояние) вследствие развития недопустимых по величине остаточных перемещений (деформаций).

К предельным состояниям **второй** группы относятся состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию (нормальной считается эксплуатация, осуществляемая без ограничений и без внеочередного ремонта) или снижающие долговечность вследствие появления недопустимых перемещений (прогибов, осадок, углов поворота, колебаний, трещин и т. п.).

Предельные состояния **первой** группы проверяются расчетом на максимальные (расчетные) нагрузки и воздействия, возможные при нарушении нормальной эксплуатации, предельные состояния **второй** группы — на эксплуатационные (нормативные) нагрузки и воздействия, отвечающие нормальной эксплуатации конструкций.

Надежность и гарантия от возникновения предельных состояний конструкции обеспечиваются надлежащим учетом возможных наиболее неблагоприятных характеристик материалов; перегрузок и наиболее невыгодного (но реально возможного) сочетания нагрузок и воздействий; условий и особенностей действительной работы конструкций и оснований; надлежащим выбором расчетных схем и предпосылок расчета, учетом в необходимых случаях пластических и реологических свойств материалов.

Это условие для первой группы предельных состояний по несущей способности может быть записано в общем виде

$$N < S,$$

где N — усилие, действующее в рассчитываемом элементе конструкции;

S - предельное усилие, которое может воспринять рассчитываемый элемент.

Поскольку расчетом должна быть обоснована возможность нормальной эксплуатации конструкции в течение всего заданного срока ее службы, значение N неравенства должно представлять собой наибольшее возможное за это время усилие (воздействие). Усилие N определяется от расчетных нагрузок F_i , представляющих собой возможные наибольшие или наиболее часто повторяющиеся нагрузки. Эти нагрузки определяют умножением нормативных нагрузок F_i^n , отвечающих условиям нормальной эксплуатации, на коэффициенты надежности по нагрузке γ_f , учитывающие возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону (большую или меньшую), и на коэффициент надежности по назначению γ_n , учитывающий степень ответственности, зданий и сооружений.

При одновременном действии двух или нескольких временных нагрузок расчет конструкций по первой и второй группам предельных состояний выполняется с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок или усилий.

Вероятность совместного действия нескольких нагрузок учитывают умножением нагрузок или вызываемых ими усилий на коэффициент сочетаний ψ .

Несущая способность – предельное усилие S , которое может воспринять рассчитываемый элемент определяется умножением геометрической характеристики сечения A (площади) на расчетное сопротивление R_v и коэффициент условий работы γ_c .

Расчетное сопротивление R_v получают делением нормативного сопротивления по пределу текучести R_v^n или временному сопротивлению разрыву R_u^n на коэффициент надежности по материалам γ_m , учитывающий выборочный характер контроля и возможность попадания в конструкцию металла с пониженными характеристиками.

Итак, для **первой** группы предельных состояний по прочности предыдущее выражение может быть записано:

$$\Sigma F_i^n \cdot N_i \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot \psi \leq A \cdot \frac{R_y^n \cdot \gamma_c}{\gamma_m},$$

или

$$\Sigma F_i^n \cdot N_i \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot \psi \leq A \cdot \frac{R_u^n \cdot \gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_b},$$

где $\gamma_b = 1,3$ – коэффициент надежности для элементов конструкций, рассчитываемых по временному сопротивлению.

Для **второй** группы предельных состояний предельное условие может быть записано в виде:

$$f \leq [f],$$

где f – перемещение конструкции (функция нагрузок);

$[f]$ – предельное перемещение, допустимое по условиям эксплуатации.

2.3 Классификация нагрузок и их сочетаний

Постоянные нагрузки — собственная масса несущих и ограждающих конструкций, давление грунта, предварительное напряжение.

Временные длительные нагрузки — масса стационарного технологического оборудования, масса складированных материалов в хранилищах, давление газов, жидкостей и сыпучих материалов в соответствующих емкостях и т.п.

Кратковременные нагрузки — нормативные значения нагрузок от снега, ветра, подвижного подъемно-транспортного оборудования, массы людей, животных и т.п.

Полезными обычно называют нагрузки, восприятие которых составляет целевое назначение сооружений, например, масса людей для пешеходного моста. Они могут быть как временными, так и постоянными, например, масса экспоната монументального выставочного сооружения является постоянной полезной нагрузкой для постаментов. В этом же смысле для фундамента масса всех вышележащих конструкций представляет собой также полезную нагрузку.

Особые нагрузки — сейсмические воздействия, взрывные воздействия, нагрузки, возникающие в процессе монтажа конструкций, нагрузки, связанные с поломкой технологического оборудования и резким нарушением технологического процесса, воздействия, обусловленные деформациями основания в связи с коренными изменениями структуры грунта (замачивание просадочных грунтов, осадка грунтов в карстовых районах и над подземными выработками).

Снеговая нагрузка.

Полное нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяют по формуле

$$s = s_0 \cdot \mu,$$

где s_0 - нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли.;

μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие.

Значения коэффициента μ зависят от очертания покрытия и приведены в нормах на проектирование.

Ветровая нагрузка устанавливается на основании данных гидрометеорологических станций о скорости ветра на высоте 10 м от поверхности земли.

Полная ветровая нагрузка w_z на высоте z над поверхностью земли определяют по формуле:

$$w_z = w_0 \cdot k \cdot c,$$

где w_0 - нормативное значение ветровой нагрузки на высоте 10 м, зависящее от ветрового района;

k - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте и тип местности;

c – аэродинамический коэффициент.

При действии на конструкцию нескольких видов нагрузок усилия в ней определяются при самых неблагоприятных сочетаниях с использованием соответствующих коэффициентов сочетаний ψ .

В соответствии со СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» различают:

основные сочетания, состоящие из постоянных и временных нагрузок;

особые сочетания, состоящие из постоянных, временных и одной из особых нагрузок.

При основном сочетании, включающем только одну временную нагрузку, коэффициент сочетания $\psi = 1$. При большем числе учитываемых временных нагрузок последние умножаются на коэффициенты сочетаний $\psi < 1$, значения которых регламентируются СНиПом или специальными условиями проектного задания.

В особых сочетаниях временные нагрузки учитываются с коэффициентом сочетаний $\psi < 1$, а особая нагрузка — с коэффициентом $\psi = 1$. Во всех видах сочетаний постоянная нагрузка имеет коэффициент $\psi = 1$.

2.4 Нормативные и расчетные сопротивления

Основными характеристиками сопротивления материалов силовым воздействиям являются нормативные сопротивления R_y^n и R_u^n . Нормативные сопротивления устанавливают на основе статистической обработки показателей механических свойств материалов.

Для углеродистой стали и стали повышенной прочности за основную характеристику нормативного сопротивления принято значение предела текучести, т.к. при напряжениях, равных пределу текучести, в растянутых, изгибаемых и других элементах начинают развиваться пластические деформации, а сжатые элементы начинают терять устойчивость. Для высокопрочных сталей, не имеющих ярко выраженной площадки текучести, или когда значения показателей текучести близко подходят к временному сопротивлению, за нормативное сопротивление принимают значение временного сопротивления. Таким образом, установлены два вида нормативных сопротивлений: по пределу текучести $R_y^n = \sigma_T$ и временному сопротивлению $R_u^n = \sigma_B$.

Расчетные сопротивления материала R_y и R_u определяют делением нормативного сопротивления на коэффициент надежности по материалу γ_m :

$$R_y = \frac{R_y^n}{\gamma_m}; \quad R_u = \frac{R_u^n}{\gamma_m}.$$

Коэффициент надежности по материалу γ_m . Коэффициент надежности по материалам установлен на основании анализа кривых распределений результатов испытаний стали и ее работы в конструкции и его значения находятся в пределах 1,025 ... 1,15.

Коэффициент надежности по назначению γ_n . Вводится в зависимости от класса ответственности зданий и сооружений:

для основных зданий и сооружений объектов, имеющих особо важное народнохозяйственное значение и (или) социальное значение – 1,0;

для зданий и сооружений объектов, имеющих важное народнохозяйственное значение и (или) социальное значение – 0,95;

для зданий и сооружений объектов, имеющих ограниченное народнохозяйственное значение и (или) социальное значение – 0,9.

На коэффициент надежности по назначению умножается расчетное значение нагрузок, усилий или иных воздействий.

2.5 Виды напряжений и их учет в расчете элементов стальных конструкций

Напряжения в зависимости от вида подразделяются на основные, дополнительные, местные и начальные.

Основные напряжения - напряжения, определяемые от внешних воздействий методами, излагаемыми в курсе сопротивления материалов. Основные напряжения определяются по усилиям, установленным для принятой идеализированной расчетной схемы (например, в решетчатых конструкциях— фермах и др., исходя из шарнирного вместо практически жесткого сопряжения стержней в узлах, иногда без учета пространственной работы системы в целом и т. п.), без учета местных, дополнительных и внутренних напряжений.

Поскольку основные напряжения уравнивают внешние воздействия и определяют несущую способность элементов конструкций, они и выявляются расчетом и по ним в основном судят о надежности конструкций.

Дополнительные напряжения - напряжения, возникающие в результате дополнительных связей по отношению к принятой идеализированной расчетной схеме (например, из-за жесткости узлов, дополнительных систем связей и т. п.). Дополнительные напряжения, определяемые методами строительной механики, при пластичном материале не оказывают существенного влияния на несущую способность конструкции.

Местные напряжения могут быть двух видов:

в результате внешних воздействий;

в местах резкого изменения или нарушения сплошности сечения, где вследствие искажения силового потока происходит концентрация напряжений.

В первом случае местные напряжения уравниваются с внешними воздействиями, во втором - они внутренне уравновешены.

К местным напряжениям, возникающим из-за внешних воздействий, относятся напряжения в местах приложения сосредоточенных нагрузок - на опорах, в местах опирания каких-либо других конструкций (рис. а), под катками мостовых кранов в подкрановых балках (рис. б), в местах крепления вспомогательных элементов. Местные напряжения могут привести к развитию чрезмерных пластических деформаций, трещин или к потере устойчивости в тонких элементах сечений (например, стенки двутавра).

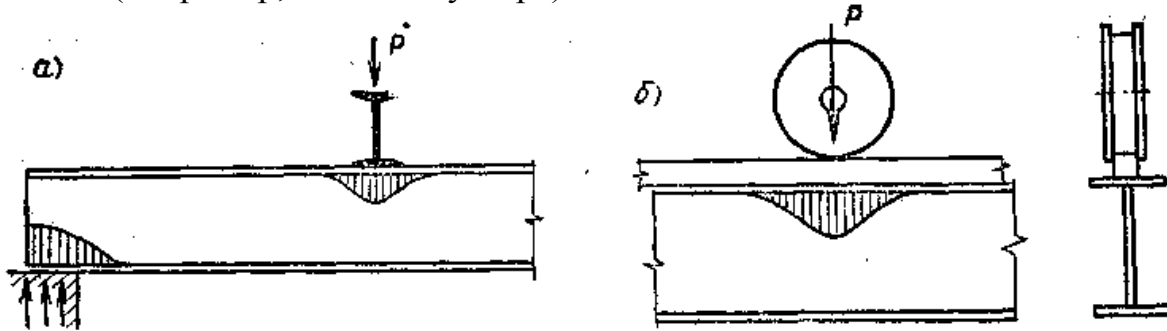


Рис. Местные напряжения

а - в местах приложения сосредоточенных нагрузок; б - под катком крана

Начальные напряжения. Начальными называются напряжения, которые имеются в ненагруженном внешней нагрузкой элементе и которые появились в нем в результате неравномерного остывания после прокатки или сварки или в результате предшествующей работы элемента и его пластической деформации, поэтому они называются также внутренними, собственными или остаточными. Начальные напряжения всегда уравновешены, поэтому эпюры их двузначны.

Начальные напряжения, складываясь с напряжениями, вызванными внешней нагрузкой, приводят к тому, что результирующие напряжения в материале существенно отличаются от напряжений, определяемых расчетом. При неблагоприятном распределении напряжений (например, при результирующем поле, плоскостном или объемном с нормальными напряжениями одного знака) развитие пластических деформаций может оказаться затрудненным, в результате чего появится опасность хрупкого разрушения.

Начальные напряжения приводят к повышению деформации, как бы снижая модуль упругости элемента, что может сказаться неблагоприятно на устойчивости при продольном изгибе. Борьба с начальными напряжениями ведется преимущественно конструктивными мероприятиями и соответствующим ведением технологического процесса при изготовлении металлических конструкций (при сварке и т. п.).

Предварительное напряжение, создаваемое в конструкциях с целью повышения ее эффективности, также является начальным напряжением.

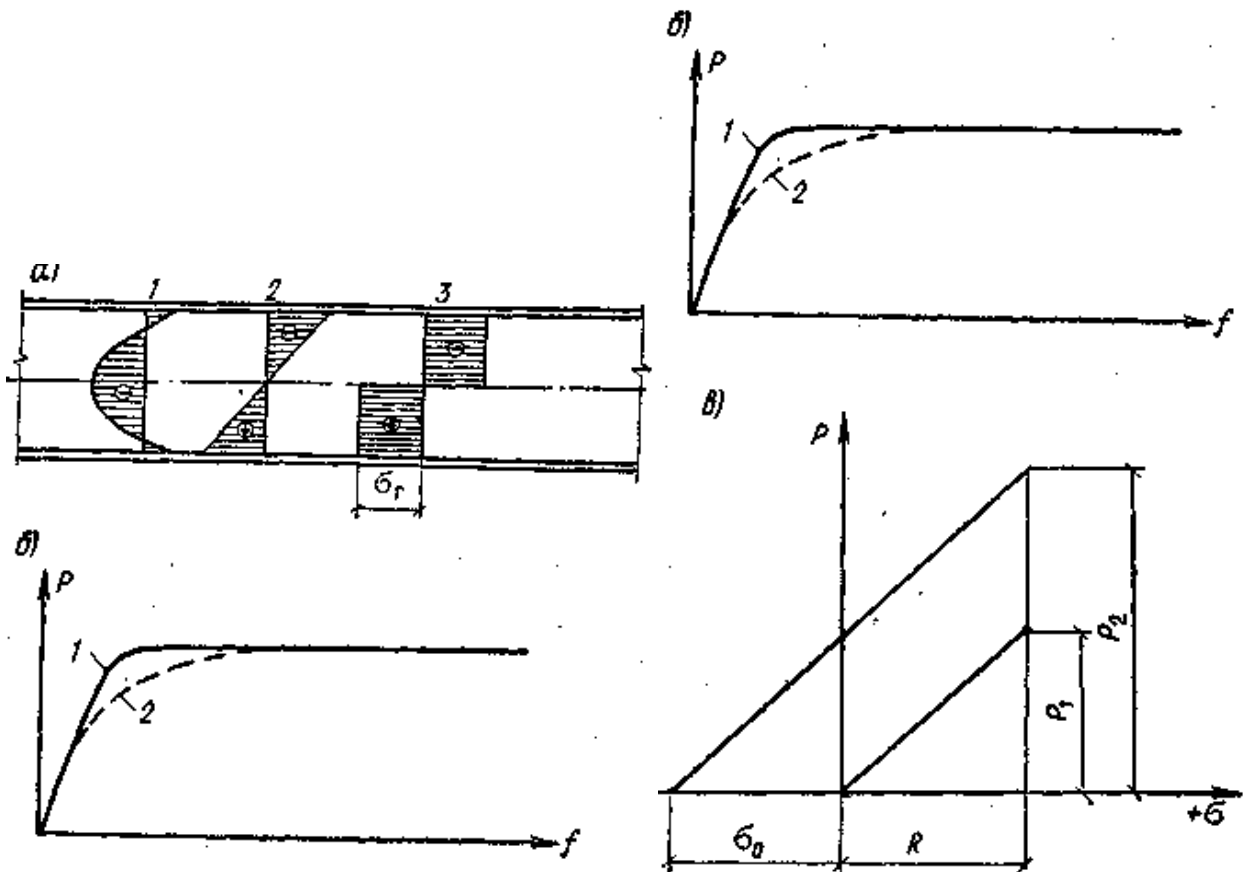


Рис. Начальные напряжения

а - напряжения в балке двутаврового сечения (1 - начальные напряжения; 2 - напряжения от внешней нагрузки; 3 - суммарные напряжения при образовании шарнира пластичности); б - прогибы балки (1 - при отсутствии начальных напряжений; 2 - при наличии начальных напряжений); в - повышение несущей способности балок созданием предварительного напряжения; σ_0 - предварительное напряжение; R - расчетное сопротивление; P_1 - максимальная нагрузка без предварительного напряжения; P_2 - то же, с предварительным напряжением

Если в конструкции искусственным путем создать напряжение обратного знака напряжениям от нагрузки, то при действии нагрузки сначала прорабатываются предварительные напряжения, а затем развиваются напряжения от нагрузки (в). В результате протяженность упругой работы материала увеличивается и несущая способность конструкции повышается.

Создавая предварительное напряжение, можно повысить несущую способность и жесткость конструкции, уменьшить перемещения, повысить усталостную прочность.

2.6 Работа стали при сложном напряженном состоянии

Сложное напряженное состояние характеризуется наличием двух или трех главных нормальных напряжений σ_1 , σ_2 и σ_3 , действующих одновременно (рис. 2.4). Если при одноосном напряженном состоянии ($\sigma_1 \neq 0$; $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$) пластические деформации развиваются при напряжениях, равных пределу текучести, то при сложном напряженном состоянии переход в пластическое

состояние зависит от знака и соотношения действующих напряжений.

При однозначном поле напряжений, когда все напряжения либо растягивающие, либо сжимающие, напряжения σ_2 и σ_3 сдерживают развитие деформаций в направлении напряжения σ_1 . В этом случае развитие пластических деформаций запаздывает, предел текучести повышается, а протяженность площадки текучести уменьшается, возникает опасность хрупкого разрушения.

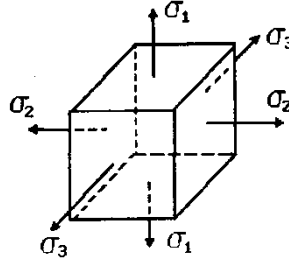
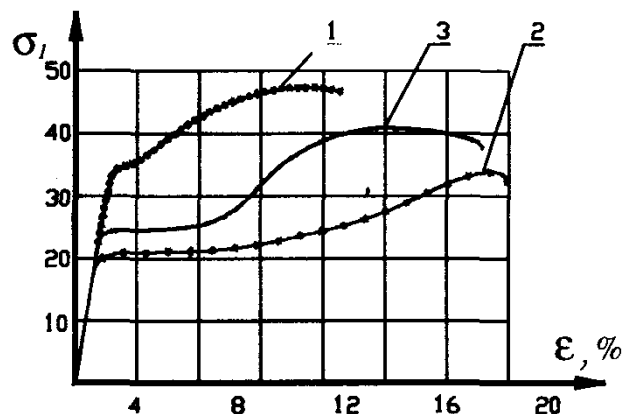


Рис. 2.4 - Сложное напряженное состояние

При разнозначных напряжениях (сжатие в одном и растяжение в другом направлении) наблюдается обратная картина. Пластические деформации начинаются раньше, чем главные напряжения достигли предела текучести одноосного нагружения. Сталь становится как бы более пластичной.

То же самое при двухосном напряженном состоянии (рис. 2.5).



1 - $\sigma_1 \sigma_2 < 0$; 2 - $\sigma_1 \sigma_2 > 0$; 3 - $\sigma_2 = 0$

Рис. 2.5 - Работа стали при плоском напряженном состоянии

Явление текучести можно представить как процесс изменения формы тела без изменения его объема. Удельная энергия изменения формы при сложном напряженном состоянии будет равна соответствующей энергии одноосного напряженного состояния, для которого напряжение перехода стали в пластическую стадию известно и равно пределу текучести σ_y . Следовательно, условие перехода стали в пластическую стадию при сложном напряженном состоянии:

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2 \cdot \sigma_3 + \sigma_3 \cdot \sigma_1)} = \sigma_y.$$

Левую часть этого выражения называют приведенным напряжением. Приведенное напряжение при плоском напряженном состоянии равно:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2}.$$

2.7 Концентрация напряжений

В местах искажения сечения (у отверстий, выточек, надрезов, утолщений и т. п.) происходит искривление линий силового потока и их сгущение около препятствий (рис. 2.6), что приводит к повышению напряжений в этих местах.

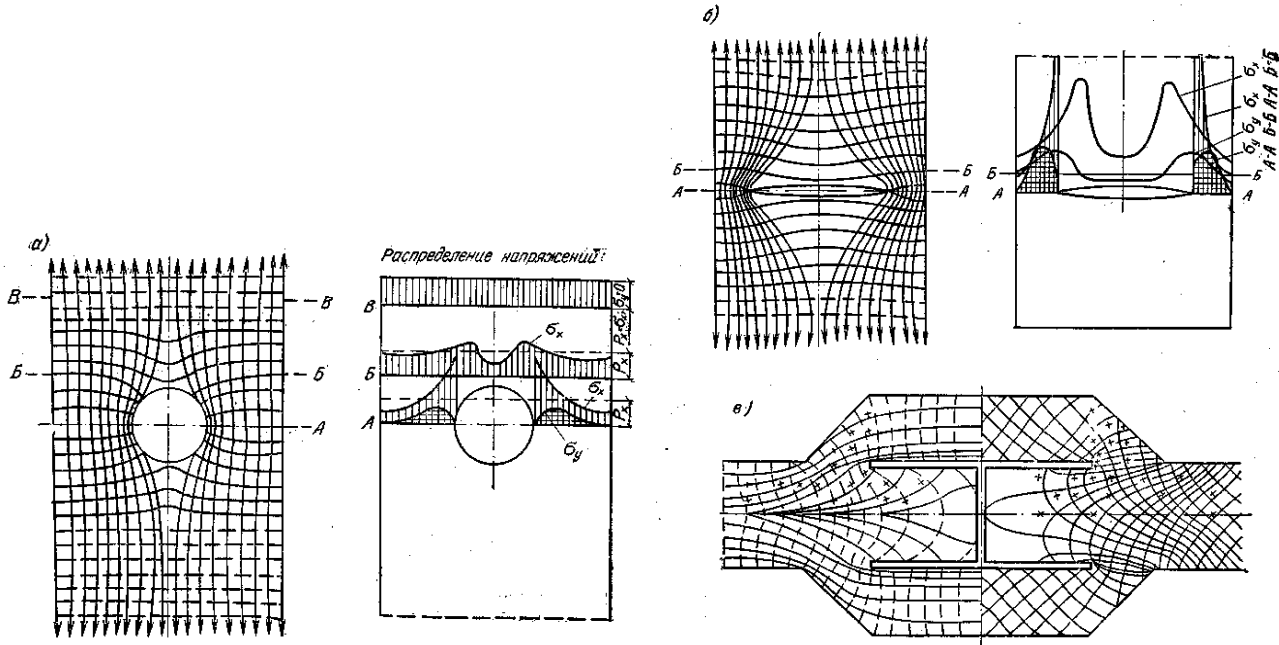


Рис. 2.6. Траектория и концентрация напряжений у мест резкого изменения формы элемента
а - около отверстий; б - около трещины; в - в сварном соединении лобовыми швами

Отношение максимального напряжения в местах концентрации к номинальному, равномерно распределенному по ослабленному сечению, называется коэффициентом концентрации. Коэффициент концентрации у круглых отверстий и полукруглых выточек имеет значение 2-3. В местах острых надрезов оно выше и тем больше, чем меньше радиус кривизны надреза и чем гуще собирается в этих местах силовой поток; коэффициент концентрации в этом случае достигает значения 6-9.

Развитие пластических деформаций и разрушение при равномерном распределении напряжений происходят под воздействием касательных напряжений, наибольшее значение которых возникает на плоскостях, наклонных под углом 45° к действующей силе (зона 1). При резком перепаде напряжений (зона 2) общие сдвиговые деформации происходить не могут (из-за задержки соседними, менее напряженными участками), поэтому в этих областях металл разрушается путем отрыва по плоскостям, нормальным к действующей силе.

При статических нагрузках и нормальной температуре концентрация напряжений существенного влияния на несущую способность не оказывает (не учитывая некоторого повышения разрушающей нагрузки). Поэтому при расчетах элементов металлических конструкций при такого вида воздействиях их влияние на прочность не учитывается.

При понижении температуры прочность на разрыв гладких образцов повышается во всем диапазоне отрицательных температур; прочность же образцов с надрезом повышается до некоторой отрицательной температуры, а затем понижается.

При длительном воздействии нагрузки сопротивление разрушению понижается.

Испытаниями установлено, что конструкции из низколегированных, особенно термоупрочненных сталей сопротивляются разрушению лучше, чем малоуглеродистые стали.

2.8 Основы расчета на прочность центрально растянутых или сжатых элементов

Предполагается, что напряжения в поперечном сечении таких элементов распределяются равномерно. Для обеспечения несущей способности таких элементов необходимо, чтобы эти напряжения от расчетных нагрузок в сечении с наименьшей площадью не превышали расчетного сопротивления.

В соответствии с основным неравенством первого предельного состояния имеем:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R \cdot \gamma_c$$

где N - продольная сила в стержне, определяемая от расчетных нагрузок;

A_n — площадь нетто поперечного сечения элемента;

R — расчетное сопротивление, принимаемое равным R_y , если в стержне не допускается развитие пластических деформаций; если же условиями эксплуатации конструкции пластические деформации допустимы, то R равняется наибольшему из двух значений R_y и R_u/γ_u (здесь R_y и R_u — расчетные сопротивления материала соответственно по пределу текучести и по временному сопротивлению);

$\gamma_u = 1,3$ — коэффициент надежности по материалу при расчете конструкций по временному сопротивлению).

Проверка по второму предельному состоянию сводится к ограничению удлинений (укорочений) стержня от нормативных нагрузок

$$N_n l / (EA) \leq \Delta,$$

где N_n - продольная сила в стержне от нормативных нагрузок;

l - расчетная длина стержня, равная расстоянию между точками приложения нагрузки к стержню;

E - модуль упругости;

A - площадь брутто поперечного сечения стержня;

Δ - предельная величина удлинения (укорочения).

Основы работы и расчета изгибаемых элементов

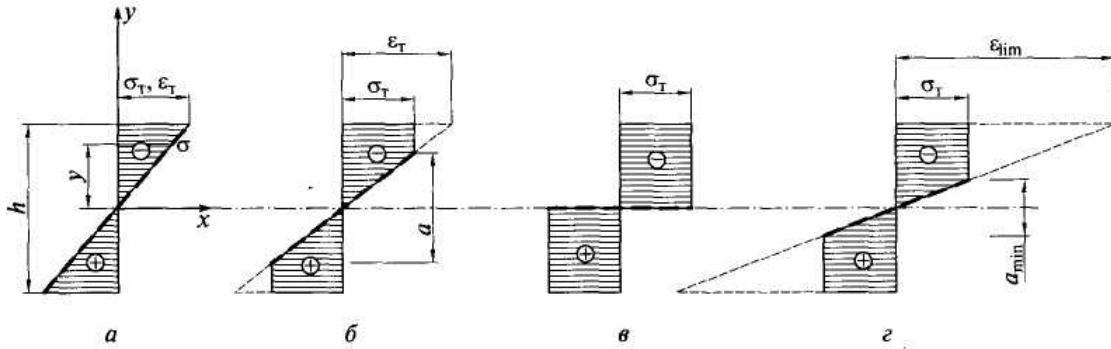


Рис.2.1 Изменение эпюры напряжений в изгибаемом элементе при развитии пластических деформаций в материале: *а* — в упругой стадии; *б* — в упруго-пластической; *в* — шарнир пластичности; *г* — при ограниченной пластичности

Для изгибаемых стержней (балок), у которых пролет значительно превышает высоту поперечного сечения (в 5 и более раз), экспериментально подтверждается гипотеза плоских сечений Бернулли. В соответствии с этой гипотезой изменение деформаций по высоте сечения происходит по линейному закону, напряжения распределяются аналогично только до предела текучести σ_T .

Для проверки прочности изгибаемых элементов, работающих в пределах упругих деформаций, в соответствии с основным неравенством первого предельного состояния (2.4) необходимо, чтобы максимальные нормальные и касательные напряжения в балке от расчетной нагрузки не превосходили соответствующих расчетных сопротивлений:

$$\sigma_{\max} = M / W_n \leq R_y \gamma_c; \quad \tau = QS / (It) \leq R_s \gamma_c,$$

где M и Q — максимальные момент и поперечная сила в балке от расчетной нагрузки;

W_n — момент сопротивления нетто поперечного сечения балки, в случае несимметричного сечения балки выбирается $W_{n\min} = I_x / y_{\max}$;

S — статический момент сдвигающейся части сечения относительно нейтральной оси;

I — момент инерции сечения балки;

t — толщина стенки.

По второму предельному состоянию наибольший прогиб балки от нагрузки нормальной эксплуатации сравнивается с предельной величиной, указанной в нормах либо в задании на проектирование.

Легко показать, что в пределах площадки текучести, когда фибровые деформации балки не превышают 2 %, площадь эпюры на рис.2.1, б отличается от предельной (рис.2.1, в) всего на 0,2 % для прямоугольных сечений и на 0,1 % для двутавров. Поэтому с небольшой погрешностью, но значительным упрощением для дальнейшего анализа можно использовать предельную эпюру по рис.2.1, в.

Однако имеется еще одно противоречие, давшее название этому предельному случаю. Бесконечным деформациям должна соответствовать бесконечная

кривизна. Для идеально пластичных материалов это может произойти, когда взаимный угол поворота частей балок, разделенных рассматриваемым сечением, будет стремиться к бесконечности. Кинематически это соответствует шарнирному механизму, подвижность которого обеспечивается пластическими свойствами материала. Отсюда появилось название *пластический шарнир*, определяющее предельную несущую способность изгибаемого элемента.

В отличие от механического пластический шарнир исчезает, как только изгибающий момент меняет направление, так как материал при этом восстанавливает упругие свойства.

Предельный момент в шарнире пластичности для балки произвольного сечения определяется исходя из эпюры, представленной на рис. 2.1, в:

$$M_{\text{пл}} = \sigma_T \int_A y dA = \sigma_T (|S_B| + |S_H|) = \sigma_T W_{\text{пл}},$$

где S_B и S_H — статические моменты верхней и нижней частей сечения относительно нейтральной оси при пластическом шарнире;

dA — элемент площади поперечного сечения балки.

В формуле введено обозначение $W_{\text{пл}} = |S_B| + |S_H|$, называемое пластическим моментом сопротивления.

Введем коэффициент

$$c = W_{\text{пл}} / W = M_{\text{пл}} / M,$$

характеризующий резерв несущей способности изгибаемого элемента, обусловленный пластической работой материала.

$$W_{\text{пл}} = 2S = 2 \left(A_f \frac{h}{2} + \frac{h}{2} t \frac{h}{4} \right) = A_f h + A_w \frac{h}{4} = A_w h \left(\frac{A_f}{A_w} + \frac{1}{4} \right);$$

$$W = \frac{2I}{h} = \frac{2}{h} \left[2A_f \left(\frac{h}{2} \right)^2 + \frac{th^3}{12} \right] = A_f h + A_w \frac{h}{6} = A_w h \left(\frac{A_f}{A_w} + \frac{1}{6} \right).$$

Подставляя эти выражения в предыдущую формулу, получаем

$$c = \frac{A_f / A_w + 1/4}{A_f / A_w + 1/6},$$

где A_f/A_w — отношение площадей поперечного сечения пояса и стенки.

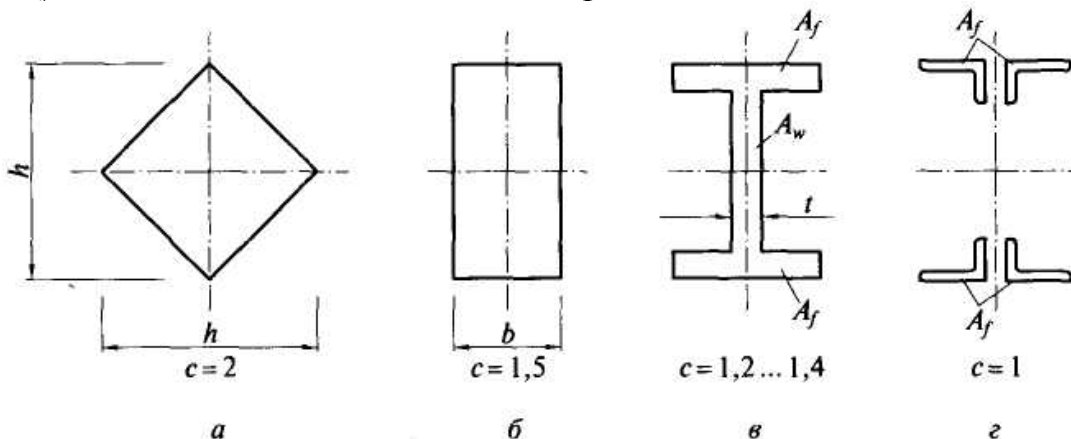


Рис. 2.2. Зависимость коэффициента c от формы поперечного сечения изгибаемого элемента: a — для ромбического сечения; b — для прямоугольного; v — для двутаврового; z — для фермы

Для прокатных двутавров различных типов в среднем $A_f/A_w \sim 0,67$, чему соответствует значение $c = 1,1$.

Устремляя площадь поясов к нулю, из двутаврового (см. рис. 2.2, в) получаем прямоугольное сечение (рис. 2.2, б), а из формулы при $A_f \rightarrow 0$ $c = 1,5$, т.е. при использовании пластических деформаций несущая способность балки прямоугольного сечения возрастает в 1,5 раза.

Устремляя площадь стенки к нулю, как и в предыдущем случае, из двутавра получаем расчетное сечение фермы либо балки с гибкой стенкой (рис. 2.2, г), в которых изгибающий момент воспринимается практически только поясами. Из формулы при $A_w \rightarrow 0$ получаем $c = 1$.

Действительно, пояса фермы при шарнирном сопряжении элементов в узлах работают на осевое растяжение (сжатие). Появление в поясах пластических деформаций приводит к исчерпанию несущей способности изгибаемого элемента (фермы). Для таких сечений пластического резерва нет.

Очевидно, наибольшим пластическим резервом будет обладать балка с поперечным сечением, показанным на рис. 2.2, а, для нее $c = 2$. Однако это сечение при прочих равных условиях (пролет, нагрузка, расчетное сопротивление материала и пр.) является наименее экономичным по расходу материала из всех, показанных на рис. 2.2. Наименее металлоемким будет сечение, показанное на рис. 2.2, г.

Формула для проверки прочности изгибаемых элементов при наличии пластических деформаций (пластический шарнир)

$$M/(cW_n) \leq R_y \gamma_c \text{ или } M/W_n \leq cR_y \gamma_c$$

При рассмотренном многокомпонентном напряженном состоянии проверку прочности балки можно производить по следующей формуле:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c,$$

где 1,15 — коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в балке.

При изгибе относительно двух главных осей инерции поперечного сечения балки (x, y) — косом изгибе — проверку прочности с учетом пластических деформаций допускается осуществлять по упрощенной формуле

$$M_x/(c_x \beta W_{x,n,\min}) + M_y/(c_y W_{y,n,\min}) \leq R_y \gamma_c \text{ при } \tau \leq 0,5 R_s,$$

где c_x и c_y даются в зависимости от формы сечения β зависит от величины τ_{xy} .

Основы работы и расчета на устойчивость центрально сжатых стержней

Исчерпание несущей способности длинных гибких стержней, работающих на осевое сжатие, происходит от потери устойчивости.

При фиксированном $N = \text{const}$, давая стержню возможное перемещение, можно подсчитать приращение работ внешних δA_e и внутренних δA_i сил. Если $\delta A_i > \delta A_e$ то состояние стержня будет устойчивым, при $\delta A_i < \delta A_e$ — неустойчивым, при $\delta A_i = \delta A_e$ — критическим.

В первом случае разница между виртуальными работами возвращает систему в первоначальное состояние. Во втором случае приращения работы внутренних сил δA_i недостаточно, чтобы вернуть систему в первоначальное состояние, стержень теряет устойчивость. Третий случай является пограничным, критическим.

При изучении проблемы устойчивости стержней приращения работ на возможных перемещениях можно заменить приращениями соответствующих моментов δM_e и δM_i вследствие их прямой пропорциональной зависимости.

Для идеально упругого и прямолинейного стержня при фиксированном $N = \text{const}$ приращение момента внешних сил при возможном прогибе с амплитудой v равно $\delta M_e = Nv$. Приращение момента внутренних сил $\delta M_i = \rho EI$, где EI — жесткость стержня; $\rho = -y''$ — кривизна.

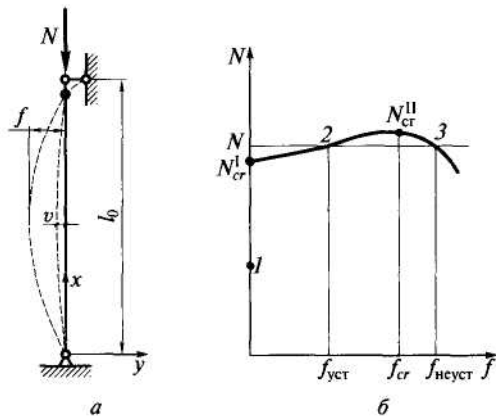


Рис. 2.3 Работа центрально сжатого стержня:

a — расчетная схема; *б* — зависимость между нагрузкой и прогибом стержня

Соответствующее критическое напряжение будет иметь вид

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}^I}{A} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2 A} = \frac{\pi^2 E i^2}{l_0^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2},$$

где A — площадь поперечного сечения стержня; $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ — радиус инерции;

$\lambda = l_0/i$ — гибкость стержня;

$l_0 = \mu l$ — расчетная длина стержня;

μ — коэффициент приведения, зависящий от способа закрепления концов стержня.

Эта формула справедлива при постоянном модуле упругости E , т.е. при напряжениях, не превышающих предел пропорциональности $\sigma_{cr} < \sigma_{пц}$, при этом

$\lambda > \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{пц}}}$. Для мягких строительных сталей $\sigma_{пц} = 20 \text{ кН/см}^2$, следовательно, $\lambda >$

100. Для сталей повышенной прочности применимость формулы Эйлера ограничена значением $\lambda > 85$. Следует заметить, что на практике гибкости центрально сжатых стержней (колонн, элементов ферм, рам и т.п.) в большинстве случаев составляют примерно половину указанных предельных.

При λ меньше предельных стержни теряют устойчивость в упругопластической стадии работы материала с касательным модулем деформации $E_t = d\sigma/d\varepsilon < E$.

Местная устойчивость элементов металлических конструкций

Вследствие высокой прочности металла требуемая площадь поперечного сечения конструкции мала. Для более эффективного использования высокопрочного материала в сжатых стержнях необходимо увеличивать габаритные размеры поперечного сечения, что приводит к уменьшению толщин элементов, составляющих стержень (стенки, пояса). При этом возникает опасность потери местной устойчивости тонкостенных элементов раньше, чем конструкция потеряет несущую способность от исчерпания прочности материала, либо потери общей устойчивости (рис.).

Потеря местной устойчивости сопровождается выпучиванием тонких пластин, вследствие чего они частично или полностью выключаются из работы на сжатие. Сечение ослабляется, изменяется форма его рабочей части, смещаются центр тяжести и центр изгиба. Это приводит к возникновению дополнительного изгиба и к закручиванию. В результате стержень теряет общую устойчивость.

В соответствии с напряженным состоянием конструкции составляющие ее элементы (тонкие пластины) могут терять устойчивость от нормальных напряжений (пояса и стенка колонн и балок), от касательных напряжений (опорная панель стенки балки) и от совместного действия тех и других.

Для повышения сопротивления пластин выпучиванию необходимо либо увеличивать их толщину, либо подкреплять ребрами жесткости, поставленными перпендикулярно плоскости пластины.

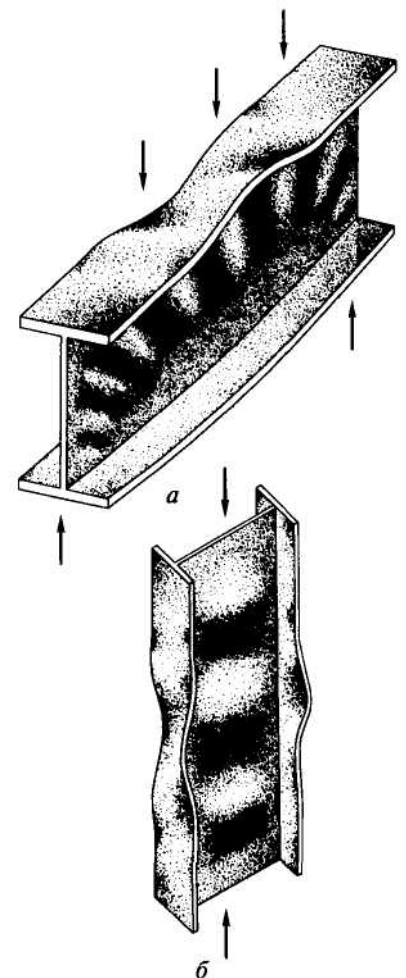
В последнем случае тонкая пластина расчленяется ребрами на мелкие отсеки, обладающие большей устойчивостью.

При решении задач местной устойчивости полагают, что отдельные элементы, составляющие стержень, работают как пластинки, соединенные между собой шарнирными, жесткими либо упругоподатливыми связями в зависимости от конкретных условий.

Критическое состояние таких пластин характеризуется равенством вариаций работ внутренних и внешних сил на возможном перемещении $\delta A_i = \delta A_e$.

Рис. 2.5 Потеря местной устойчивости тонкостенных элементов:

a — балки; *б* — колонны



Пояс двутавровой балки

Расчетная схема представляет собой длинную пластину толщиной $t = t_f$ и шириной, равной свесу пояса $b = b_{ef}$, имеющую шарнирное закрепление по одной длинной стороне; противоположная сторона свободна.

В реальных сварных балках пояса всегда имеют некоторую случайную кривизну (грибовидность от сварки поясными швами), что приводит к фактическому уменьшению критической силы. Пояс, будучи соединенным со стенкой, обеспечивает некоторое упругое защемление стенки в том случае, если они будут терять местную устойчивость одновременно.

С учетом этих факторов в нормах принято значение $\lambda'_{uf} = 0,5$, которому соответствует $\kappa = 0,278$, где $\kappa = 0,456 + (b_{ef})^2 / (a)^2$. При проверке прочности балки может оказаться, что фактические напряжения в ней будут меньше расчетного сопротивления $\sigma = M/W < R_y$, что дает дополнительный резерв устойчивости пояса. Отсюда имеем окончательно

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_y}{\sigma}}.$$

Отсюда видно, что с точки зрения обеспечения местной устойчивости тонкостенных элементов конструкций применение сталей повышенной прочности невыгодно.

Если балка работает в упругопластической стадии, пояса ее находятся, как правило, в пластическом состоянии. В этом случае предельная гибкость пояса снижается до $\lambda_{uf} = 0,3$. При нормировании местной устойчивости пояса балки, работающей в упругопластической стадии, исходят из принципа равноустойчивости пояса и стенки балки.

Расчет элементов металлических конструкций при воздействии переменных нагрузок (проверка на усталость)

При действии переменных многократно повторяющихся нагрузок разрушение конструкции может произойти от усталости металла при напряжениях значительно ниже предела текучести.

Разрушение происходит без заметных пластических деформаций, имеет хрупкий характер. Это наблюдается в таких конструкциях, как подкрановые балки, балки рабочих площадок при загрузке их подвижным составом, элементы бункерных эстакад, конструкции, испытывающие вибрации от технологического оборудования, башни и мачты, испытывающие многократные воздействия порывов ветра и т.п.

В соответствии с характером последствий от нарушения эксплуатационных свойств конструкции расчет на усталость следует вести по первому предельному состоянию. Однако согласно временному режиму воздействия вибрационная нагрузка является нагрузкой нормальной эксплуатации. Поэтому напряжения в конструкции определяются от пониженной нормативной нагрузки, вызывающей усталость, по сечению нетто, без учета динамического коэффициента.

Максимальное в цикле нагружения значение одного из характерных компонентов напряжений, определяемого обычно по упрощенным формулам

сопротивления материалов, сравнивается с условным пределом усталости, устанавливаемым на основе экспериментальных данных:

$$\sigma_{\max} \leq \alpha R_v \gamma_v$$

при ограничении

$$\alpha R_v \gamma_v \leq R_u / \gamma_u, \quad \gamma_u = 1,3,$$

где R_v — условное расчетное сопротивление усталости, зависящее от типа стали и степени концентрации напряжений в проверяемой точке конструкции.

В нормах тип стали характеризуется нормативным значением временного сопротивления на разрыв R_{un} , концентрация напряжений — номером группы элементов в таблице с набором характерных конструктивных узлов. Нормами установлено восемь групп — от первой до восьмой. Степень концентрации напряжений возрастает с ростом номера группы. Значение расчетного сопротивления R_v получено из испытаний образцов с асимметрией цикла нагружения $p = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} = -1$ при $n \sim 2 \cdot 10^6$ циклов. Поправка на иное число циклов в пределах $10^5 < n < 3,9 \cdot 10^6$ осуществляется с помощью коэффициента α , полученного путем аппроксимации опытных данных. Для 1-й и 2-й групп элементов

$$\alpha = 0,064(n / 10^6)^2 - 0,5(n / 10^6) + 1,75;$$

Расчет элементов стальных конструкций на прочность с учетом хрупкого разрушения (проверка на хладостойкость)

Существенный резерв надежности стальных конструкций обеспечивается пластическими свойствами материала. В случае одноосного растяжения при комнатной температуре образцы строительной стали могут удлиняться на 14—27% без нарушения сплошности.

Однако в реальных конструкциях сталь может разрушаться хрупко, без заметных пластических деформаций. Такой вид разрушения является чрезвычайно опасным в силу внезапности и приводит в большинстве случаев к авариям конструкций. Поэтому расчет элементов с учетом хрупкого разрушения производится по первому предельному состоянию, несмотря на то что потеря несущей способности в этом случае может произойти при нагрузках нормальной эксплуатации.

Для элементов из строительной стали основными факторами, способствующими хрупкому разрушению, являются пониженная температура эксплуатации, вид напряженного состояния, концентрация напряжений, ударный характер приложения нагрузки, наличие остаточных сварочных напряжений, дефекты структуры стали, появившиеся при ее производстве, сварке, термообработке и некоторые другие.

Доминирующим фактором является пониженная температура эксплуатации. В связи с этим сопротивление стальных конструкций хрупкому разрушению отождествляется с их хладостойкостью.

При разрушении стальных образцов принято различать вязкое (пластическое) разрушение с матовой, волокнистой поверхностью излома, хрупкое разрушение с

поверхностью излома, имеющей характерный кристаллический блеск, и промежуточное квазихрупкое разрушение с одновременным присутствием в изломе обоих характерных признаков.

Температура, при которой происходит переход от вязкого разрушения к квазихрупкому, называется первой критической температурой t_1 . Вторая критическая температура t_2 соответствует переходу от квазихрупкого разрушения к хрупкому.

Нормами предписывается проверять прочность стальных элементов на хладостойкость при отрицательной расчетной температуре t , определяемой СНиП 2.01.01-82 по строительной климатологии и геофизике как средняя минимальная температура наиболее холодной пятидневки в году.

Проверку следует делать для центрально растянутых элементов, а также для зон растяжения изгибаемых, внецентренно растянутых и внецентренно сжатых стержней при напряжении в них σ_{\max} , вычисленном по расчетным нагрузкам без учета динамического коэффициента и превышающем 40 % расчетного сопротивления по пределу текучести, т.е. при $\sigma_{\max} > 0,4R_y$. Проверочная формула имеет вид

$$\sigma_{\max} \leq \beta \gamma_c R_u / \gamma_u,$$

где R_u , γ_u , γ_c — соответственно расчетное сопротивление стали по пределу прочности и соответствующие коэффициенты условия работы ($\gamma_u = 1,3$);

β — коэффициент понижения расчетного сопротивления, учитывающий возможность хрупкого разрушения стали.

На основании экспериментальных данных в этом интервале температур принято линейное изменение β от 1 до 0,7 — 0,8:

$$\beta = 1 - \alpha \frac{t - t_1}{t_2 - t_1},$$

коэффициент α принимается равным 0,2 для сталей С345, С375 при толщине проката $t \leq 20$ мм; 0,25 — для сталей С245 — С285 при $t \leq 20$ мм и С345, С375 при $t > 20$ мм; 0,3 — для сталей С245 — С285 при $t > 20$ мм.

Как видно из последней формулы, чем тоньше прокат и выше качество материала, что свойственно низколегированным сталям повышенной и высокой прочности, тем выше их хладостойкость.